

REPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR - ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA



جامعة باجي مختار – عنابة

FACULTÉ DES SCIENCES DE LA TERRE
DÉPARTEMENT DES MINES

Laboratoire de Valorisation des Ressources Minières et Environnement



THÈSE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de Doctorat L.M.D en Mines et Environnement

Option : conception des ouvrages souterrains

THÈME

Etude de la stabilité du tunnel Draa El Mizane (Tizi Ouzou) par approche géotechnique.

Présentée par :

FELLOUH Nacereddine

DEVANT LE JURY :

Président :	Pr HAFSAOUI Abdellah	Université Badji Mokhtar - Annaba
Rapporteur :	Pr BOUKELLOUL Mohamed Laid	Université Badji Mokhtar - Annaba
Co-directeur	Dr AISSI Adel	Université Mohamed Boudiaf - M'sila
Examineurs :	Dr BERDOUDI Said	Université Badji Mokhtar - Annaba
	Dr BOUTRID Abdellaziz	Université Abbes Laghrour - Khenchela
	Dr MAMEN Belgacem	Université Abbes Laghrour - Khenchela

Année : 2021

REMERCIEMENTS

En matière de rédaction de cette thèse, nous remercions à tout instant notre Allah qui a toujours éclairé notre vie par le savoir, et nous a guidés dans le bon chemin.

*Un spécial remerciement à mon Directeur de thèse **Professeur. BOUKELLOUL Mohamed Laid**, pour l'intérêt incessant qu'il a porté au suivi de ce travail, J'ai beaucoup apprécié ses méthodes de travail, la liberté qu'il m'a laissée dans l'organisation de ces recherches et ses nombreux encouragements réguliers, qui m'ont toujours remonté le moral dans les moments difficiles, ses remarques, toujours pertinentes, ont été très bénéfiques à l'avancement de cette thèse. Je voudrais également adresser mes vifs remerciements au co-directeur de la thèse le docteur **Aissi Adel** de l'Université de M'sila qui a accepté de m'aider et m'orienter.*

*J'exprime ma vive reconnaissance à monsieur **HAFSSAOI Abdellah, Professeur** à l'Université Badji Mokhtar - Annaba pour m'avoir fait l'honneur d'accepter la présidence du jury.*

Aussi, je tiens à exprimer vivement mes gratitudes et mes reconnaissances aux membres de jury qui m'ont fait l'honneur d'examiner cette thèse :

- **Docteur BOUTRID Abdellaziz** de l'Université Abbes Laghrour - Khenchela,*
- **Docteur BERDOUDI Said** de l'Université Badji Mokhtar – Annaba,*
- **Dr MAMEN Belgacem** de l'Université Abbes Laghrour Khenchela.*

J'adresse un grand merci auquel je dédie cette thèse, à ma famille,

À la mémoire de mon Père, que Dieu bénisse son âme qui me manque, Pour couronner ces remerciements, je rends un hommage à ma Mère, pour son irremplaçable et inconditionnel soutien. « Ton amour maternelle, ton soutien, et tes encouragements m'a été d'une aide précieuse. MERCI et que Dieu puisse te prêter longue vie ».

Et enfin, mes remerciements vont à tous les responsables, les enseignants, les doctorants et les étudiants de l'Université Badji Mokhtar - Annaba, sans oublier l'ensemble des ingénieurs et les travailleurs du groupement O.N.E et OZGUN INSAAT pour m'avoir facilité la participation pendant la réalisation des divers expériences sur le site.

Je remercie également l'Agence Nationale des Autoroutes, en particulier le Directeur du projet de la pénétrante Mr AIT KACI Abdelaziz et tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à élaborer ce travail.

RESUME

Tout au long du processus de construction d'un tunnel dans une région tectonique active, il peut être impossible d'éviter les failles majeures, ce qui met les concepteurs dans une situation embarrassante.

La construction des tunnels dans des milieux rocheux de faibles caractéristiques géomécaniques dont les propriétés correspondent bien à la définition d'un matériau intermédiaire sols/roche se heurtent à de multiples problématiques. Parmi ces problématiques qui compliquent le dimensionnement du système de soutènement est l'étude de la stabilité, d'où il y a eu des incertitudes très importantes liées aux hétérogénéités du massif rocheux.

Une méthodologie pour réduire l'incertitude associée aux paramètres géotechnique dans le massif rocheux hétérogènes et spécialement dans des conditions très complexes tels que zone de faille est présentée. L'approche ultime combine la simulation numérique et les résultats obtenues à partir des instrumentations, cette combinaison a été effectuée à l'aide d'un algorithme de rétro analyse non linéaire par la méthode des réseaux de neurones artificiels.

L'analyse numérique des scénarios de construction du tunnel autoroutier Draa El Mizane –Tizi Ouzou est effectuée à l'aide du logiciel aux éléments finis par le code de calcul Phase2 2D, par la suite des résultats de confrontation obtenus à l'aide d'un système d'instrumentation tel que l'extensomètre ont été aussi présentés.

D'autre part, à partir d'une approche de type «géotechnique» dans le domaine des travaux souterrains et on prenant en compte une compatibilité des différents paramètres constitutifs du massif rocheux et d'une représentativité du critère de base liés à la prédiction de la qualité géomécanique dans la phase de conception pour bien illustrer les prédictions liées principalement par les déformations et les déplacements.

Par rapport à un modèle déterministe habituel, les résultats en termes de déplacements et déformations confirment le potentiel de cette approche de dimensionnement dont elle permet de diminuer l'incertitude liée principalement à la caractérisation.

Mots clés : Tunnel Draa El Mizane, Stabilité, Massifs rocheux, Extensomètres, Approche géotechnique, Modélisation numérique.

ABSTRACT

Sometimes, The tunneling process will be impossible to avoid in the fault zone, which puts designers in an awkward situation.

The tunneling process in mass rock with weakly geomechanical characteristics, which the properties correspond well to the definition of an intermediate soil/rock material, come up against many problems.

Among the problems which complicate the dimensioning of the support system in the study of the stability, from which there have been very important uncertainties linked to the heterogeneities of the rock mass.

To reduce the uncertainty associated with the geotechnical parameters, especially under very complex conditions such as fault zone. An approach combine the numerical results using a nonlinear feedback algorithm based on artificial neural networks method were presented.

The numerical analysis of the construction scenarios of the Draa El Mizane – Tizi Ouzou tunnel is carried out using the finite element software by the phase 2 2D calculation code. Following the confrontation results obtained using a instrumentation system (extensometer) were also presented.

In addition, from a “geotechnical approach” in the underground works field and taking into account the compatibility of the constitutive parameters of the rock mass and the representativeness of the basic criterion linked to the prediction of the geomechanics quality, mainly linked by deformations and displacements.

Compared to usual deterministic model, the displacements and deformations results confirm the potential of this approach which allows to reduce the uncertainty linked mainly to the characterization.

Keywords: Tunnel of Draa El Mizane, Stability, Rock mass, Extensometers, Geotechnical approach, Numerical modeling.

ملخص

خلال عملية بناء نفق في منطقة تكتونية نشطة، قد يكون من المستحيل تجنب الشقوق الرئيسية بحيث تخلق التشوهات النشطة تأثيرين أساسيين على الأنفاق وهما إزاحة مفاجئة (حركة مفاجئة) لمصفوفة الصخور وظروف الكتل الصخرية الرديئة للغاية، مما يضع المصممين في وضع جد حرج.

يواجه بناء الأنفاق في البيئات الصخرية ذات الخصائص الجيوميكانيكية الضعيفة العديد من المشاكل. من بين هذه المشاكل التي تعقد تحديد حجم نظام الدعم والتي يمكن أن تخلق أيضًا تكاليف إضافية كبيرة، دراسة الاستقرار والحماية في ظل ظروف خاصة جدًا والتي من بينها الشوك الكبيرة جدًا والمرتبطة بعدم تجانس الكتلة الصخرية.

تم تقديم منهجية لتقليل الشوك المرتبطة بالمعلومات الجيوتقنية لكتلة الصخور غير المتجانسة وخاصة في الظروف المعقدة للغاية مثل منطقة الصدع. يجمع المنهج النهائي بين المحاكاة العددية والنتائج التي تم الحصول عليها باستخدام إجراء هذه المجموعة باستخدام خوارزمية التحليل العكسي غير الخطية.

تم إجراء التحليل العددي لسيناريوهات بناء نفق طريق دراع الميزان-تيزي وزو باستخدام برنامج العناصر المحدودة، بعد عرض نتائج المواجهة التي تم الحصول عليها باستخدام نظام أجهزة مثل مقياس التمدد (extensomètre).

من ناحية أخرى، ومن مقارنة النوع "الجيوتقني" في مجال الأعمال تحت الأرض، وأيضًا مع الأخذ في عين الاعتبار توافق المعلومات المكونة لمختلف الكتل الصخرية وتمثيل المعيار الأساسي المرتبط بالتنبؤ للجودة الجيوميكانيكية في مرحلة التصميم وذلك لتوضيح التنبؤات التي يتم مقارنتها لاحقًا بالنتائج والتي تم الحصول عليها في الموقع.

مقارنة بالنموذج المعتاد، تؤكد النتائج من حيث عمليات التحرك وإزاحة التشوهات إمكانية استعمال منهجية الأبعاد التي تسمح بتقليل الشوك المرتبطة بشكل أساسي بالخصائص الأرضية، من أجل إجراء تحليل أكثر دقة لتصميم الأعمال الباطنية.

Tables des matières :

Remerciements.....	II
Résumé.....	III
Abstract.....	IV
ملخص.....	V
Tables des matières.....	6
Liste des figures.....	9
Liste des tableaux.....	11
NOTATIONS ET ABRÉVIATIONS	12
Introduction générale.....	14
Chapitre 1 : Étude bibliographique	
I. Construction des tunnels :.....	17
I-1 Introduction :.....	17
I.2 Méthodes de creusement	17
I.2.1 Méthode traditionnelle à l'explosif	18
I.2.2 Méthode d'excavation mécanique	19
I.3. Classification du massif rocheux	20
I.3.1. Méthode de K. Terzaghi	22
I.3.2 Le Rock Quality Designation (R.Q.D).....	23
I.3.3. Méthode de Z. Bieniawski	24
I.3.4. La classification de N. Barton : Q-system	26
I.3.5. Méthode de l'indice de résistance géologique.....	27
I.3.6. Recommandations de l'AFTES (Association Française des Travaux et de l'Espace Souterrain)....	28
I.3.7 Les limites des systèmes de classification.....	29
I.4. Une méthode analytique : méthode convergence-confinement.....	30
I.4.1. Principe de la méthode convergence-confinement.....	31
I.5. Les méthodes numériques	34
I.5.1 Les méthodes numériques discontinues.....	34
I.6. Causes d'incertitude liée aux caractérisations.....	38
I.7. Méthode observationnelle	45
I.7.1 Techniques d'optimisation en méthode observationnelle	46
I.7.1.1 Réseaux de neurones artificiels RNA	48
I.7.1.2 Vue générale sur les réseaux de neurones artificiels	49

I.7.1.3 Modèles de neurones et architectures.....	50
I.7.1.4 Apprentissage.....	51
I.8 Conclusion.....	51
Chapitre 1 : II. Contexte du tunnel Draa-El Mizane Tizi Ouzou	
II.1. Introduction	54
II.2. Présentation de la pénétrante de Tizi Ouzou.....	55
II.2.1. Consistance physique de la penetrante.....	55
II.2.1.1. Description géométrique du tunnel T2.....	56
II.2.1.2. le tracé en plan de tunnel t2	56
II.3. Contexte géologiques	57
II.3.1. Géologie régionale	57
II.3.1.1. Le Tell	58
II.3.2 Géologie structurale.....	69
II.3.2.1 Domaine cratonique.....	61
II.3.2.2 Le bouclier Reguibat.....	61
II.3.2.3 Le bouclier Targui.....	61
II.3.2.4 La plate-forme saharienne.....	61
II.3.3 Domaine orogénique du Nord de l'Algérie.....	61
II.3.3.1 L'orogène du Nord de l'Algérie comprend deux sous-domaines.....	61
II.3.3.2 Le sous-domaine atlasique.....	61
II.3.4 Bref aperçu sur la chaîne des Maghrébides.....	62
II.3.4.1 Les zones internes.....	62
II.3.4.2 La zone des flyschs.....	62
II.3.4.3 Les zones externes.....	63
II.3.5. Sismicité et sismotectonique.....	64
II.3.6. Géologie locale	65
II.4. Hydrogéologie	67
II.4.1. L'étude des caractéristiques du massif rocheux et résultats des investigations.....	68
II.4.1.1 Investigation sismique	69
II.4.1.2. Les reconnaissances in situ.....	70
II.5.Conclusion	73
Chapitre : III. Modélisation numérique en élément finis	
III.1. Introduction	75
III.2. Choix du modèle de comportement	75
III.3. Caractérisation et section critique en analyse.....	76

III.3.1. Modèle de comportement adopté	77
III.4. Système de soutènement adopté	78
III.4.1 Le soutènement agissant par confinement	79
III.4.2 Le soutènement agissant à la fois par confinement et comme armatures	79
III.4.3 Le soutènement agissant comme supports.....	79
III.3. Etapes de modélisation et choix d'une configuration-type	80
III.3.1 Les paramètres utilisés dans le modèle informatique	82
III.4. Interprétation des résultats d'analyse numériques par phase 2	83
III.6. Conclusion.....	87
Chapitre 4 : Instrumentation et approche observationnelle	
IV.1. Introduction	90
IV.2 Approche observationnelle	91
IV.3 Instrumentation	92
VI.4 Fréquence des lectures de l'instrumentation	96
IV.5 Discussion des résultats	97
IV.6 Méthodologie d'optimisations.....	99
IV.7 L'échantillonnage pour l'optimisation.....	100
IV.8 Interprétation des résultats.....	103
IV.9 Conclusion.....	104
Conclusion générale.....	105
Références bibliographique.....	107

Liste des figures

Chapitre 1 :

I.1 : Tunnelier à pression de boue utilisé pour le creusement du tunnel (Boutaraa, Z. (2013)).....	19
I.2 : paramètres de la classification du Terzaghi.....	22
I.3 : (a) Définition de la zone en rupture d'après Terzaghi (1946) et (b) Blocs instables du fait de l'excavation d'un tunnel (schémas d'après l'AFTES (2002)).....	30
I.4 : Synthèse graphique des principes des méthodes convergence-confinement (schémas d'après Gärber (2003)).....	31.
I.5 : Extrusion et instabilité au front de taille d'un tunnel (d'après Lunardi 2008).....	32
I.6 : La pression fictive voisinage du front taille (BOUSBIA N, (2016)).....	33
I.7 : Représentation graphique de la méthode convergence-confinement (BOUSBIA N, (2016)).....	33
I.8 : Exemple d'utilisation d'un calcul par éléments distincts (UDEC) pour le calcul des déplacements au voisinage d'une fondation (d'après Alfonsi et al. (2006)).....	35
I.9: Repère du problème 2D-plan.....	38
I.10: Exemple d'une procédure pour la décision finale de soutènement pendant la construction dans une zone de faille (Goricki, A. et al (2006)).....	42
I.11 : Démarche générale d'une méthode observationnelle pour le dimensionnement des tunnels.....	46
I.12 : Fonctionnement des neurones humains ((Park, H. (2011)).....	49
I.13 : Modèle de réseaux de neurones artificiels ((Shahin, M. A., Jaksa, M. B., & Maier, H. R. (2008)).....	42

Chapitre 2 :

II- 1 : réseau routier en Algérie.....	54
II- 2 : Consistance de la pénétrante de Tizi Ouzou.....	55
II- 3 : Vue en plan du site de tunnel T2.....	56
II- 4: Image satellite et situation géographique de la zone du projet.....	57
II- 5 : Carte schématique montrant la position des différentes unités géologiques des Maghrébides (modifié d'après Domzig et al. 2006).....	58
II- 6: Orogénie alpin périméditerranéen (DOMZIG A, (2006)).....	59
II- 8 : Coupe générale présentant les chevauchements dans les Maghrébides (LAGOUAG Mohamed Yacine(2014)).....	60

II.9 Différentes unités structurales de l'Algérie (CHABOU Moulley Charaf).....	62
II.10 représente un schéma structural qui résume les différents domaines et unités structurales de l'Algérie (d'après Chalouan).....	63
II.11 Coupe Nord-Sud montrant les principales unités structurales de l'Algérie (Dessin de H. Haddoum, modifié).....	63
II.12 : carte sismotectonique du nord de l'Algérie montrant les principales structures actives observées dans le Tell (ABACHA I, (2015)).....	64
II.13 : Carte schématique des zonages sismiques de l'Algérie. (Catalogue du (CRAAG)).....	65
II.14 : Unités de rocher qui seront passées par le tunnel aux environs de PK 37+000 et vue en surface des systèmes de discontinuité (zonent de faille) qu'elles possèdent, vue vers le nord-ouest.....	66
II.15 : Unités de rocher qui seront passées par le tunnel aux environs de PK 37+000 et vue en surface des systèmes de discontinuité qu'elles possèdent, vue vers le nord-ouest.....	67
II.16 : Image tomographiques face à l'entrée Nord du tunnel (YZGUN INSAAT 2016).....	69
II.17 : Image tomographiques à la droite de l'entrée Nord du tunnel (YZGUN INSAAT 2016).....	70
II.18 : Courbe pressiométrique de sondage ST-B01 à 30,5 m (ÖZGÜN-Nurol-ENGOA 2016).....	71
II.2 : Paramètres de conception géotechnique et classification de la masse rocheuse pour la section critique (ÖZGÜN-Nurol-ENGOA 2016).....	73
Chapitre 3 :	
III.1 : Système de soutènement proposé dans le tunnel d'après les recommandations des systèmes de classification du massif rocheux.....	79
III.4 : déformation volumétrique.....	83
Figure III.5 : déplacements totales.....	84
III.6 : facteur de sécurité dans les parois du tunnel.....	84
III.7 : Zones d'effondrement.....	85
Chapitre 4 :	
IV.1 Extensomètre multi tiges (type MPBX).....	93
IV.2 Extensomètre en forage multipoints de type MPBX	93
IV.3 Photo du front à partir du cintre 369.....	94

IV.4 Graphe d'évolution des notes RMR entre les cintres C344 à C381.....	95
IV.5 La distance entre le front et l'extensomètre	95
IV.6 : installation de l'extensomètre.....	96
IV.7 : Le premier pic d'enregistrement	97
IV.8 : lectures de déformation	97
IV.9 : Accélération des déformations.....	98
IV.10 : résultats de calcul numérique pour la section instrumentée (pour cintre PK 36+555-PK 36+556).....	100
IV.11 : résultats de calcul numérique pour différents points du cintre PK 36+557-PK 36+558).....	100
IV.12 : Interface de l'outil «Neural Net Fitting».....	101
IV.13 : courbe des déplacements calculé (valeur d'entrée) et les déplacements certifié (valeur de sortie).....	102
IV.14 : courbes des résultats de test et l'incertitude (l'erreur).....	102
IV.15 : courbes des résultats de l'entraînement pour la prédiction et l'incertitude (l'erreur).....	103

Liste des tableaux

Chapitre 1 :

I.1 : Critères de choix pour le creusement des tunnels (d'après Gesta (2007)).	20
I.2 : Systèmes de classification de massif rocheux	21
I.3 : Hauteur de terrain décomprimée au-dessus d'une cavité (d'après Terzaghi, 1946).	23
I.4 : Classification de la roche suivant la valeur du R.Q.D	24

Chapitre 2 :

II.1 : Caractéristiques du tunnel T2 (d'après ADA 2016).	56
II.2 : Paramètres de conception géotechnique et classification de la masse rocheuse pour la section critique (ÖZGÜN-Nurol-ENGOA 2016).	73

Chapitre 3 :

III.1 : soutènement provisoire choisit dans le tunnel bitube d'après les recommandations des systèmes de classification du massif rocheux.	80
III. 2 Résultats de l'analyse Phase2 et mesure des déformations maximales	86

Chapitre 4 :

IV.1 : Données obtenues à partir les mesures d'extensomètre (M : Mesuré et certifiée) et de modélisation(C : Calculé) pour cintre PK 36+555-PK 36+556.	99
IV.2 : Données obtenues à partir les gauges de déformations.	100
IV.3 : Résultats de prédiction des déplacements réel pour la section PK 36+557-PK 36+558.	103

NOTATIONS ET ABRÉVIATIONS :

$S(x)$	Tassement à la distance horizontale X
S_{max}	Tassement maximum
TBM	Tunneling Bored Machine
X	Abscisses par rapport à l'axe du tunnel
C	Couverture du tunnel
E	Le module d'Young
V	Le coefficient de Poisson
G	Le module de cisaillement
C	La cohésion ;
Φ	L'angle de frottement interne du sol
Ψ	Angle de dilatance
R	rigidité des interfaces
γ_{unsat}	poids volumique sec
γ_{sat}	poids volumique humide
E_c	module de Young du cintre
E_b	module de Young du béton ;
I_x	moment d'inertie ;
A_c	section des cintres ;
A_b	section de béton ;
EA	Rigidité normale ;
EI	Rigidité flexionnelle ;
EA_{eq}	Rigidité normale équivalent ;
D	épaisseur ;
K0	Coefficient de pression des terres au repos.
λ_f	Taux de déconfinement à l'équilibre
σ_r	Pression fictive
σ_0	Contrainte initiale
U	Déplacement
Ud	Déplacement radial ud à la distance non soutenue d
MC	Mohr Coulomb
NATM	New Austrian Tunnelling Method

PK	Point Kilométrique
λ	Taux de déconfinement
[K]	Matrice de comportement de l'élément
Ext :	Extensomètre (mesure réelle sur site)
L :	longueur du point Mesuré et Calculé
M :	Data Mesuré (à partir l'instrumentation (Ext et gauge))
C :	Data Calculé (à partir modélisation numérique)
HEB 200 :	Profils métalliques 200
HEB180 :	Profils métalliques 180
Ic	L'indice de discontinuité
DEM	Draa El Mizane.

Introduction générale

La construction en souterrain, particulièrement dans le cas des conditions très complexes, engendre des perturbations dans l'équilibre interne du massif rocheux, créant des déformations et des déplacements du terrain. Il en résulte des tassements plus ou moins significatifs qui peuvent affecter la stabilité des constructions voisines, ainsi des risques spécifiques pendant ses stades de construction et son exploitation.

Aujourd'hui, malgré les évolutions majeures des techniques de calcul et de conception des ouvrages souterrains, les différentes mesures pendant le creusement sont intervenues aux XIXème et XXème siècles, la construction d'un tunnel reste un défi pour le concepteur des travaux souterrains s'efforçant d'anticiper et de maîtriser les coûts, de limiter les risques, de garantir la stabilité des structures. Ce constat est principalement lié à l'influence prépondérante du comportement du massif rocheux sur le soutènement de l'ouvrage. Du fait de la complexité naturelle des structures spatiales géologiques traversées, chaque tunnel revêt un caractère d'unicité qui laisse la part à l'expérience des chercheurs.

L'ingénieur est donc confronté à deux problèmes ; préserver la stabilité de l'ouvrage et contrôler les déformations du massif.

En outre, la construction des tunnels dans des conditions de zone de faille, en particulier ceux creusés selon la nouvelle méthode autrichienne, présente des limites d'investigation géotechnique, dans la plus part des cas en raison de la difficulté de préciser la qualité des massifs rocheux qui seront rencontrés lors du creusement des tunnels.

Malgré le développement dans le domaine de la géotechnique ; l'hétérogénéité du massif rocheux, les dimensions géométriques, la complexité géologique..ect, rendent très difficile dans de nombreux cas de faire des prévisions très fiable.

En revanche, lors de la construction des modifications requis pour le dimensionnement grâce au système d'instrumentation mise en œuvre autour du tunnel.

La prédiction précitée peut être opposée et l'interprétation de la phase de conception peut être mise à jour. Donc dans les deux cas, ils ont récemment appliqué divers techniques dont la plus part on utilisant des outils d'optimisation, afin d'orienter la prédiction géomécanique au-delà du "bon jugement géotechnique" et reconnaissance géologique disponible.

Dans ce sens, presque tous les projets souterrains impliquent de supposer un certain degré d'incertitude dans la phase préliminaire qui parfois si sa gestion n'est pas approprié aux conditions naturelles, peut avoir des graves conséquences en phase de réalisation en point de

vue de temps, de coût...etc., plus précisément les projets où se trouvent des conditions géologiques très complexes tels que dans des zones de faille. Dans ces cas l'investigation peut être associée à un degré élevé d'incertitude en raison de la variabilité potentielle des caractéristiques des massifs rocheux rencontrés.

Des classifications géomécaniques habituellement utilisées afin de garder l'esprit de base pour tous les travaux de prédiction et de prévision sur la qualité du massif rocheux.

Ce travail expose également certains critères liés à la prédiction de la qualité géomécanique, pour bien illustrer selon une série d'exemples pratiques dans lesquels les prédictions sont comparées aux résultats finalement obtenus sur site. Cela à l'aide des différentes instrumentations tels que l'extensomètre, par la suite il y a un examen des techniques actuelles visant à améliorer les moyens du performances lors de la prévision et du soutien des décision de conception, certaines techniques qui utilisent des outils statistiques sont alors analysées et qui tentent d'être implémentées dans les processus d'ingénierie géotechnique et qui, comme on l'appelle "approche géotechnique".

Ce travail de thèse a pour objectif d'appliquer cette approche pour étudier la stabilité d'une section critique qui se trouve dans une zone tectonique (zone de faille).

Pour atteindre l'objectif ultime, le travail sera subdivisé en quatre chapitres :

Le premier chapitre sera consacré à présenter des aspects généraux sur les constructions des tunnels, aux différentes techniques de creusement et aux classifications du massif rocheux ainsi que les différentes méthodes de dimensionnement.

Le second chapitre traitera le contexte du tunnel Draa-El Mizane Tizi Ouzou dont la situation géographique, géologie régionale, locale et la sismicité.

Le troisième chapitre est consacré à la modélisation numérique en élément finis ; son principe, paramètres géométriques de la section instrumentée (section critique) et l'analyse des résultats. Dans le dernier chapitre, nous allons présenter les différentes instrumentations et l'approche observationnelle (analyse inverse).

La thèse termine par une conclusion générale.

Chapitre I. Recherche Bibliographique

I. Construction des tunnels :

I.1 Introduction :

Le développement de l'agglomération urbaine dans nos jours provoque une grande obligation d'aller vers l'utilisation et l'exploitation de l'espace souterrain qui traduisent généralement par la construction des ouvrages souterrains.

Ces ouvrages constituent un aspect très important et en plein développement depuis ces décennies. De même des conditions économiques et topographiques imposent généralement des franchissements majeurs qui conduisent également à la construction des tunnels.

Le plus ancien tunnel connu aujourd'hui semble être un tunnel construit il y a 4000 ans en Mésopotamie sous l'Euphrate à l'époque de la reine Sémiramis. Il mesure un kilomètre de long et relie le palais de Babylone au temple de Jupiter.

La civilisation moderne a étendu l'utilisation des tunnels au domaine de la communication pour surmonter les obstacles, qu'il s'agisse de montagnes, de voies navigables et de transport ou même du cœur des villes.

De nos jours, les gens ont construit des cavernes souterraines pour stocker des matériaux encombrants ou dangereux (pétrole, gaz) pour évacuer la surface des villes (parking souterrain) ou un lieu où sont hébergées des unités de production d'énergie (centrales souterraines).

L'importance croissante des facteurs environnementaux et de la saturation des sols devrait logiquement conduire à une augmentation du nombre d'installations souterraines, que ce soit dans le domaine des installations industrielles et de transport, dans le stockage des déchets ou dans la protection des populations et des installations.

En outre, le creusement des tunnels exige des méthodes de calculs et de caractérisation très approfondie afin de préserver la stabilité pendant et après la construction.

Ce chapitre sera consacré à traiter les méthodes de construction, classification des massifs rocheux et les méthodes de dimensionnement des tunnels.

I.2 Méthodes de creusement :

D'après plusieurs expériences réalisées dans le domaine de la construction des ouvrages souterrains, des recommandations sont choisies par les concepteurs afin de retenir la méthode de construction adéquate.

Le choix de la méthode est lié principalement par la stabilité de l'ouvrage pendant et après son exécution, de même que la méthode doit satisfaire de rigoureux critères d'économie, de temps et de moyens financiers.

Parmi les méthodes les plus utilisées, on cite comme exemple, avec une machine à attaque ponctuelle, avec explosif et avec tunnelier (TBM).

I.2.1 Méthode traditionnelle à l'explosif :

C'est vers 1627 que l'explosif, qui n'était encore que de la poudre noire, a été, pour la première fois, utilisé dans une mine souterraine d'Autriche-Hongrie. Auparavant, la roche était fragmentée à la force des bras en utilisant des outils aussi sommaires que les barres à mine, ciseaux, marteaux... etc. Les anciens avaient, il est vrai, apporté certains perfectionnements en chauffant la roche par un feu intense, puis en la refroidissant brutalement pour y multiplier les fractures de retrait et la rendre plus facile à abattre.

Dans la construction des tunnels, c'est en 1679 que la première application de l'explosif a été faite en France pour le creusement du tunnel de navigation du canal du Languedoc. Il a fallu attendre la machine à vapeur pour qu'en 1838 un premier essai de mécanisation du forage des trous de mines soit tenté aux États-Unis près du Lac Michigan ; mais c'est seulement à partir de 1861 que l'application industrielle de l'air comprimé et l'invention du marteau perforateur ont permis de creuser plus vite et de façon plus rationnelle. C'est à cette date notamment qu'a été construit le premier ensemble de marteaux perforateurs montés sur châssis mobile (qui n'avait pas encore pris le nom de jumbo) et qu'il a été utilisé pour le creusement du premier tunnel ferroviaire du Fréjus entre la France et l'Italie.

L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes :

- Pilotage et traçage du plan de tir.
- Travaux de forage.
- Chargement de la volée.
- Tir.
- Ventilation.
- Marinage.
- Soutènement.

I.2.2 Méthode d'excavation mécanique :

Depuis les années 50, l'abattage mécanique est souvent utilisé dans la construction des tunnels. Le développement des machines à forer avec des outils d'attaque plus résistants et plus performants pour des conditions des roches encore plus dures.

On distingue plusieurs types de machines à forer :

- Machine à attaque ponctuelle ou partielle : si la roche est friable, le creusement est exécuté par une machine qui attaque ponctuellement et progressivement le terrain.
- Méthode de creusement mécanique d'attaque globale (Tunnel Boring Machine)

Tunnelier :

Grace à l'apparition des nouvelles évolutions technologiques des tunneliers, la construction des tunnels a connu un essor très important durant les dernières décennies .Ce types de machine attaque en une seule passe la stabilité de la section et elle permet de construire les tunnels dans des conditions géologiques délicates avec un diamètre déterminé. Cette machine assure en continu toutes les fonctions nécessaires pour la construction telles que pré soutènement du front de taille, soutènement des parois des tunnels juste derrière le creusement, évacuation des déblais et mise en place du soutènement et des revêtements définitifs.

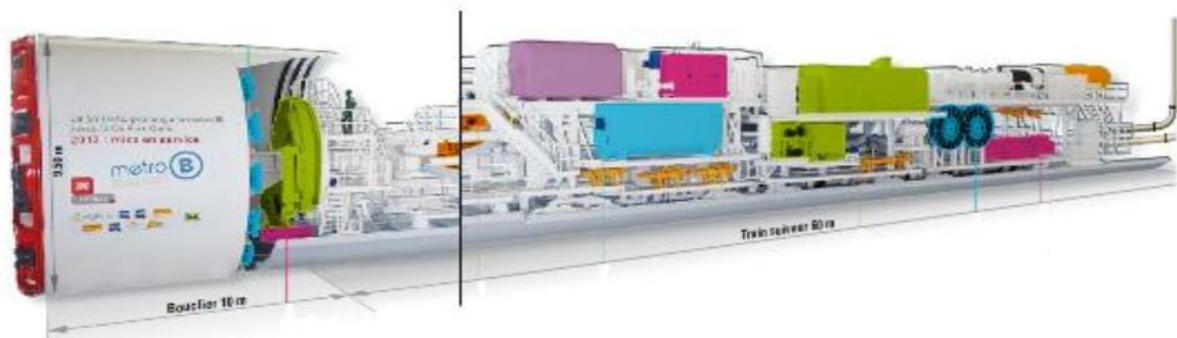


Figure I.1 : Tunnelier à pression de boue utilisé pour le creusement du tunnel (Boutaraa, Z. (2013))

- Nouvelle méthode autrichienne (New Austrian Tunneling Method) : Le principe de cette méthode basé sur l'application d'un soutènement provisoire qui lié directement par les conditions géomécaniques du terrain encaissante et qui peut être modifié durant l'avancement du creusement sur la base des mesures de convergence et les conditions géologiques rencontrées. L'application correcte de cette méthode résulterait en un système optimal de

soutènement pour toutes les conditions rencontrées, ce qui mène à une réduction des coûts de construction.

Pour réduire les déformations obtenues par la relaxation du massif rocheux après le creusement, il est nécessaire de mettre en place le soutènement provisoire aussi rapidement que possible.

Selon la qualité du terrain rencontré, le creusement peut se faire suivant différents modes d'attaque : Le creusement à pleine section, demi section et en section divisée.

Tableau I.1 : Critères de choix pour le creusement des tunnels (d'après Gesta (2007)) :

Critère de choix		Nature de terrain	Matériels	Section du creusement
Méthodes	l'explosif	Toutes les natures de roches.	Ne varie pas fondamentalement en fonction du terrain	-
	Méthodes mécanisées	Sols homogènes	Varie considérablement en fonction au terrain	-
Type de machine	Machine à attaque ponctuelle	Terrain tendre mais cohérent	-	Toutes sections
	Machine à attaque globale	Sols homogènes	-	Section circulaire
Type de confinement	Bentonite ou air comprimé	Terrain instable	-	-
	Confinement poutres	Terrain hétérogène	-	-
Type de tête de coupe	couteaux	Sols	-	-
	Pics à crayon	Roche mi dur	-	-
	Mollettes à disques	Roche dure à très dure	-	-

I.3. Classification du massif rocheux :

La conception des tunnels s'insère également par les phases successives d'études et d'exécution, permettant l'élaboration d'un modèle de plus en plus détaillés.

On distingue par exemple :

- les études préliminaires ;
- l'avant-projet sommaire ;
- l'avant-projet définitif ;
- le projet d'exécution (comprenant le rapport géotechnique)
- la phase d'exécution des travaux qui permet d'observer le terrain réel et son comportement en vraie grandeur ;
- les changements dans les conditions d'exploitation, ou les effets d'évènements exceptionnels, séismes, etc.

Le choix du type de soutènement et ses caractéristiques est un facteur influenceur sur la stabilité, cependant il est un problème majeur pour le concepteur.

Dans ce sens, la description des propriétés géomécaniques des massifs rocheux nous a permis de compenser par un jugement préalable le comportement de son massif et par la suite le soutènement choisi.

Différents auteurs ont proposé des synthèses sous forme de classifications avec un usage rapide et économique basées sur différents paramètres géotechniques qui traduisent la qualité du massif rocheux. Parmi les classifications les plus utilisées, à savoir celle tirée de (Palmström, 1995) :

Tableau I.2 : Systèmes de classification de massif rocheux

Système de classification	Référence	Pays d'origine	Applications
Rock Loads	Terzaghi, 1946	E.U.A	Tunnels avec support en acier
Stand-up	Time Lauffer, 1958	Autriche	Tunnels
New Austrian tunneling method (NATM)	Rabcewicz, 1964/1965, 1975	Autriche	Tunnels
Rock Quality Designation (ROD)	Deere, 1968	E.U.A	Carottes de forges, tunnels
Rock Strength Rating (RSR°)	Wickham et al, 1972	E.U.A	Tunnels
Rock Mass Rating (RMR)	Bieniawski, 1973, 1974, 1976, 1979 Bieniawski, 1989	Afrique du Sud E.U.A	Tunnels, mines, SLOPES
Extension du système RMR	Laubscher 1977, 1984 Ghose and Raju, 1981 Kendorski et al, 1983 Serafim and Pereira, 1983 Gonzales de Vllejo, 1983 Unal, 1983 Romana, 1985 Newman et Bieniawski, 1985	Afrique du sud Inde E.U.A Portugal Espagne E.U.A Espagne E.U.A	Mines Mines de charbon Mines en roche dure Fondation Tunnels Support du toit/charbon Stabilité des pentes Mines de charbon
Rock Mass Quality	Barton et al, 1975	Norvège	Tunnels, chambres
Strength-Size	Franklin, 1975	Canada	Tunnels
Ramamurthy & Aurora Classification (RAC)	Ramamurthy et Aurora, 1993	Inde	Roche intacte
Geological Strength Index (GSI)	Hock et al, 1995	Canada	Mines
Rock mass index system (RMI)	Palmström	Norvège	Tunnels, TBM, mines

I.3.1. Méthode de K. Terzaghi :

Terzaghi a supposé un système de classification à partir des charges agissantes sur le soutènement de type cintre en acier. Il a proposé qu'une certaine quantité de roche ou de sol se décomprime pesant sur le soutènement.

$$H_p = t (B + H_t)$$

H_p : Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale.

B : Largeur de la galerie.

H_t : Hauteur de la galerie. K : représentant un coefficient multiplicateur dont la valeur dépend de la catégorie de terrain rencontrée.

La formule est théoriquement applicable aux tunnels à moyenne profondeur pour lesquels la hauteur de couverture H est supérieure à $1.5 (B + H_t)$.

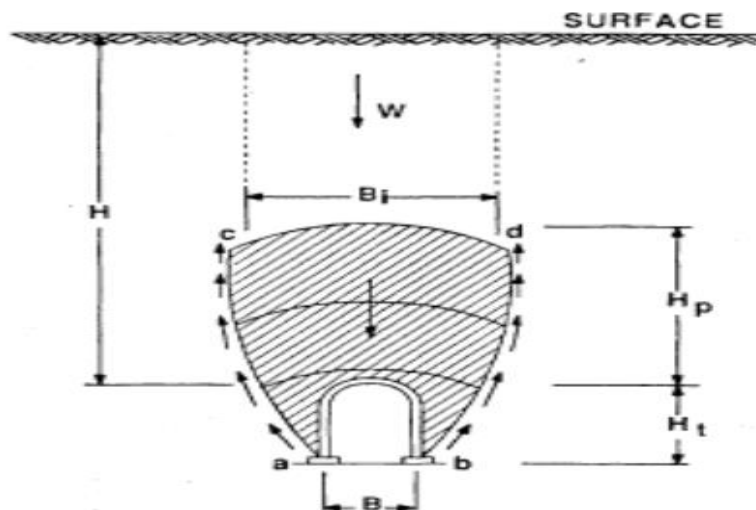


Figure I.2 : paramètres de la classification du Terzaghi

Sur l'imprécision de la valeur donnée, Terzaghi affirme « Même si des programmes de calcul peuvent donner des valeurs plus correctes vis-à-vis de situations précises, ils ne donnent que des valeurs peu pratiques pour un pré-dimensionnement, au vu de l'incertitude des conditions de roches voisines à l'excavation ».

Tableau I.3 : Hauteur de terrain décomprimée au-dessus d'une cavité (d'après Terzaghi, 1946).

Nature de la roche	Charge H_p	Remarques
Dure et intacte	0 à 0.25 B	Quelques ancrages s'il y a chute de pierres
Dure et stratifiée	0 à 0.5 B	Soutènement léger
Massive avec quelques joints	0 à 0.25 B	La charge peut changer brusquement d'un point à l'autre
Modérément ébouleuse	0.25 à 0.35 (B+H _i)	Pas de pression latérale
Très ébouleuse	0.35 à 1.1 (B+H _i)	Peu ou pas de pression latérale
Complètement broyée Chimiquement inerte	1.1 (B+H _i)	Pression latérale considérable
Roche fluante à profondeur modérée	1.1 à 2.1 (B+H _i)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
Roche fluante à grande profondeur	2.1 à 4.5 (B+H _i)	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
Roche gonflante	jusqu'à 75 m indépendant de (B+H _i)	Cintres circulaires Dans les cas extrêmes, cintres coulissants

Pour l'effet de voûte ; Terzaghi a étudié l'influence des conditions de la roche et l'accroissement de la charge après que le soutènement soit mis en place. Il définit la période d'effet de voûte comme étant le laps de temps entre l'excavation et la chute de la partie non supportée de la voûte. Celle-ci varie de quelques heures pour les roches gonflantes à quelques jours pour d'autres types de roches voir infini pour les roches saines.

I.3.1.1 Limite de la méthode :

Cette classification n'est valable que pour les tunnels de section rectangulaire et supportés par des cintres.

I.3.2 Le Rock Quality Designation (R.Q.D) :

Pour la description de la qualité de la masse rocheuse, D.Deere a établi en 1964 une classification à partir des observations faites sur les échantillons prélevés dans un sondage carotté.

La détermination du RQD est le rapport entre le pourcentage des morceaux des roches saines de différentes dimensions supérieures à 10 cm et longueur de la passe de carotte.

$$RQD = \frac{100 * \Sigma \text{ des longueurs de carottes de longueur } > 10 \text{ cm}}{\text{Longueur de la passe de carottage}}$$

L'estimation du RQD est généralement pour chaque mètre de carotte.

Tableau I.4 : Classification de la roche suivant la valeur du R.Q.D

R.Q.D	Qualité de la Roche
R.Q.D. < 25 %	Très mauvaise
25 % < R.Q.D. < 50 %	Mauvaise
50 % < R.Q.D. < 75 %	Moyenne
75 % < R.Q.D. < 90 %	Bonne
90 % < R.Q.D. < 100 %	Très bonne

Plusieurs chercheurs ont établis des relations sous forme des équations pour déterminer le RQD dans le cas de l'absence de sondages carottés.

Selon D. Deere, 1988, le RQD doit être interprété comme un indice de qualité du massif lorsque la roche présente des caractéristiques problématiques comme un haut degré de fracturation et se présente par un comportement ductile, une zone de cisaillement ou un massif fracturé.

I.3.3. Méthode de Z. Bieniawski :

Pour caractériser le massif rocheux, l'évaluation de la masse rocheuse (RMR), également appelée classification géomécaniques, a été utilisée pour classer les masses rocheuses le long du tunnel. RMR est un système de classification des roches contrôlé, détaillé et publié par Bieniawski en 1973.

Le système RMR repose principalement sur six paramètres de masse rocheuse à savoir : la résistance à la compression uniaxiale du matériau rocheux, le RQD, l'espacement des discontinuités, l'état des discontinuités, les conditions des eaux souterraines et l'orientation des discontinuités. Les évaluations des paramètres individuels sont additionnées pour donner une valeur RMR finale. La valeur RMR finale varie de 0 à 100.

L'évaluation totale est ensuite utilisée pour classer la masse rocheuse en classes. Le système comprend cinq classes de masse rocheuse ; I, II, III, IV et V. En termes de qualité de masse rocheuse, elle passe de la classe I à la classe V, la classe V étant la masse rocheuse la moins qualifiée.

Dans le creusement des tunnels, ces groupes de masse rocheuse sont utilisés pour déterminer le système de soutènement nécessaire pour stabiliser les parois du tunnel.

Z.Bieniawski (1973-1983) a développé cette classification dont les paramètres sont :

- 1) La résistance de la matrice rocheuse: Z.Bieniawski (1973-1983) propose l'évaluation de la résistance par le test de la charge ponctuelle dans lequel une carotte est chargé suivant un diamètre par deux pointes en acier . On en déduit le Is (appelé Indice Franklin).

$$I_s = P/D^2$$

$$\sigma_c = (14 + 0,175D) I_s$$

Avec : P : la charge pour rompre l'échantillon de roche.

D : le diamètre de la carotte (en mm).

σ_c : la résistance à la compression uniaxiale

2) La Qualité de la roche via RQD de Deere.

3) L'espacement des discontinuités de la roche :

Le terme discontinuités reprend ici les joints, failles, stratifications et autres plans de faiblesse.

4) Les conditions hydrologiques :

Des tentatives de prise en considération de l'influence de l'eau souterraine sur la stabilité des excavations, sont présentées sous formes :

- Une mesure du débit d'eau entrant dans l'ouvrage.
- Le rapport entre la pression d'eau dans les joints et la contrainte principale maximale.
- Une observation qualitative des venues d'eau.

5) La qualité des discontinuités de la roche : Ce paramètre prend en considération l'ouverture des joints, leur continuité, leur rugosité et la présence éventuelle de matériaux de remplissage.

6) Orientation des discontinuités : l'influence de l'orientation des joints se marque différemment suivant le type d'application ; à savoir les tunnels, les talus ou les fondations.

Remarquons que la valeur prise par cette note d'ajustement est le fruit d'une estimation qualitative.

Chaque paramètre reçoit une note. Pour aboutir par addition à une note globale caractérisant la qualité de la roche.

En fonction de la valeur du RMR, Z. BIENIAWSKI, a classifié les rochers en 05 catégories tout en estimant le temps moyen de tenue sans soutènement pour chaque catégorie.

Z. BIENIAWSKI, a également proposé un type de soutènement qui conviendrait à chaque classe de rocher.

Le RMR résulte de la somme de cinq notes de caractérisation (d'A1 à A5) et d'une note D'ajustement).

Le système RMR a été affiné par différents chercheurs après l'introduction de la version RMR89. Geocontrol (2012) a modifié le RMR de base (RMRb) en introduisant la fréquence de fracture définie comme le nombre de joints par mètre dans le front d'excavation pour remplacer

le RQD et l'espacement des discontinuités. Ces changements ont éliminé la difficulté de déterminer le RQD à partir des fronts d'excavation et d'obtenir une bonne évaluation de l'état des discontinuités dans le massif rocheux. Celada et al (2014) ont mis à jour la version RMR89 après son existence pendant 25 ans et l'ont nommée RMR14 pour la distinguer des versions antérieures. La révision comprend l'ajout de nouveaux paramètres, une note révisée et une structure finale. Les trois nouveaux paramètres comprennent : altérabilité de la roche intacte due à l'eau (gonflement), un facteur d'ajustement pour la méthode d'excavation (Fe) et un facteur d'ajustement lié au comportement contrainte-déformation du front du tunnel.

Limites d'usage du RMR :

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

En ce qui concerne les contraintes dans le massif, le système de classification de Bieniawski (1973) les néglige. Ce système devient adéquat pour des contraintes allant jusqu'à 25 MPa (courant dans les projets de génie civil), pourtant dans le domaine minier, les contraintes vont bien au-delà de cette valeur ; Néanmoins nous pouvons retenir que lorsqu'il est employé convenablement, le RMR, reste un système très efficace pour la classification des massifs rocheux.

Dans ce sens on retrouve ses extensions dans des différents domaines comme l'exploitation minière sous l'appellation de MRMR (Mining Rock Mass Rating) Laubcscher et Jakubec [2000]. On retrouve aussi des modifications du RMR adaptées aux barrages sous le nom de DMR (Dam Mass Rating-(voir dans Romana,[2003]) et également aux pentes sous l'appellation de SMR (Slope Mass Rating) (voir dans Romana et al, [2003]).

I.3.4. La classification de N. Barton : Q-system

A partir des analyses de plus de 200 cas d'excavations souterraines en Suède et en Norvège, Barton et al ont établi en 1974, un système de classification des massifs rocheux à travers un indice de qualité Q de la masse rocheuse. Cet indice qui représentera la masse rocheuse est calculé à partir de 6 paramètres géotechniques portant sur les conditions hydrauliques de la masse rocheuse, l'état des discontinuités et la nature de la masse rocheuse (résistance et états de contraintes).

Cette classification est caractérisée par un indice de qualité Q variant entre 0.001 pour un massif très mauvais et 1000 pour un massif très bon. Dans la pratique, cet indice est réduit entre 0.005 et 50.

A partir des 6 paramètres choisis par la méthode, l'indice de qualité Q de Barton peut être calculé comme suit :

$$Q = \frac{R.Q.D}{J_n} + \frac{J_r}{J_a} + \frac{J_w}{SRF}$$

Avec :

J_n : représente le nombre de familles principales de discontinuités, J_n ∈ [0.5 ; 20] ;

J_r : caractérise la rugosité des faces des joints, J_r ∈ [1;4] ;

J_a : définit le degré d'altération des joints (épaisseur du joint et nature du matériau de remplissage), J_a ∈ [0.75 ; 20] ;

J_w : spécifie les conditions hydrogéologiques : importance des venues d'eau de pression, J_w ∈ [0.05 ; 1] ;

SRF : (Stress Réduction Factor) précise l'état des contraintes dans le massif, SRF ∈ [0.5 ; 20] ;

En outre ; RQD/J_n représente l'effet de la taille des blocs, J_r/J_a caractérise la qualité mécanique de contact entre les blocs en cisaillement et J_w/SRF décrit l'état initial du massif par rapport à l'eau et aux contraintes.

Cependant, l'évaluation de Q dépend de l'état des contraintes dans le massif et des paramètres non intrinsèques de la matrice rocheuse. La contribution directe de la résistance mécanique de la matrice rocheuse est absente. En outre l'orientation des joints n'apparaît pas dans cette classification.

I.3.5. Méthode de l'indice de résistance géologique : GSI (Geological Strength Index) :

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

La valeur GSI est un paramètre d'entrée le plus populaire pour le critère de Hoek-Brown pour estimer le module de résistance et de déformation des massifs rocheux fracturés.

Le GSI est un nombre sans dimension, déterminé empiriquement, qui varie entre 5 et 85, et qui peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ.

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

GSI tenant en compte aussi un paramètre qui représente la réduction de la résistance du massif rocheux suivant les conditions géologiques.

I.3.6. Recommandations de l'AFTES (Association Française des Travaux et de l'Espace Souterrain) :

L'AFTES a établi des recommandations pour une description des massifs rocheux qui s'inspire des définitions proposées par la SIMR (Société Internationale de Mécanique des Roches).

Cette association consiste à diffuser des recommandations relatives au choix du type de soutènement.

Une des caractéristiques principales des massifs rocheux est qu'à différentes échelles, du "micro" au "macro", ils sont constitués de matériaux "intacts", séparés par des discontinuités.

En règle générale, on considère la succession :

- minéraux, considérés comme éléments de base, postulés non affectés de discontinuités
- matériaux rocheux constitués de minéraux séparés par des micros-discontinuités
- massifs rocheux constitués de matériaux rocheux séparés par les macro-discontinuités.

Les caractéristiques d'un matériau à une échelle donnée dépendent de celles des constituants et de celles des discontinuités (à cette échelle).

Parmi les paramètres retenus comme pertinents par le groupe de travail de l'AFTES, on peut citer :

- la résistance de la roche ;
- l'indice de continuité de la roche ;
- l'état d'altération ;
- l'indice global de densité de discontinuité ;
- le nombre de familles de discontinuités ;
- l'espacement des discontinuités de chaque famille ;
- l'orientation des discontinuités ;
- la charge hydraulique ;
- la perméabilité du massif ;
- l'état des contraintes naturelles.

En plus de ces critères relatifs au massif rocheux, l'AFTES prend en considération :

A. Des critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution :

- Les dimensions et la forme de la cavité.
- Le procédé d'excavation, qui peut être soit à l'explosif en utilisant ou non la technique du prédécoupage, soit purement mécanique.

B. Des critères relatifs à l'environnement :

- La sensibilité de l'environnement aux tassements.
- Les effets d'une modification de l'équilibre hydrologique.

I.3.7 La limite des systèmes de classification :

Les systèmes de classification sont également issus d'une expérience locale et présentent un biais lié aux cas d'études et aux pratiques ayant servi à les étalonner, qui ne peuvent couvrir tous les conditions géotechniques présentes sur les différents projets souterrains.

On notera en particulier que les critères intervenant dans le calcul des coefficients RMR ou Q montrent clairement qu'il s'agit de classifications initialement destinées aux contextes rocheux durs et fracturés. Le domaine d'emploi de ces classifications correspond essentiellement aux cas où les instabilités structurales et les effets gravitaires sont prépondérants, et prennent imparfaitement en compte le confinement apporté par le soutènement dans les terrains où les critères de déformabilité jouent un rôle majeur.

D'une part, l'extension de ces classifications à des contextes complexes, dont les mécanismes de déformation et de rupture peuvent différer sensiblement de ceux des massifs en roche dure, est susceptible d'introduire des erreurs significatives dans l'appréciation de la tenue des terrains, et apparaît peu recommandable (Habimana (1999)).

D'autre part, la classification AFTES, du fait de l'absence de notation, présente une plus grande souplesse et peut être utilisée pour les sols indurés et les roches tendres. Toutefois, elle n'apporte aucun élément de pré dimensionnement, et le nombre de techniques d'excavation et de soutènement considérées reste modéré.

Concernant le creusement d'un tunnel dans un contexte complexes tel que une zone de faille, les méthodes empiriques usuelles basées sur une classification des massifs rocheux restent donc peu utilisables et aussi comme guide pour la description générale des caractéristiques du massif ou éventuellement pour l'évaluation de certaines propriétés mécaniques (GSI). Le développement de méthodes analytiques et numériques revêt donc une importance particulière pour accompagner le raisonnement de l'expert et s'assurer que le soutènement envisagé convient.

I.4. Une méthode analytique : méthode convergence-confinement :

La méthode de Convergence-Confinement est un outil d'analyse utile pour l'estimation préliminaire des capacités d'appui de l'étendue des zones plastiques et des déformations autour d'une excavation. La méthode a été mise en œuvre en deux étapes. Cette méthode est basée sur le critère de plasticité du massif Hoek-Brown et suppose un tunnel cylindrique de rayon R , exposé à une contrainte de champ lointain uniforme (σ_0) et une pression interne σ_R .

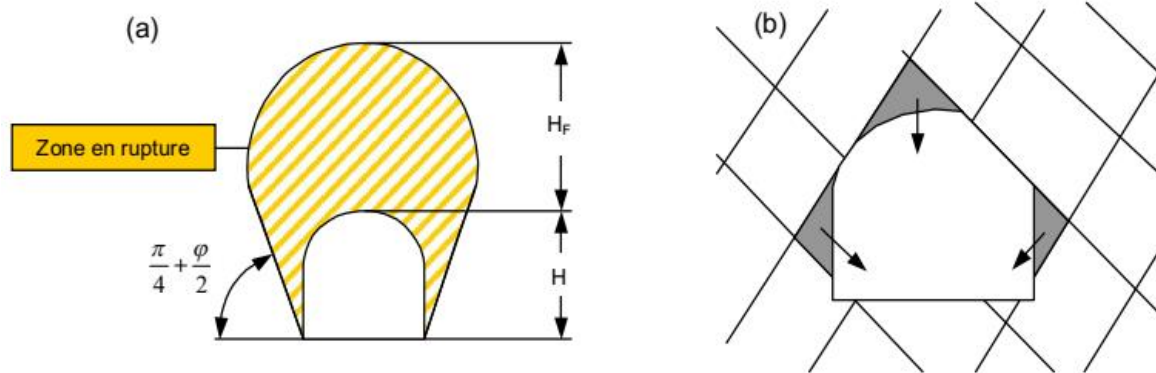


Figure I.3 : (a) Définition de la zone en rupture d'après Terzaghi (1946) et (b) Blocs instables du fait de l'excavation d'un tunnel (schémas d'après l'AFTES (2002))

L'intérêt de cette méthode est de substituer un problème tridimensionnel à un problème bidimensionnel en déformation plane de l'interaction terrain-soutènement. Elle est beaucoup plus simple que le modèle tridimensionnel. En étudiant non pas le comportement du soutènement sous l'action de charges représentatives du terrain, mais le comportement du terrain sous l'action d'une pression intérieure fictive, dite pression de confinement, qui schématise l'action du revêtement (ou du soutènement) et l'effet d'arc-boutement le long du front d'attaque.

La démarche originale de cette méthode a été suggérée par Fenner (1938) ensuite reprise par Pacher (1964) (cité par AFTES (2001)).

Pour permettre l'établissement de solutions analytiques, cette méthode nécessite un certain nombre d'hypothèses simplificatrices, soit :

- Le problème est étudié en axisymétrie ce qui implique.
- Un massif homogène et isotrope.
- Une cavité de forme circulaire.
- Une cavité à moyenne ou grande profondeur (au minimum 10 fois le rayon du tunnel), permettant de négliger les effets gravitaires et les effets de bord.

- Un champ de contrainte initial isotrope.
- La longueur du tunnel est suffisante pour permettre l'hypothèse d'état plan de déformation (soit $\epsilon_x = 0$, x indiquant la direction longitudinale du tunnel).

Pour ramener le problème tridimensionnel à un problème de déformation plane, on n'admet que la pression initiale σ_0 supportée par le noyau cylindrique de terrain avant son excavation (qui est égale à la contrainte géostatique initiale du terrain) n'est pas réduite brutalement à zéro en delà du front de taille du fait de sa disparition, mais qu'elle se réduit progressivement au fur et à mesure que l'on s'éloigne du front.

Le problème de l'étude de la déformation du terrain encaissant et de la convergence des parois au voisinage du front est ainsi ramené à l'étude de la convergence dans une section plane lorsque l'on fait décroître progressivement à partir de σ_0 la pression centripète exercée sur la paroi ou pression de confinement.

La convergence des tunnels est la variation de la distance entre deux points situés sur la paroi des tunnels. Lorsque les deux points sont diamétralement opposés, la convergence peut, dans la plupart des cas, être assimilée à la somme des deux déplacements radiaux. La convergence est en fonction de la distance x entre la section de mesure et le front de taille, du temps t qui s'est écoulé depuis le passage du front de taille au niveau de la section de mesure, de la distance non soutenue d derrière le front de taille et de la rigidité du soutènement K_s , soit de façon générale :

$$C = C[X(t), d, K_s]$$

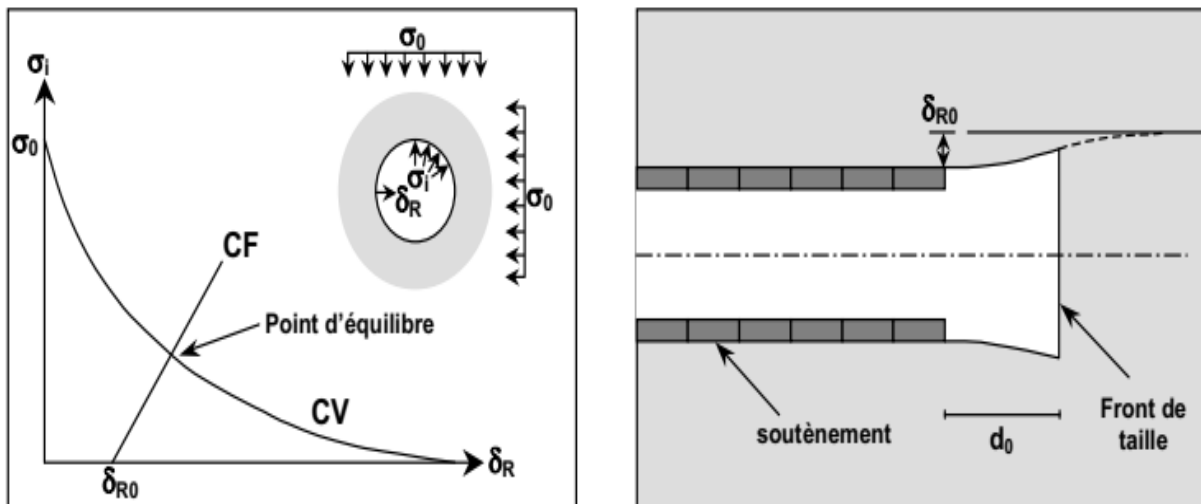


Figure I.4 : Synthèse graphique des principes des méthodes convergence-confinement (schémas d'après Gärber (2003))

Les mesures de convergence sont obtenues en utilisant les méthodes traditionnelles d'auscultation des tunnels. Mais elles ne nous donnent pas accès à la convergence qui se produit en avant du front de taille appelé la pré-convergence. Pour résoudre ce problème, Lunardi (1993) a proposé une méthode appelée la méthode ADECO-RS qui mesure l'extrusion du terrain en avant du front de taille, c'est-à-dire le déplacement de points situés en avant du front suivant l'axe du tunnel en fonction de l'avancement du front de taille. Des renseignements très utiles de l'amplitude et de la variation de l'extrusion en fonction de la distance au front de taille peuvent être tirés, notamment pour la mise en œuvre de présoutènement ou de préconfinement. Trois situations du front de taille peuvent être distinguées schématiquement :

- Le front de taille est stable et l'extrusion au front de taille est faible,
- Le front de taille est stable mais présente une extrusion notable liée aux déformations en avant du front de taille,
- Le front de taille est instable et s'écroule.

Les deux premières situations constituent le domaine d'application courant de la méthode convergence-confinement. En ce qui concerne la troisième situation on peut se référer aux recommandations Clouterre 1991 (additif 2002).

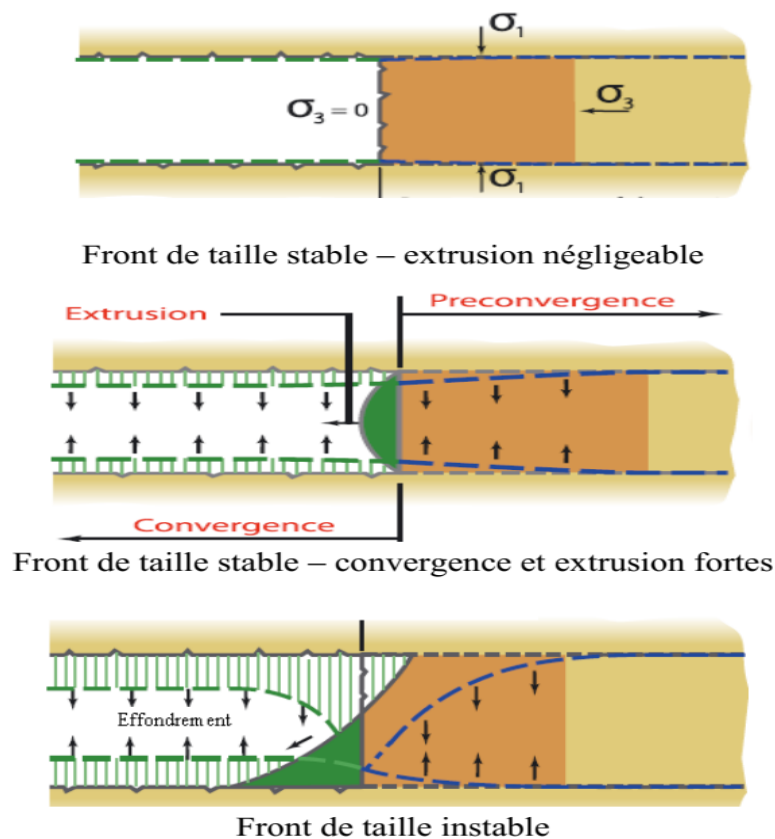


Figure I.5 : Extrusion et instabilité au front de taille d'un tunnel (d'après Lunardi 2008).

I.4.1. Principe de la méthode convergence-confinement :

La méthode convergence-confinement est une méthode qui nous permet de revenir à un calcul bidimensionnel en déformation plane dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel, en supposant que tout se passe comme si la convergence était due à la diminution d'une pression de soutènement fictive avec l'éloignement du front de taille de la section de calcul considérée. Cette pression fictive est appliquée aux parois de l'excavation et elle est définie comme suit :

$$\sigma_r = (1 - \lambda) \sigma_0$$

σ_0 : est la contrainte initiale et λ est le taux de déconfinement qui simule l'excavation en croissant de 0 à 1 (figure II.7). $\lambda = 0$ correspond à l'état initial en avant du front à une distance suffisante pour négliger son influence

$$F_m(\sigma_r, u) = 0$$

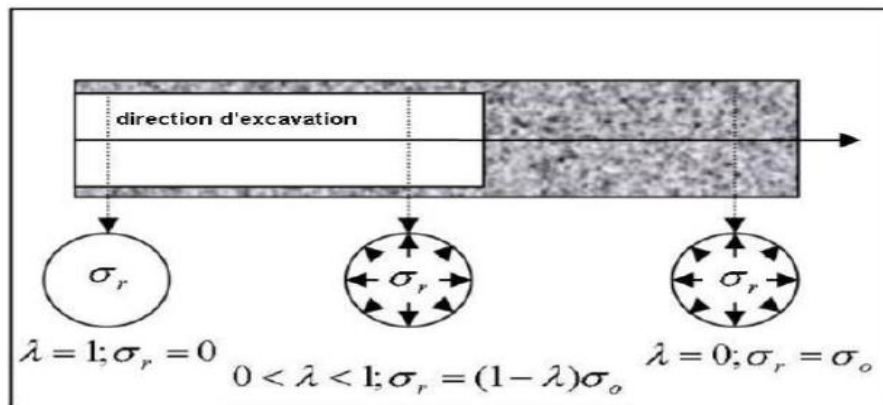


Figure I.6 : La pression fictive voisinage du front taille (BOUSBIA N, (2016).

Dans le cas le plus simple, on peut donner de la méthode convergence-confinement une représentation graphique très facile:

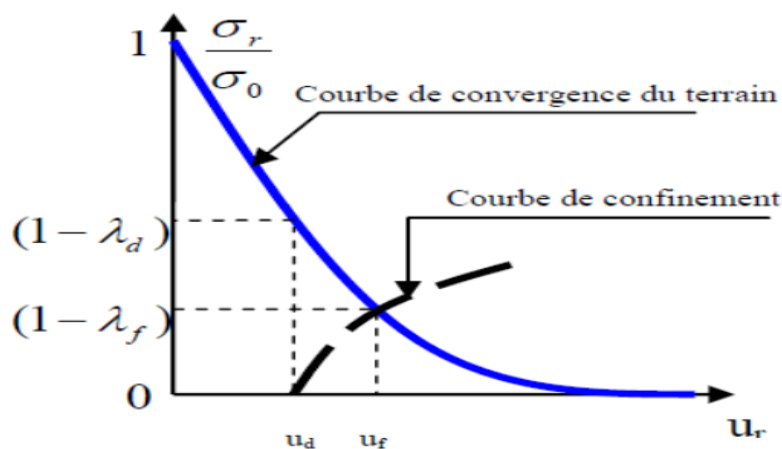


Figure I.7 : Représentation graphique de la méthode convergence-confinement (BOUSBIA N, (2016).

I.5. Les méthodes numériques :

Dans l'organisation des études de conception d'un tunnel, les méthodes numériques constituent un complément particulièrement intéressant aux dimensionnements pouvant être réalisés à partir des démarches simplifiées empiriques ou analytiques citées précédemment. Les calculs numériques, se basant sur un traitement des équations de base de la mécanique intégrées suivant une discrétisation spatiale, permettent d'aborder une large gamme de problèmes et de configurations, incluant des géométries irrégulières, des séquences d'excavation particulières, des modèles rhéologiques du terrain complexes, etc. Ils sont devenus quasiment incontournables dans les projets de tunnel récents, certains codes par éléments finis comme Phase 2 2D pouvant même être associés à des didacticiels spécifiques automatisant la création des géométries les plus complexes.

Il existe une variété importante de méthodes numériques, se distinguant par exemple par les schémas d'intégration retenus pour les équations différentielles caractérisant le comportement du milieu.

I.5.1 Les méthodes numériques discontinues :

Les programmes de calcul utilisant des approches discontinues s'intéressent prioritairement à l'agencement des discontinuités dans l'espace et à la réponse mécanique en résultant. Et comme titre d'exemple de ces méthodes est l'Universal Distinct Element Code (UDEC), avec sa déclinaison 3D « 3DEC », développé par le groupe Itasca (2000) à partir des travaux précurseurs de Cundall (1971) sur la méthode des éléments distincts. Le milieu est représenté par un assemblage de blocs, rigides ou déformables, pouvant subir des grands déplacements et rotations, les discontinuités étant assimilées à des conditions aux limites pour chaque bloc. Ces programmes étant avant tout destinés à examiner l'influence des comportements structuraux sur la réponse du milieu, plutôt que la déformabilité de la roche intacte, ils proposent en général plusieurs modèles de discontinuité mais un choix limité de lois de comportement de la matrice (cas élastique et cas élastique parfaitement plastique avec critère de Mohr Coulomb, pour UDEC).

L'intérêt de ces modèles est qu'ils permettent de décrire des phénomènes d'instabilités de blocs qui ne peuvent pas être pris en compte par les méthodes continues ; leur application à des projets réels se heurte toutefois à la difficulté d'appréciation de certains paramètres géométriques comme la persistance des discontinuités. La Figure IV.1 présente un exemple d'application de la méthode des éléments distincts, utilisant une géométrie de massif simplifiée.

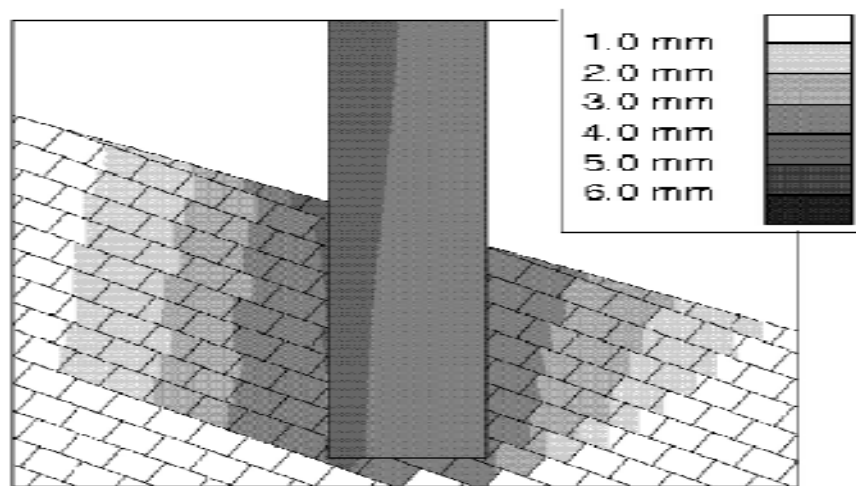


Figure I.8 : Exemple d'utilisation d'un calcul par éléments distincts (UDEC) pour le calcul des déplacements au voisinage d'une fondation (d'après Alfonsi et al. (2006))

1. Les méthodes numériques continues

Les méthodes numériques continues modélisent le terrain comme un milieu sans discontinuités (ou en nombre très limité, pouvant être définies par des conditions de contact) et ne sont pas adaptées aux situations où la structure du massif rocheux joue un rôle prépondérant.

Dans certains cas, leur usage peut nécessiter une étape préalable d'homogénéisation, par exemple en ajustant empiriquement les paramètres de déformabilité ou de rupture, ou en déterminant numériquement le comportement homogénéisé d'un volume élémentaire représentatif (Pouya & Ghoreychi (2001) e.g.).

La méthode la plus utilisée à ce jour reste la méthode des éléments finis. Son principe est d'utiliser une formulation variationnelle pour transformer les équations différentielles du problème mécanique en un système linéaire d'équations qui sera résolu numériquement (inversion de matrice). La mise en œuvre de cette démarche nécessite une discrétisation spatiale du milieu en éléments polygonaux (maillage) au sein desquels des points de Gauss sont définis. Les champs recherchés (déplacements, contraintes, pression interstitielle, etc.) sont déterminés au niveau des points d'intégration et interpolés dans l'espace intermédiaire.

La méthode des éléments finis est celle qui a été utilisée pour les calculs numériques de ce travail, au moyen du logiciel Phase2. Elle présente l'avantage d'être une méthode d'intégration très générale, qui peut être adaptée à une grande variété de modèles de comportement, y compris des géométries complexes pourvu qu'un maillage adéquat ait été établi.

Les modèles numériques en deux dimensions pour les tunnels considèrent usuellement l'hypothèse de déformation plane. Leur intérêt par rapport à une démarche analytique comme

la méthode convergence-confinement, également en déformation plane, est de permettre d'étudier plus rigoureusement des cas ne relevant pas de l'axisymétrie :

- formes de tunnels non circulaires (fer à cheval e.g.) ;
- anisotropie des contraintes initiales ;
- influence des effets gravitaires (tunnel à faible profondeur e.g.), etc.

2. Intérêts et difficultés des méthodes numériques :

Des méthodes numériques apparaissent comme étant leur capacité à résoudre les problèmes difficiles n'admettant pas de formulation analytique simple. Le développement progressif des moyens informatiques et d'interfaces visuelles conviviales a permis en outre à l'utilisateur de limiter le temps nécessaire à la préparation du modèle, aux calculs, et à la visualisation des résultats même si les géométries complexes (tridimensionnelles en particulier) restent assez longues à reproduire. Vis-à-vis du creusement des tunnels.

En outre les possibilités étendues de modélisation des techniques de construction citées antérieurement, les méthodes numériques constituent souvent le seul référentiel disponible pour évaluer la pertinence de démarches de calcul simplifiées comme la méthode convergence-confinement.

Il est intéressant de remarquer que les solutions analytiques obtenues sur des configurations simplifiées permettent de tester la validité des programmes de calcul en fournissant les valeurs théoriques supposées être obtenues par le logiciel (voir Mestat & Humbert (2001) e.g.).

En particulier, Mestat et al. (2000)) proposent les différentes déviations qui peuvent se manifester et qui justifient l'erreur de calcul finale par rapport au comportement réel :

- l'erreur de modèle : elle est liée à la manière dont le problème à résoudre est abordé géométriquement et décrit dans le modèle géotechnique. Par exemple, la représentation du creusement d'un tunnel en 2D va introduire une erreur de modèle par rapport à la réalité tridimensionnelle du problème. Une loi de comportement inadaptée au matériau modélisé constitue un autre exemple typique.
- l'erreur de données : elle est principalement provoquée par l'usage de paramètres de calcul erronés. Outre les fautes de frappe lors de la saisie, il s'agit usuellement d'une évaluation déficiente des paramètres mécaniques et hydrauliques, soit parce qu'ils sont difficiles à déterminer à partir de l'étude géotechnique, soit parce qu'ils présentent une variabilité importante qui n'a pas pu être représentée ;
- l'erreur de discrétisation : elle est liée principalement à la qualité du maillage, qui doit être adapté aux phénomènes analysés et garantir une densité suffisante dans les zones les plus

sollicitées (à proximité de la paroi du tunnel ou du front par exemple). Un exemple typique est l'usage d'éléments de forme irrégulière ou très élancés, ou un maillage trop grossier au contact de couches de rigidité différente. Un maillage réalisé dans les règles. (Mestat (1997)) permet usuellement de limiter ces difficultés.

- l'erreur de convergence : pour les problèmes résolus par une méthode itérative, elle qualifie l'écart entre la solution finale (convergée) et la solution obtenue à une itération donnée. Elle dépend de la tolérance fixée au moment du calcul pour qualifier la convergence et de la manière dont le chargement a été découpé.

Ainsi, toute approche numérique doit être accompagnée d'études paramétriques permettant de qualifier la sensibilité du modèle aux différents facteurs d'erreur (étude de sensibilité). Dans telles études, une importance d'autant plus marquée que la variabilité spatiale de certains paramètres peut être importante et augmente la part de l'erreur de données.

La conception des structures doit être basée sur des enquêtes géotechniques. Cependant, malgré des études géotechniques approfondies au stade de la préconstruction, il n'est pas possible pour identifier et délimiter exactement toutes les caractéristiques faibles du souterrain qui peuvent nuire aux structures de soutènement. Il y a toujours des surprises auxquelles il faut s'attaquer lors de la construction des ouvrages souterraines.

Les méthodes numériques permettent d'obtenir le champ des déplacements, contraintes et des déformations en tout point du massif autour de l'excavation ou le soutènement et de traiter une large gamme de problèmes qui sont difficiles voire impossibles à résoudre avec d'autres méthodes.

L'avantage incontestable des méthodes numériques est d'aborder des problèmes théoriques analytiquement insolubles en les remplaçant par une solution numérique approchée.

En outre, la modélisation en déformations planes, dite (2D-plan), consiste à admettre que la déformation portée par la perpendiculaire au plan de l'étude est nulle. Par exemple, si le plan de l'étude est noté (1,2) (Figure I.9), alors : $\varepsilon_{33} = 0$ et $\gamma_{13} = \gamma_{23} = 0$. Le problème 3D peut ainsi être résolu comme un problème à deux dimensions qui ne dépend que des variables x_1 et x_2

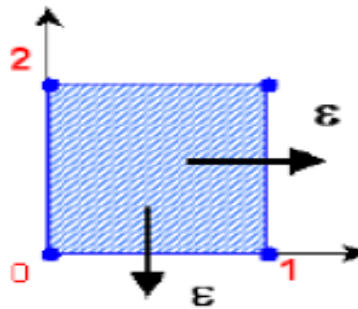


Figure I.9 : Repère du problème 2D-plan.

Pour atteindre à des résultats numériques cohérents et fiables, une attention particulière doit être portée sur chaque étape de la création d'un modèle numérique. Ces étapes englobent le maillage, le modèle du comportement, l'état de contraintes initial, la valeur de K_0 et les conditions aux limites. Concernant la taille du modèle, Mestat (1997) préconise d'étendre latéralement le maillage sur une distance d'où moins $5D$, et ce maillage doit être raffiné au voisinage du tunnel où les contraintes et les déplacements varient rapidement d'un point à l'autre.

Etant donné le phénomène de déchargement (la phase de creusement) du massif, et la redistribution de contraintes, dans certaines zones des déchargements et dans d'autres des surchargements, AFTES (1994) recommande d'estimer le module de déformation à partir de la courbe déchargement-rechargement sur un essai à cycles. Bolton et al. (1994), Masin et Herle (2005), Möller et Vermeer (2008), Hejazi (2010) mettent l'accent sur l'intérêt d'utiliser des modèles de comportement qui comprennent une rigidité initiale généralement plus élevée en très petites déformations et un module d'élasticité en chargement différent de celui en déchargement.

I.6. Causes d'incertitude liée aux caractérisations :

La gestion de l'incertitude dans la construction des tunnels repose en grande partie sur la qualité de l'étude géologique et géotechnique réalisée dans le cadre des investigations.

Parmi les aspects les plus importants sont les informations géologiques et géotechniques nécessaires qui figurent la description géologique des matériaux dans la zone d'étude et leur position dans l'espace, son niveau de complexité (existence de failles, joints, plans de stratification, pliage, poussée, karstification ...), les contraintes naturelles et celles générées par l'excavation dans le massif, la présence d'eau et les propriétés géomécaniques des matériaux traversés. Tout cela englobé dans une connaissance aussi détaillée que possible de l'histoire géologique de la région.

L'incertitude lors de la prédiction de la qualité géomécanique des masses rocheuses peut avoir différentes causes, qui doivent être détectées et connues à l'avance afin de pouvoir évaluer comment le limiter. Comme exemple, si ces causes sont bien identifiées en phase préliminaire, il sera possible d'intervenir plus efficacement sur elles pour les limiter, ou du moins des recommandations individualisées de construction pourront être émises ; reformulez même le type de rapport qui régit cette phase afin de réduire le risque de controverse ultérieure. D'un autre côté, si la mise en œuvre d'une méthodologie de prévision dans la phase de planification qui minimise l'incertitude, il s'agit donc inévitablement de connaître comme point de départ les limites ou les difficultés à affronter.

Les facteurs qui introduisent une incertitude, ou du moins ceux qui le font à un degré plus élevé, lors de la planification d'une construction souterraine ou de la prévision de la qualité géomécanique des massifs, pourraient être classés comme géologiques, hydrogéologiques, de planification, géométriques et associés à la méthode d'excavation.

Cependant, l'incertitude que l'expérience et les moyens techniques telle que les instrumentations qui misent à disposition peuvent induire n'est pas moindre, et il ne faut donc pas les oublier (composante constructive). En fait, ignorant la limitation posée par l'absence de normes ou de recommandations qui marquent les lignes directrices de base dans ce type de discipline de la géotechnique, la réalité est que le résultat dépend énormément de l'expérience du concepteur en charge de ce type d'analyse; et non seulement sur l'expérience au niveau de son extension, mais sur ses caractéristiques (consultant, personnel expérimenté sur site, etc.).

Dans ce sens, le massif rocheux dans lequel des travaux seront effectués est a priori un objet parfaitement défini. Sa lithologie, sa structure et ses caractéristiques géomécaniques dont ce sont des données qui changent dans le temps et dans l'espace obéissent à des lois peut être utilisé pour des cibles d'observation et de mesure. Cependant et en pratique, cette connaissance est encore très imparfaite. Il vient de faire l'interprétation et la synthèse de l'ensemble des données et de résultat.

En revanche, que dans les actions à grande échelle, le traitement et l'analyse de toutes les informations peuvent nécessiter une grande disponibilité de moyens et de temps, parfois incompatible avec l'avancement des travaux de construction.

Bien qu'elles n'induisent pas intrinsèquement d'incertitude par elles-mêmes, les caractéristiques de base ou les variables géométriques des actions sont liées à d'éventuels doutes ou à un manque des données lors de la réalisation de toute prévision de qualité géomécanique.

Ainsi, comme exemple, plus la profondeur et la longueur des tunnels seront grandes, plus la ponctualité de certains levés offrira de limitations et plus le poids sera acquis par des limitations budgétaires ou d'accès pour la recherche en phase de préconstruction. Il est clair, par la suite, que dans le cas de tunnels de longueur limitée et avec des affleurements de qualité (le changement de la qualité), les informations recueillies à partir d'investigation spécifique et de visites sur le site peuvent conduire à l'obtention d'un modèle géotechnique très fiable des travaux; En revanche, les données structurales prises en surface sont plus représentatives, dont la validité est fortement pénalisée car la construction est effectuée plus profondément dans les massifs.

De même, des aspects tels que la profondeur relative de l'alignement des tunnels peuvent jouer un rôle très important, car dans un même massif, des tunnels peu profonds dans certains contextes lithologiques et tectoniques, peuvent traverser des terrains systématiquement plus dégradés et hétérogènes, avec plus de joints ouverte, plus exposée aux infiltrations ...etc.

Une influence similaire exerce l'effet de recouvrement latéral ou de pente qui, en plus, peut induire des conditions de contraintes asymétriques très défavorables.

Un autre aspect pertinent lié à la géométrie des tunnels sera leurs dimensions et principalement en raison de l'impact que la section du tunnel a l'effet d'échelle qui conditionne inévitablement le comportement des massifs rocheux, bien que cela n'affecterait pas en termes de prédiction de qualité.

Dans tous les cas, l'une des premières sources d'incertitude qui surgit pour attribuer des qualités au massif rocheux est sa lithologie, influencée par le contexte géologique de la zone dans laquelle elle se situe. Par exemple, dans des masses rocheuses à variabilité lithologique marquée, il est difficile de fournir avec précision leurs caractéristiques de fracturation, de résistance et de perméabilité le long du tracé et de ses environs. Ainsi, les matériaux les plus résistants et les plus rigides ont tendance à répondre aux processus tectoniques ou de pliage de manière fragile et en supposant une plus grande fracturation, ce qui peut conduire à des scénarios changeants dans des formations d'alternances constantes, plus difficiles à prévoir.

Tableau I.5 : Paramètres qui introduisent une incertitude dans les prévisions de la caractérisation Panthi, K. K., & Nilsen, B. (2007).

Incertitude générant des aspects	Paramètres
Contexte géologique	- Histoire géologique - Disposition structurelle - Massifs hétérogènes - Variabilité lithologique - Altérabilité et intempéries - Alternance de couches douces et dures - Variabilité structurelle - Présence de failles ou autres accidents tectoniques - Se plie (plissement) - Présence de revêtements de sol - Contraintes naturels
État hydrogéologique	- Présence d'eau et son interprétation - Présence d'aquifères - Présence de Karst
la phase de planification	- Intensité du levé géotechnique - Adéquation des techniques de reconnaissance sélectionnées - Classifications basées sur des cartographies de sections et adaptées aux forages ou affleurements (effet d'échelle).
Caractéristiques du tunnel	- Profondeur (P) - Dimensions de la fouille (D) - Longueur - Couverture latérale (effet de pente), d. - Rapports P/D et d/D
Méthode de creusement	- Fracture induite et effets arrière.
Composante humaine	- Expérience et formation (type et durée) du concepteur. - Temps d'analyse disponible. - Absence de 'normes' ou de méthodologie.

La variabilité lithologique est un facteur parmi d'autres pouvant conduire à complexité géologique du massif rocheux dans lequel le tunnel sera creusé. En ce sens, il est clair que plus la connaissance du modèle géologique du massifs rocheux est grande (y compris l'existence de failles, d'accidents tectoniques et de zones de comportement fragile-ductile face aux contraintes régionales, familles de discontinuités, orientation et positionnement dans l'espace de la structure du massif et des accidents tectoniques et de leurs conditions de résistance) moins d'incertitude sera présenté. Pour cela, un levé géotechnique adéquat des affleurements de surface et du massif en profondeur doit être réalisé au moyen de forages, en prélevant des échantillons et en

effectuant des tests in situ. Par la suite en complétant par des levés géophysiques et des essais au laboratoire.

En général, les aspects qui génèrent une plus grande incertitude par rapport à cet aspect sont le niveau de fracturation du massif et sa variabilité dans l'espace, sa résistance et la présence d'eau dans celui-ci. D'autre part, le problème de la présence des discontinuités telles que les failles est si important que plusieurs fois les alternatives dans le tracé qui doivent être étudiées.

Connaître l'emplacement et les caractéristiques des failles avant le début de l'excavation réduira considérablement l'incertitude au stade avant-projet sommaire et détaillées.

Il est à noter qu'en fonction de ce qui concerne le type d'accident ou de structure tectonique et la nature de la roche, les zones touchées qui leur sont associées peuvent varier de quelques mètres à quelques centaines (zones de failles), donnant transitions progressives du massif sain vers des sections très fracturés (très instables et perméables) ou argileuses (imperméables), ou aboutissant à des contacts brusques ou nets.

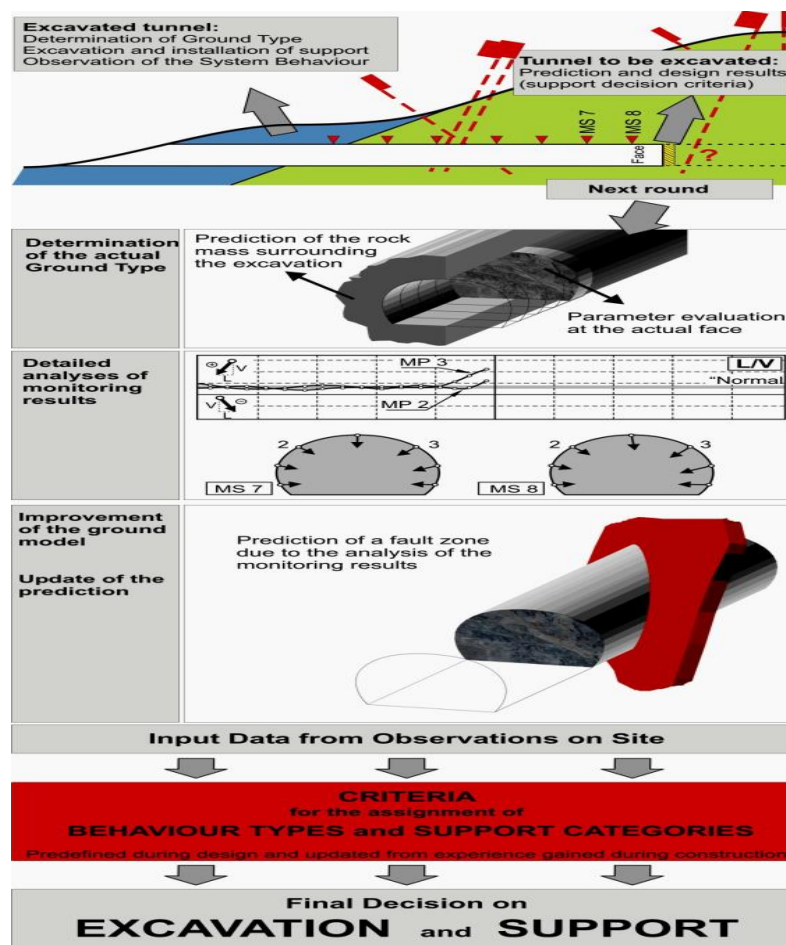


Figure I.10 : Exemple d'une procédure pour la décision finale de soutènement pendant la construction dans une zone de faille (Goricki, A. et al (2006)).

C'est pour cette raison que les efforts de reconnaissance du massif dans les phases d'étude des ouvrages souterrains doivent être accrus dans la caractérisation géo-structurale et spatiale de ces singularités; quelque chose qui, dans de nombreux cas, n'est généralement pas réalisé de manière satisfaisante en raison des difficultés que comporte son enquête, notamment pour le prélèvement d'échantillons ou la réalisation d'essais sur site.

De plus, il sera important de connaître les contraintes naturelles du terrain au niveau de l'excavation, ce qui n'est pas toujours possible sans des essais coûteux. Dans les tunnels peu profonds, le niveau de contrainte (reflété l'utilisation de l'indice SRF dans la classification Q de Barton) peut devenir plus défavorable que dans les tunnels profonds, et à son tour, selon le type de roche et la profondeur de l'excavation, les phénomènes de fluage ou d'éclatement de roche peuvent être importants.

Et c'est aux points où les classifications géomécaniques ne reflètent pas adéquatement ces comportements, et doivent nécessairement s'appuyer sur des modèles numériques et une caractérisation in situ et en laboratoire afin de caractériser le massif pour le dimensionnement des travaux souterrains. Ici encore la profondeur rend l'excavation comme l'un des facteurs déterminants pour la classification géomécanique du terrain ou, au moins, pour prédire leur comportement.

La condition hydrogéologique des massifs est bien entendu d'une grande importance en termes d'incertitude et de génération de risque géotechnique. Il faut partir de la difficulté générale qui consiste toujours à réaliser un modèle de comportement fiable en termes d'écoulement ou de circulation de l'eau, encore plus en massif rocheux, généralement imperméable et qui fonctionnent comme des aquifères par perméabilité secondaire, conditionnés par un réseau de fracturation hétérogène en termes d'orientation de discontinuité et de degré de connexion.

Au sein de ce réseau de fracturation, les failles apparaissent comme des éléments singuliers dans lesquels les problèmes ont tendance à se concentrer et pour lesquels il est difficile de connaître à l'avance leur perméabilité. Ce qui est certain, c'est que la présence d'eau pénalise le comportement géotechnique des massifs, réduisant leur résistance soit au niveau des joints, soit au niveau de la masse rocheuse, et cela doit avoir sa traduction en termes de qualité géomécanique assignée.

Il convient de mentionner en particulier le cas des massifs qui présentent un réseau karstique, généralement aléatoire et avec des caractéristiques difficiles à délimiter et à prévoir.

D'autre part, les aspects induisant l'incertitude ont déjà été avancés lors de la réalisation d'une prévision de qualité inhérente à la phase de planification des travaux, et qui sont principalement liés au niveau ou à l'intensité de la reconnaissance géotechnique.

En premier lieu, afin d'obtenir les propriétés géomécaniques du terrain, on utilise des tests in situ et en laboratoire, où l'effet d'échelle joue un rôle important, les résultats étant considérés comme valides lorsque le volume de l'échantillon testé est représentatif de l'ensemble des massifs.

Mais le plus important est le fait que les informations les plus fiables retenues lors de la phase d'investigation proviennent généralement des enquêtes avec récupération de témoins, qui sont encore une reconnaissance localisée en "unidimensionnel", visant à apporter clairement des informations à un problème purement tridimensionnel.

Par conséquent, il est difficile d'identifier pleinement le réseau de joint si son agencement n'est pas intercepté par le forage (surestimation du RQD ou J_n dans le Q), ou que l'état des joints est difficile à évaluer à partir des surfaces de fracturation dans les carottes.

Il ne faut pas oublier que les classifications géomécaniques ont été affinée à partir de la cartographie des fronts d'excavation et de leur translation au niveau des carottes de forage n'existe pas ou est encore une adaptation.

Mais il existe d'autres types de problèmes qui rendent les prévisions difficiles dans cette phase de travail et qui, a de nombreuses occasions, passent inaperçues ou sont difficiles à résoudre.

Ceux-ci peuvent être liés à la préservation et du transport des échantillons (souvent ils arrivent endommagés ou laboratoire), avec la qualité ou la représentativité (des fois en raison du manque de compétence de l'opérateur ou de la fracturation induite par la structure défavorable du solide lors du forage) ; et bien sûr avec l'intensité de la reconnaissance géotechnique.

L'impact qu'une enquête géotechnique insuffisante peut avoir en termes d'incertitude géotechnique et de dépassements des coûts. Ce manque de recherche peut répondre à des circonstances évitables à un degré plus ou moins grand et qui passent par des difficultés d'accès, des contraintes budgétaires ou temporelles.

Enfin, il ne faut pas oublier que la recherche tend dans de nombreux cas à être projetée dans des domaines où il y a une prévision de la présence de failles ou d'une forte couverture, ce qui conduit aussi généralement à moins de précision lors de la caractérisation ou de la prévision de la qualité d'autres types de zones du massif.

I.7. Méthode observationnelle :

La conception des tunnels devrait être basée sur des investigations géotechniques. Cependant, malgré des études géotechniques approfondies au stade préliminaire, il n'est pas possible pour identifier et délimiter exactement toutes les caractéristiques faibles du massif rocheux qui peuvent nuire à la stabilité. Il y a toujours des surprises auxquelles il faut s'attaquer lors de la construction d'ouvrages souterrains.

Il existe généralement deux méthodes de conception, dans la première méthode, la conception doit être finalisée avant le début du processus de construction et dans la deuxième approche, elle peut être modifiée pendant la construction selon les conditions réelles observées sur le site (Peck 1969).

Il est souhaitable d'observer en permanence le comportement de la masse rocheuse et le système de soutènement pendant la construction visuellement ainsi que à l'aide des différentes instrumentations. Les conditions de masse rocheuses prévues peuvent différer en profondeur et des surprises peuvent être observées pendant la construction réelle. Dans ces circonstances, des modifications dans la conception des systèmes de soutènement et des structures peuvent devoir être fait selon les conditions réelles du site.

La « technique d'observation » adoptée pour chaque projet permet d'entraîner une modification opportune des soutènements et donc une stabilité adéquate.

L'objectif de la méthode d'observationnelle tel que décrite dans l'eurocode 7 est de réaliser une plus grande économie globale sans compromettre la sécurité. La méthode d'observation en ingénierie géotechnique est un processus continu, géré et intégré de conception, de contrôle de construction, de surveillance et d'examen qui permet d'incorporer des modifications préalablement définies pendant ou après la construction (Guilloux, A. (2016)).

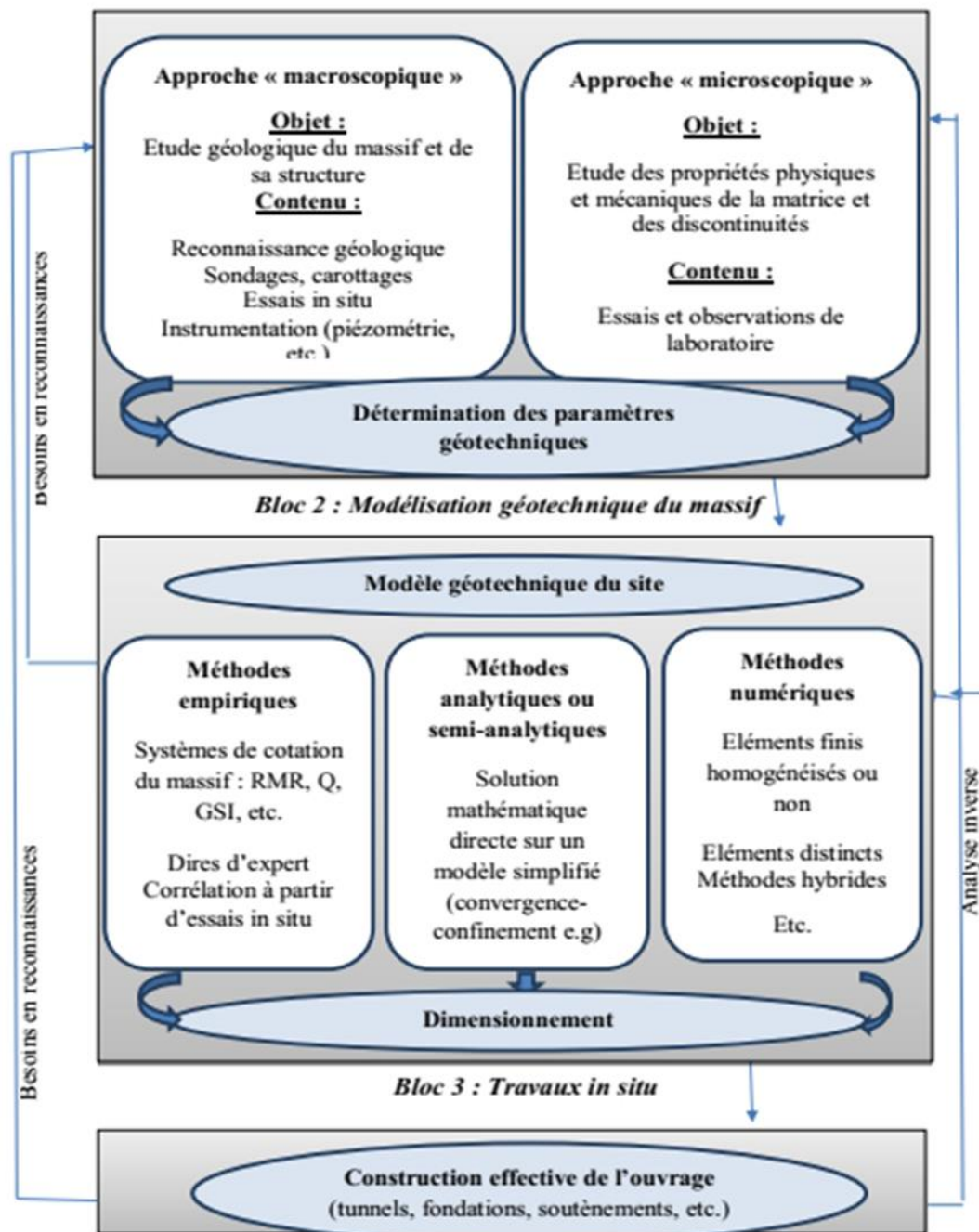


Figure I.11 : Démarche générale d'une méthode observationnelle pour le dimensionnement des tunnels (ROJAT F, (2010)).

I.7.1 Techniques d'optimisation en méthode observationnelle :

L'optimisation géotechnique en souterrain est très importante avec un large éventail d'applications. Dans presque tous les domaines de l'ingénierie souterraines, on essaie d'optimiser quelque chose, que ce soit pour minimiser les coûts et la consommation d'énergie ou pour maximiser les profits, la production, la performance et l'efficacité. En réalité, les

ressources, le temps et l'argent sont toujours limités ; par conséquent, l'optimisation est beaucoup plus importante dans la pratique.

Pour tout problème d'optimisation en géotechnique, les composants intégrés dans le démarche sont très diversifiés et complémentaires. Ce processus prend souvent beaucoup de temps et dans de nombreux cas, les coûts de calcul sont généralement très élevés.

En outre, la modélisation constitutive classique basée sur les théories d'élasticité et de plasticité n'a qu'une capacité limitée à simuler correctement le comportement réel. Ceci est attribué à des raisons associées à la complexité de la formulation et de l'hétérogénéité de massif, à l'idéalisation du comportement du matériau et à des paramètres empiriques excessifs. Pour ces raisons, les géotechniciens sont obligés de développer des conceptions sûres et économiques pour des systèmes caractérisés par de nombreux facteurs d'influence (paramètres techniques, paramètres économiques, paramètres environnementaux, paramètres géométriques, etc.).

Dans de tels systèmes, il devient de plus en plus difficile de trouver des solutions optimales et d'identifier ces paramètres, qui sont vraiment décisifs. Par conséquent, les procédures classiques comme les études paramétriques et l'ajustement simple des paramètres sont de plus en plus remplacées par des techniques dites « Méthodes d'optimisation ».

Les approches utilisées dans la littérature pour résoudre des problèmes d'optimisation en géotechnique sont nombreuses. Nous énumérons quelques-unes les plus utilisées, et comprenant les applications principales des méthodes d'optimisation en géotechnique :

L'approche probabiliste, La théorie des nombres flous, La théorie des possibilités, Les réseaux de neurones artificiels, Les méthodes hybrides d'optimisation heuristique, La méthode de Monte Carlo, Les réseaux neuro-bayésien, La programmation génétique, L'approche par régression polynomiale évolutive, La Régression multi-variée par spline adaptative.

Pour le choix de bonnes méthodes d'optimisations pour tels problèmes, il existe de nombreuses observations empiriques, mais pas de lignes directrices convenues ; en fait, il n'y a pas de méthode universellement efficace pour tous les types de problèmes. Par conséquent, le choix dépend de nombreux facteurs et parfois soumis aux préférences personnelles des chercheurs et l'expérience des décideurs. À travers cette étude, la méthode des réseaux de neurones artificiels a été choisie. Les principales raisons de notre sélection est les résultats impressionnants obtenus à travers cette méthode, et en termes de popularité et de facilité d'utilisation comme les corrélations empiriques, et aussi en terme d'efficacité. Soit dans le cadre de la prédiction des déplacements ponctuels vis-à-vis des zones d'aléas autour de l'ouvrage.

Dans la conception géotechnique, l'empirisme a un grand rôle à jouer. En plus de donner des estimations préliminaires, les corrélations peuvent également être utilisées pour comparer les valeurs déterminées à partir d'essais en laboratoire et in situ. Les corrélations empiriques permettent généralement d'estimer une caractéristique inconnue sur la base d'autres paramètres lors de la reconnaissance géotechnique.

Un grand nombre d'équations empiriques disponibles dans la littérature sont régulièrement utilisées dans les conceptions dans le monde. Celles-ci sont déduites sur la base de données de laboratoire ou sur le terrain, de l'expérience passée et d'un bon jugement. Compte tenu de l'importance perçue de cet aspect, la première partie de l'Eurocode 7 (EN 1997-1), publié par le Comité Européen de Normalisation (CEN), demande explicitement l'usage de l'expérience et des corrélations dans les études géotechniques. Cette norme précise encore que les corrélations doivent être faites entre les résultats d'au moins deux types d'essais.

I.7.1.1 Réseaux de neurones artificiels RNA :

Depuis plusieurs décennies, les chercheurs s'inspirent de la biologie dans le but de réaliser des constructions capables de résoudre divers problèmes complexes.

Etablie pour la première fois dans les années 1940 par [MC Culloch et Pitts, 1943], (perceptron) [Rosenblat, 1958], (Adaline) [Widrow et Hof, 1960] une élaboration des neurones artificiels a pour but de comprendre et de modéliser le système nerveux (Mahmoud, S. M. K., Perova, I., & Pliss, I. (2017)).

Dans ce sens, Warren McCulloch et Walter Pitts ont créé un modèle de calcul pour les réseaux de neurones en 1943, basé sur des mathématiques et des algorithmes appelés logique de seuil. Le système des RNA est considéré comme un arrangement d'éléments de structure identique appelés neurones interconnectées par analogie avec cellules du système nerveux humain. Il est composé également d'une succession de couches connectées de manière à ce que chaque neurone tienne son entrée de la sortie du neurone précédant. Chaque neurone dans ce cas fonctionne indépendamment par rapport aux autres afin que l'ensemble forme un système compact. L'information est emmagasinée de façon répartie dans le réseau sous forme de coefficients synaptiques. Le neurone formel calcule régulièrement un résultat qu'il transmet ensuite aux neurones suivant, chaque calcul est associé à un poids qui définit la force de la connexion (Fun, M. H., & Hagan, M. T. (1996)).

I.7.1.2 Vue générale sur les réseaux de neurones artificiels :

Le cerveau humain poursuit une manière complexe de s'entraîner à traiter l'information, de sorte qu'un neurone typique recueille des signaux à d'autres neurones à travers une série de structures fines appelées dendrites. Le neurone envoie des pointes d'activité électrique à travers une longue tige mince connue sous le nom d'axone, qui est divisé en milliers de branches. A la fin de chaque branche, il y a une structure appelée la synapse, qui transfère l'activité de l'axone. Ainsi, lorsque les neurones reçoivent des entrées d'excitation suffisamment grandes par rapport à l'entrée inhibitrice, ils envoient une forte activité électrique le long de leur axone, répétant ainsi ce processus avec plusieurs neurones. Cela permettrait au cerveau humain d'apprendre à traiter l'information (Figure 1.12)

Afin de simuler le fonctionnement du cerveau humain est venue l'idée de RNA, qui représente un arrangement de neurones appelés «éléments de traitement», «nœuds» ou «unités». Ils sont généralement organisés en couches : une couche d'entrée, une couche de sortie et une ou plusieurs couches intermédiaires appelées : couches masquées. Chaque nœud dans une couche spécifique est entièrement ou partiellement lié à de nombreux nœuds dans les autres couches grâce à des poids pondérés W . ((Park, H. (2011)).

La somme est calculée par une fonction de transfert qui peut être choisie en fonction du type de problème à résoudre par le réseau (par exemple linéaire, sigmoïde, ou une fonction sigmoïde tangente), afin de créer la sortie des nœuds ((Shahin, M. A., Jaksa, M. B., & Maier, H. R. (2008)).

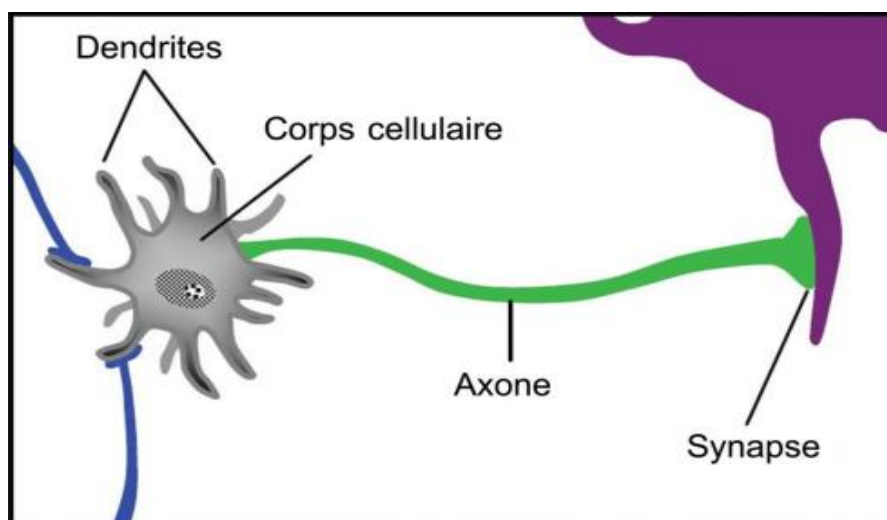


Figure I.12 : Fonctionnement des neurones humains ((Park, H. (2011))

I.7.1.3 Modèles de neurones et architectures :

Les réseaux de neurones constituent une famille de modèles conçus par apprentissage statistique. La base de la non linéarité des modèles neuronaux est la fonction neurone, cette dernière est une fonction algébrique non linéaire, paramétrée et à valeur bornée de ses variables d'entrées, le vecteur x : $y=f(x, \theta)$, où x et θ sont respectivement les vecteurs des variables et des paramètres de la fonction neurone. Le neurone formel effectue deux actions : le calcul de son potentiel v , ou somme pondérée de ses variables d'entrée par ses paramètres : $v=xt\theta$. Le calcul de sa sortie y par une fonction d'évaluation qui est non linéaire ou parfois linéaire : $f(\cdot)$. (Shahabian F, Elachachi SM, Breysse D, (2014)).

La fonction d'évaluation est généralement une fonction à seuil qui peut être continue et dérivable comme la fonction tangente hyperbolique, ou discontinue dans le cas de la fonction de Heaviside (fonction seuil). Grâce aux modèles de neurones précédemment définis, un réseau de neurones peut être conçu en connectant les neurones les uns aux autres grâce à une architecture.

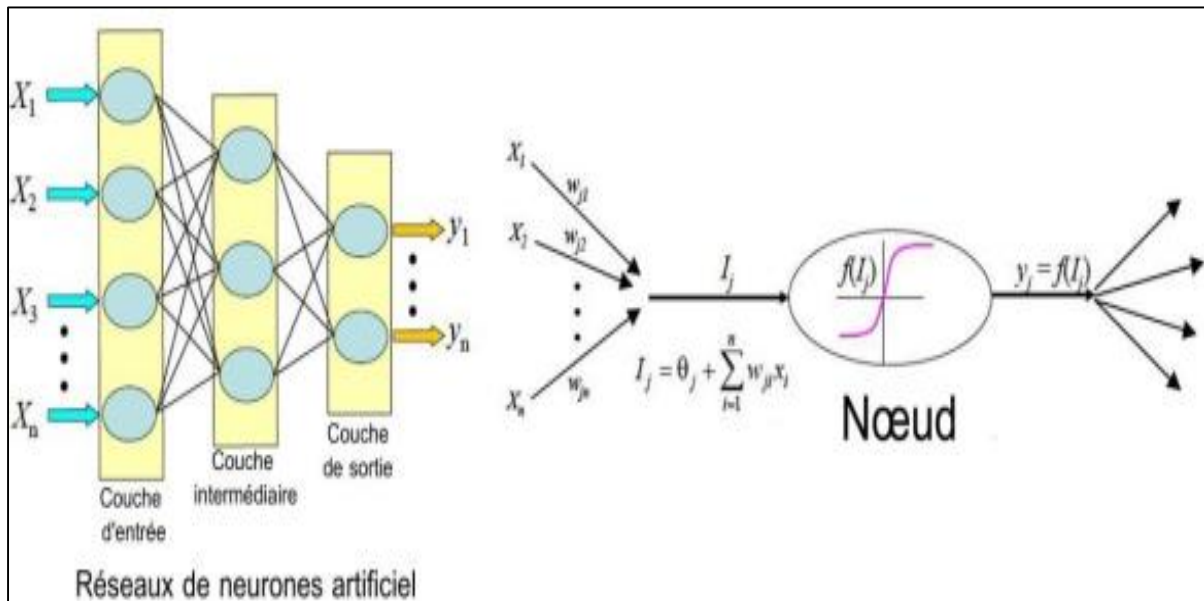


Figure I.13 : Modèle de réseaux de neurones artificiels ((Shahin, M. A., Jaksa, M. B., & Maier, H. R. (2008)).

I.7.1.4 Apprentissage :

Cette opération consiste à estimer le vecteur θ des paramètres des fonctions paramétrées (appelées neurones) du réseau de neurones afin de minimiser un critère préalablement défini. Ce critère, encore appelé fonction de coût, est généralement l'erreur quadratique moyenne. Comme le modèle neuronal est non linéaire en ses paramètres, la fonction de coût n'est pas quadratique en ses paramètres et la méthode des moindres carrés n'est donc pas applicable. Des méthodes de minimisation itératives de la fonction de coût sont donc utilisées, appelées règles d'apprentissage, comme mentionnées dans (Dreyfus et al, 2008) ; il suffit d'indiquer ici que la règle la plus efficace est actuellement la règle de Levenberg-Marquardt, que nous avons utilisée dans ce travail, qui est une règle de gradient du second ordre faisant appel à l'inversion d'une matrice approchée de la matrice Hessienne (Bender et al, 1996), (Press et al, 1992). Cette méthode est avantageuse car bien qu'appartenant à la catégorie des méthodes de second ordre, elle ne nécessite pas le calcul des dérivées secondes de la fonction de coût.

I.8 Conclusion

Dans cette partie, nous avons présenté les aspects généraux des constructions souterraines, et les différentes techniques de creusement et méthode de classification du massif rocheux, les différentes méthodes de dimensionnement, méthode observationnelle et les techniques d'optimisations.

L'étude bibliographique a permis d'examiner les méthodes actuelles de calcul des tunnels et leurs limites dans des différentes conditions. Il apparaît tout d'abord que les débuts d'un projet souterrain nécessitent un programme de reconnaissances (in situ et en laboratoire) étendu et adapté, afin de bien cerner leurs particularités de comportement spécial du massif. C'est une étape indispensable à l'établissement d'un modèle géotechnique représentatif qui permettra les études de dimensionnement.

Pour dimensionner une excavation souterraine, diverses démarches sont alors envisageables. Les méthodes empiriques classiques (RMR, Q, AFTES, etc.) fournissent un cadre général intéressant pour bien identifier la qualité du massif. Néanmoins, les systèmes de classifications qui y sont associés ont été majoritairement établis pour des différents contextes de roches et apparaissent en général mal adaptés à la description du comportement d'un milieu dans une zone de faille qui caractérisée par des faibles propriétés géomécaniques. Seules quelques adaptations du GSI restent utilisables, avec un usage limité à l'évaluation de certains paramètres

géomécaniques. Les démarches de dimensionnement simplifiées, comme la méthode convergence-confinement qui permet une prise en compte détaillée de l'interaction massif-soutènement, apparaissent donc plus prometteuses. Toutefois, un développement insuffisant est constaté en direction le modèle retenu pour caractériser le comportement.

Chapitre II. Contexte du Tunnel Draa El Mizane Tizi Ouzou.

II.1. Introduction :

La construction des tunnels pose le problème de caractérisation des propriétés inconnus de la géologie et de la géotechnique, dont la prise en compte complète et exacte du profil géologique du massif rocheux et la bonne représentativité du modèle géotechnique est devenue très nécessaire.

Le contexte géographique, géologique et hydrogéologique d'un tunnel est un facteur déterminant du degré de sécurité pendant et après sa construction.

Donc, l'étude de ces conditions nous donne une aide pour bien adapter à la solution du problème traité.

Dans ce chapitre, nous présentons la situation géographique, géologique et hydrogéologique du tunnel bitube du Draa El Mizane qui sera réalisé dans le cadre de développer le schéma national du réseau routier.

Ce dernier s'inscrit dans le cadre de la réalisation des autoroutes Est Ouest et autres pénétrantes qui relient le nord du pays avec les autoroutes transversales et le sud.

Le tunnel de Draa El Mizane fait partie de la pénétrante qui relie la ville de Tizi Ouzou à l'autoroute Est Ouest au niveau de la ville de Djabahia wilaya de Bouira, contribuera au développement de la communication dans le nord de l'Algérie.



Figure II.1 : réseau routier en Algérie (d'après YZGUN INSAAT 2016).

II.2. Présentation de la pénétrante de Tizi Ouzou

Le tracé de la pénétrante de Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest est scindé en deux sections :
Section 1, elle prend naissance au raccordement avec l'évitement sud de la ville de Tizi-Ouzou jusqu' à la limite de la commune de Draa El Mizane.

Pour la section 2, débute de limite de la commune de Draa El Mizane dans la wilaya de Tizi-Ouzou et se termine au raccordement avec l'autoroute Est-Ouest dans la commune de Djabahia (Wilaya de Bouira).

II.2.1. Consistance physique de la pénétrante :

- Linéaire de l'axe principal de l'autoroute : 48KM
- Profil en Travers : 2x3 voies
- Nombre total d'ouvrages : 41 Unités répartis sur 10 KM.
- Nombre de viaducs : 21 Unités répartis sur 09 KM.
- Nombre d'échangeurs : 08 Unités.
- Nombre de tunnels : 02 Unités en Bitube réparti sur 1.620 km

Tunnel T1 au PK 21+500

Tunnel T2 au PK 36+200

- Nombre d'ouvrages hydrauliques : 51 Unités

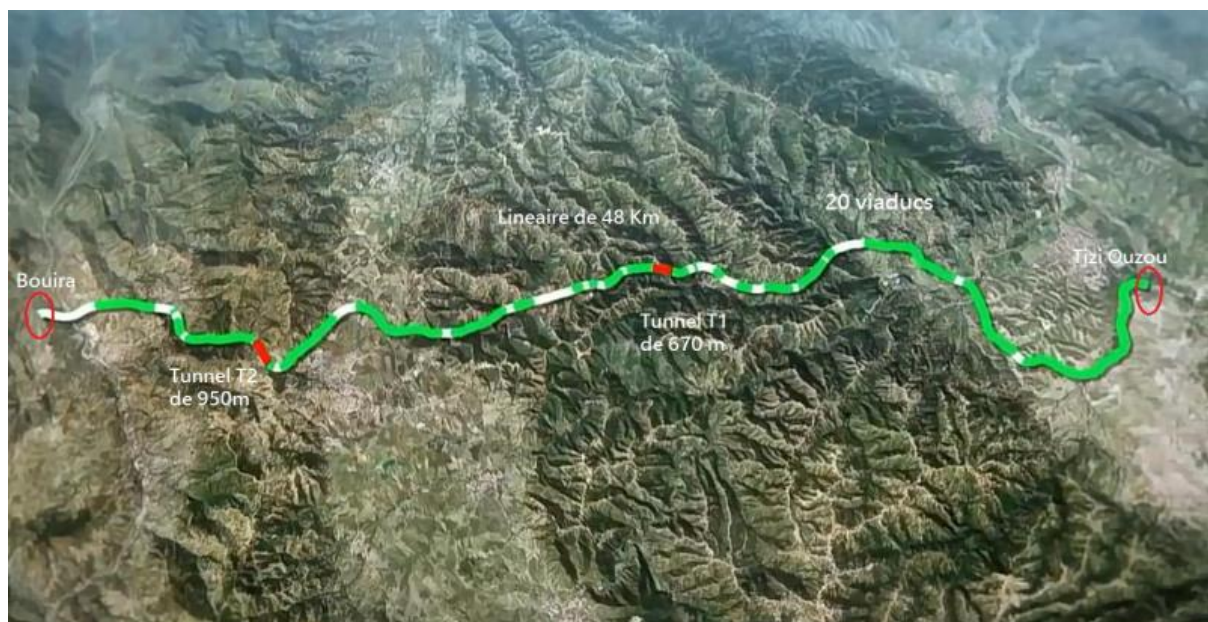


Figure II.2 : Consistance de la pénétrante de Tizi Ouzou (d'après YZGUN INSAAT 2016).

II.2.2 Description géométrique du tunnel T2 :

Le tronçon d'étude fait partie du tunnel T2 du projet de la pénétrante de Tizi Ouzou, dont les coordonnées sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Caractéristiques du tunnel T2 (d'après ADA 2016).

Entrée		sortie		Longueur	
Tube droit	Tube gauche	Tube droit	Tube gauche	Tube droit	Tube gauche
PK36+200	PK36+200	PK37+150	PK37+120	950 m	920 m

II.2.2.3 Le tracé en plan de tunnel T2 :

Parmi les pénétrantes qui traversent les reliefs très difficiles est celui de Tizi Ouzou, et en raison des côtes du projet et de la nécessité de maintenir des pentes et des rampes acceptables dans la zone de Djurdjura, le recours au creusement du tunnel T2 est exigé.



Figure II.3 : Vue en plan du site de tunnel T2 (D'après YZGUN INSAAT 2016).

Dans ce sens le tunnel de Draa El Mizane fait partie de ce projet, ce dernier est situé entre le PK 36+200 (Draa El Mizane) et le PK 37+150 (Bouira), il a deux tubes avec une longueur de 950m pour le tube droit et 920m pour le tube gauche (Figure II.4).

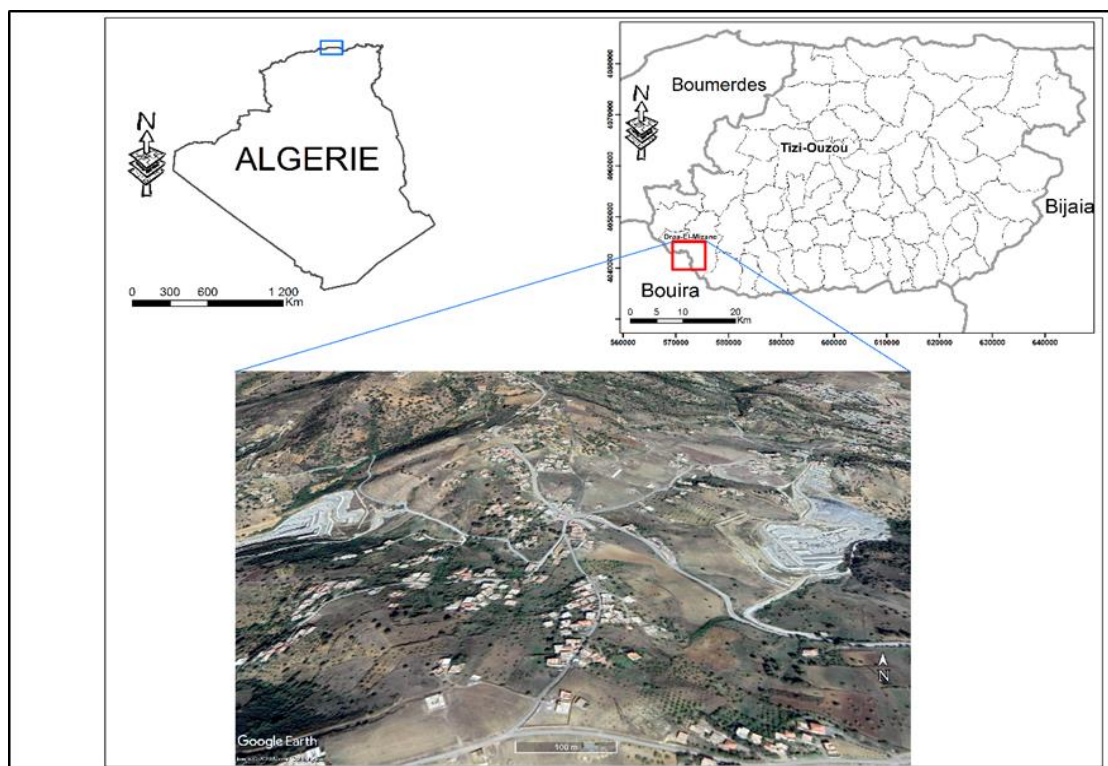


Figure II.4 : Image satellite et situation géographique de la zone du projet (N.Fellouh et al 2020).

II.3. Contexte géologiques :

Le site de Draa El Mizane est connue par sa complexité géologique, des différentes régions montagneuses qui principalement localisées dans l'Atlas Tellien (encore appelé Tell) et plus précisément dans les Kabyliques.

Pour savoir une reconnaissance de cette complexité géologique, tout d'abord il faut mettre en évidence à l'Atlas tellien qui est la région dans laquelle sera réalisé le tunnel, puis nous nous intéresserons à une zone plus réduite qu'est celle du tunnel.

II.3.1. Géologie régionale :

L'Algérie est constituée du Nord au Sud par quatre domaines géomorphologiques (l'Atlas Tellien au nord, les Hauts plateaux au centre, l'Atlas saharien au sud et la plateforme saharienne à l'extrême sud).

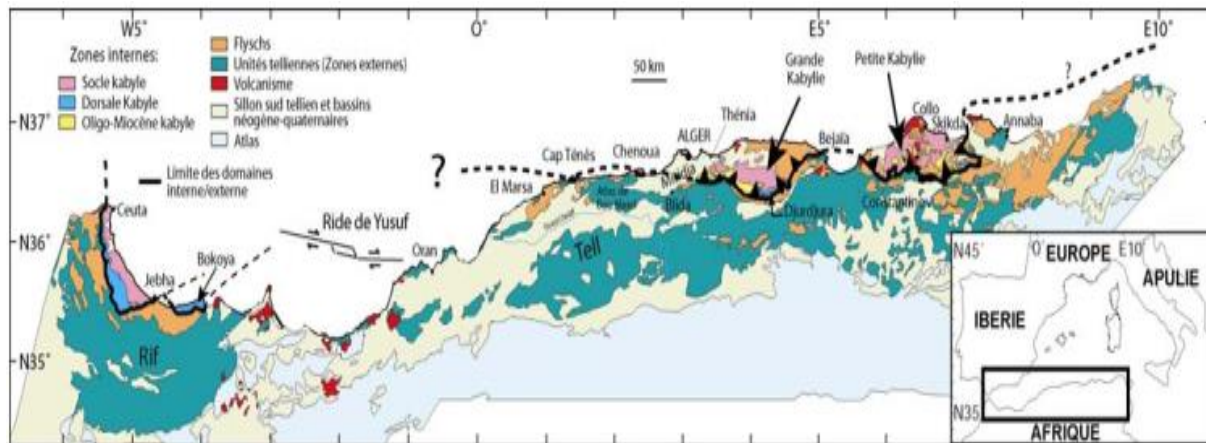


Figure II.5 : Carte schématique montrant la position des différentes unités géologiques des Maghrébides (modifié d'après Domzig et al. 2006)

II.3.1.1. Le Tell :

Des séries sédimentaires épaisses à caractère principalement marneux sont des constituants du tell, Les dépôts sédimentaires du Miocène « post-nappes » scellent en quelque sorte les derniers grands mouvements tectoniques à l'origine de la formation des nappes telliennes. De grands bassins littoraux tels que la Mitidja et le bassin du Chélif, orientés OSO-ENE, sont comblés par les sédiments des transgressions marines miocènes à quaternaires. Les sédiments miocènes « post-nappes » sont constitués de conglomérats et de molasses alors que les sédiments pliocènes sont typiquement composés de marnes. Les sédiments quaternaires sont généralement composés d'alluvions des fleuves dans les bassins néogènes ou d'anciennes plages quaternaires le long de la côte. Ces sédiments est actuellement légèrement déformé à terre, là où la tectonique récente (plio-quaternaire) s'exprime (**MOUSSAOUI N**, (2011)).

a. Les Kabyliques

Les kabyliques ou zones internes (Tell septentrional), comprenant d'Ouest en Est, les massifs du Chenoua et d'Alger, la Grande Kabylie et la Petite Kabylie (voir Figure II.5) sont composées de socle métamorphique cristallophyllien paléozoïque (gneiss, marbres, amphibolites, micaschistes et schistes) qui provient de la fragmentation de l'AlKaPeCa (Alboran, Kabylies, Peloritain, Calabre) et la dorsale Kabyle (ou Chaîne calcaire MésoCénozoïque) qui est découpée en trois principales unités (interne, médiane et externe), (voir Figure II.6).

Ces différentes unités se différencient par le faciès et l'épaisseur des calcaires. Bien qu'elle soit appelée « Chaîne calcaire » à cause de l'importance du Jurassique inférieur calcaire, cette dorsale contient également d'autres formations telles que les schistes primaires, des grès

permien, du nummulitique supérieur. La dorsale Kabyle se présente sous forme d'écailles chevauchant les nappes de flyschs le long d'un grand chevauchement à grand pendage nord, et est affectée de plis récents (cénozoïque) longitudinaux (Chenoua, Djurdjura) DOMZIG A, (2006).

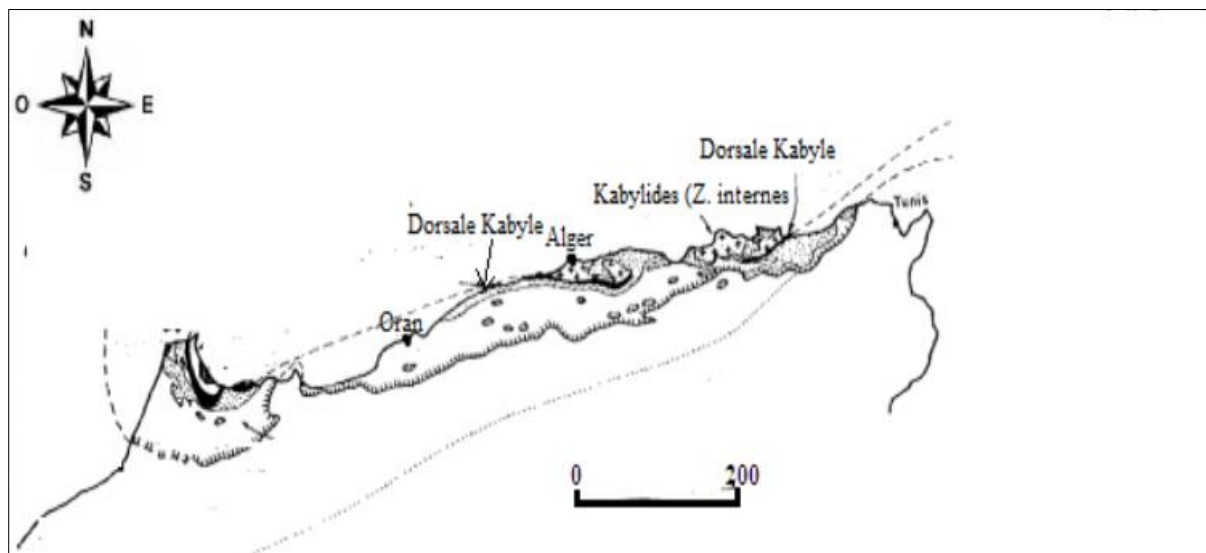


Figure II.6 : Orogénie alpin périméditerranéenne (DOMZIG A, (2006))

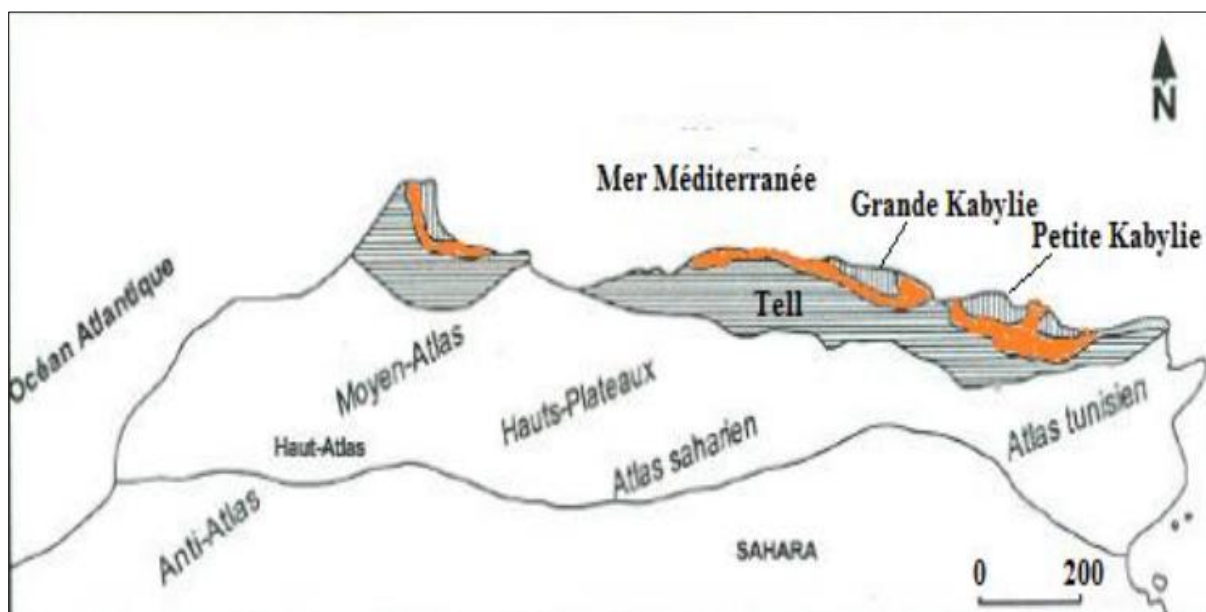


Figure II.7 : Schéma structural simplifié des Maghrébides (WASSILA N, (2005))

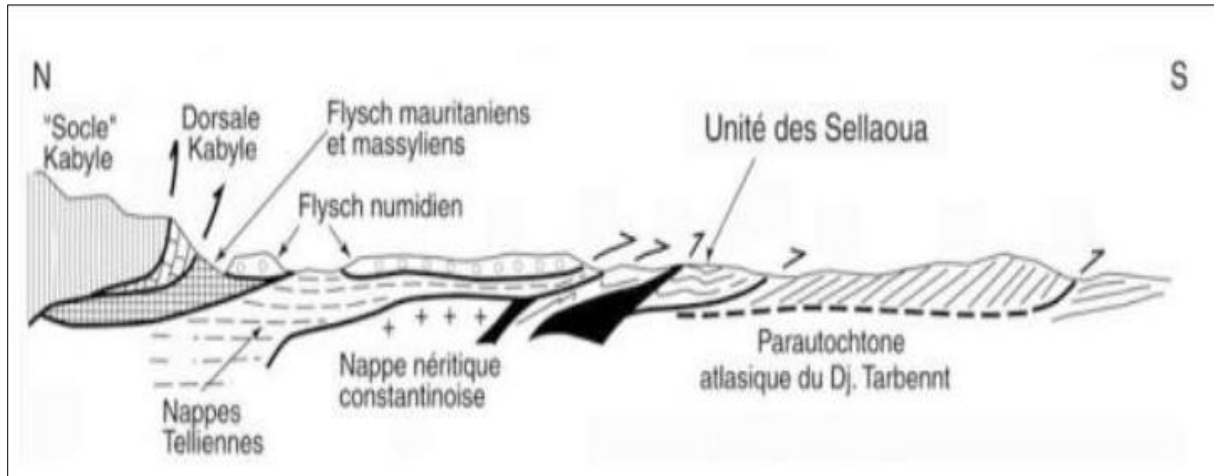


Figure II.8 : Coupe générale présentant les chevauchements dans les Maghrébides (LAGOUAG Mohamed Yacine(2014))

b. Le domaine de flyschs

D'après (Domzig, 2006), Le domaine de flyschs est constitué par des nappes de Flyschs qui, sont composées de conglomérats et autres matériaux détritiques. Les nappes de Flyschs sont également retrouvées du Maroc à la Sicile, en passant par la péninsule ibérique, associées aux zones internes.

En Algérie, ces nappes sont soit en position interne, c'est-à-dire rétrocharriées sur les zones internes (flyschs Nord-kabyles ou Maurétaniens), soit en position relativement externe à la bordure Sud de la Dorsale Kabyle (flyschs Sud-kabyles), soit totalement externes, charriées jusqu'à une centaine de kilomètres au Sud, « flottant » sur le Tell externe.

Il existe également d'autres classifications proposées par Bouillin et al (1986) présentées dans (Domzig, 2006) : les flyschs maurétaniens (en position interne), les flyschs massyliens (les plus externes), et les flyschs numidiens (surimposées en partie aux flyschs massyliens). Ces dernières (d'âge Oligocène supérieur-Burdigalien inférieur) sont plus récentes (MOUSSAOUI N, (2011)).

c. Le domaine externe

Il est représenté standard d'importantes séries mésozoïques et cénozoïques, à dominante marno-calcaire ou gréseuse. Leur structure tectonique en nappes décollées au-dessus du Trias gypso argileux, montre un mouvement vers des unités allochtones présahariennes des Hautes plaines. Les massifs des Bibans et de l'Atlas blidéen, d'âge crétacé, sont considérés comme autochtones ou parautochtones (MOUSSAOUI N, (2011)).

II.3.2 Géologie structurale :

D'un point de vue géologique, l'Algérie est divisé en deux unités structurales

II.3.2.1 Domaine cratonique :

Localisé dans le Sahara algérien, ce domaine est stable depuis 550 millions d'années. Il est constitué de deux boucliers où affleurent des roches métamorphiques et magmatiques et qui représentent les témoins de deux anciennes chaînes de Montagnes, et d'une plateforme appelée plateforme saharienne, structurée en bassins sédimentaires remplis de sédiments du Néoprotérozoïque et du Phanérozoïque.

II.3.2.2 Le bouclier Reguibat : il affleure dans le Sud-Ouest algérien, où il est connu sous le nom du massif Yetti-Eglab. Il représente le témoin de la chaîne (orogénèse) éburnéenne dont l'édification remonte à 2 Ga.

II.3.2.3 Le bouclier Targui : il affleure dans le Sud du Sahara central et oriental, où il est connu sous le nom du massif du Hoggar. Il représente le témoin de la chaîne (orogénèse) panafricaine dont l'édification s'est terminée il y a 550 millions d'années.

II.3.2.4 La plate-forme saharienne : les boucliers précédents sont entourés de bassins sédimentaires, remplis de sédiments du Néoprotérozoïque et du Paléozoïque pour la couverture du bouclier Reguibat, et du Paléozoïque et Mésozoïque pour la couverture du bouclier Targui. Cette couverture sédimentaire a subi les contrecoups de l'orogénèse hercynienne, une chaîne de Montagnes édifiée beaucoup plus au Nord.

II.3.3 Domaine orogénique du Nord de l'Algérie : le Nord de l'Algérie fait partie d'un domaine orogénique instable depuis le Cénozoïque. C'est le domaine de la chaîne alpine dont la structuration n'est pas encore terminée, et qui est due au rapprochement des plaques africaine et européenne. Un accident tectonique majeur appelé : **accident sud-atlasique**, sépare le domaine cratonique de la plateforme saharienne du domaine orogénique du Nord de l'Algérie.

II.3.3.1 L'orogène du Nord de l'Algérie comprend deux sous-domaines : appelé chaîne des Maghrébides, est constitué d'unités allochtones charriées sur la marge africaine.

II.3.3.2 Le sous-domaine atlasique : constitué de matériel autochtone d'âge Mésozoïque, et où s'est édifiée au Cénozoïque une chaîne intracontinentale représentée par l'Atlas saharien à l'Ouest et au centre et par les Aurès à l'Est.

Entre ces deux sous-domaines s'étend à l'Ouest de l'Algérie la zone tabulaire des **Hautes Plaines**, constituée de terrains méso-cénozoïques tabulaires qui reposent sur un socle paléozoïque plissé et métamorphisé durant l'orogénèse hercynienne.

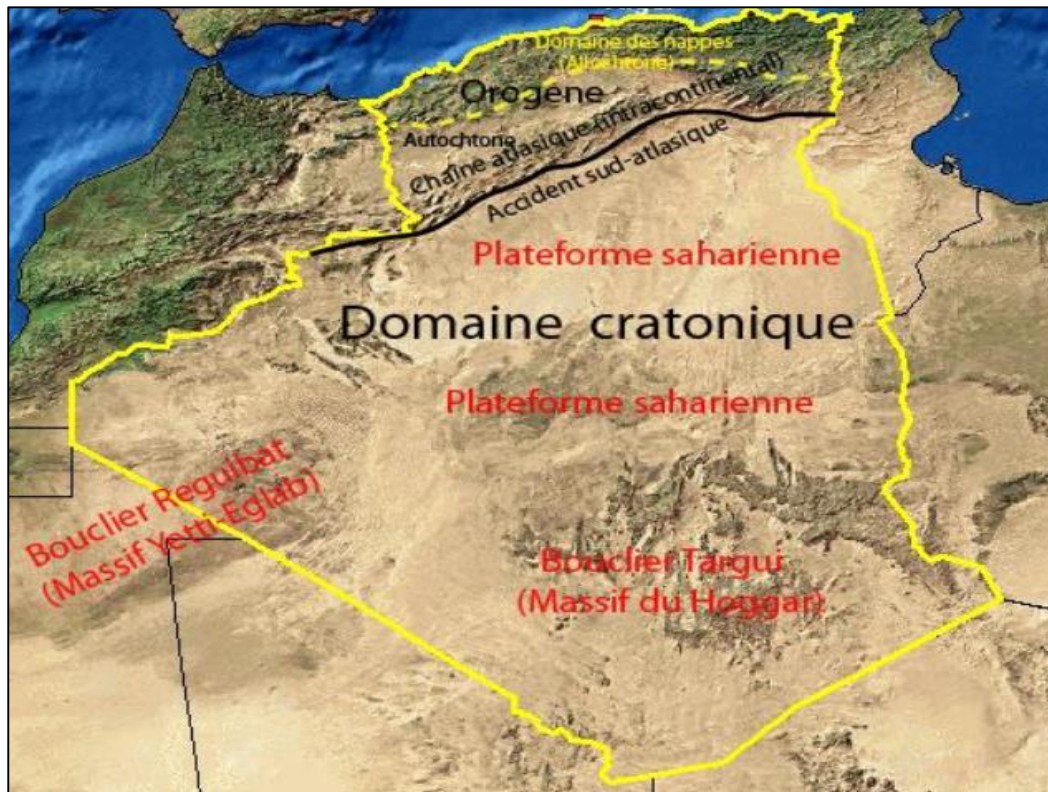


Figure II.9 Différentes unités structurales de l'Algérie (CHABOU Mouley Charaf)

II.3.4 Bref aperçu sur la chaîne des Maghrébides

La chaîne alpine d'Afrique du Nord ou chaîne des Maghrébides fait partie de l'orogène alpin péri-méditerranéen d'âge Tertiaire qui s'étend de l'Ouest à l'Est sur 2000 km du Rif à la Sicile (fig. 2). Dans ce domaine en forme d'anneau très aplati, on distingue classiquement les zones internes, situées à l'intérieur de l'anneau et représentées aujourd'hui par différents massifs, dispersés le long de la côte méditerranéenne et les zones externes situées à sa périphérie.

II.3.4.1 Les zones internes sont représentées par des « massifs anciens » littoraux, bordés au sud par une « chaîne calcaire » ou « Dorsale ». En Algérie, les socles de Grande et de Petite Kabylie constituent l'essentiel des zones internes. Ces zones comportent un socle métamorphique surmonté par un Paléozoïque schisteux allant du Cambrien au Carbonifère inférieur. La couverture mésozoïque et paléogène, localisée à la marge sud de ces massifs anciens, constitue la **Dorsale kabyle ou Chaîne calcaire**. Elle est vivement plissée et écaillée. Au cours de l'orogénèse alpine, les zones internes ont été largement charriées vers le Sud.

II.3.4.2 La zone des flyschs est constituée par un matériel crétacé et paléogène qui s'est déposé dans un sillon qui se situait entre les zones internes et les zones externes. Les

flyschs ont été charriés sur les zones externes puis, pour une partie, ils ont été ramenés sur les zones internes par des glissements plus tardifs.

II.3.4.3 Les zones externes résultent du décollement et du clivage au Miocène de la couverture sédimentaire mésozoïque-paléogène déposée sur la marge nord de la plaque Afrique. En Algérie, les zones externes telliennes comportent de grandes nappes pelliculaires à matériel marneux du Crétacé-Paléogène.

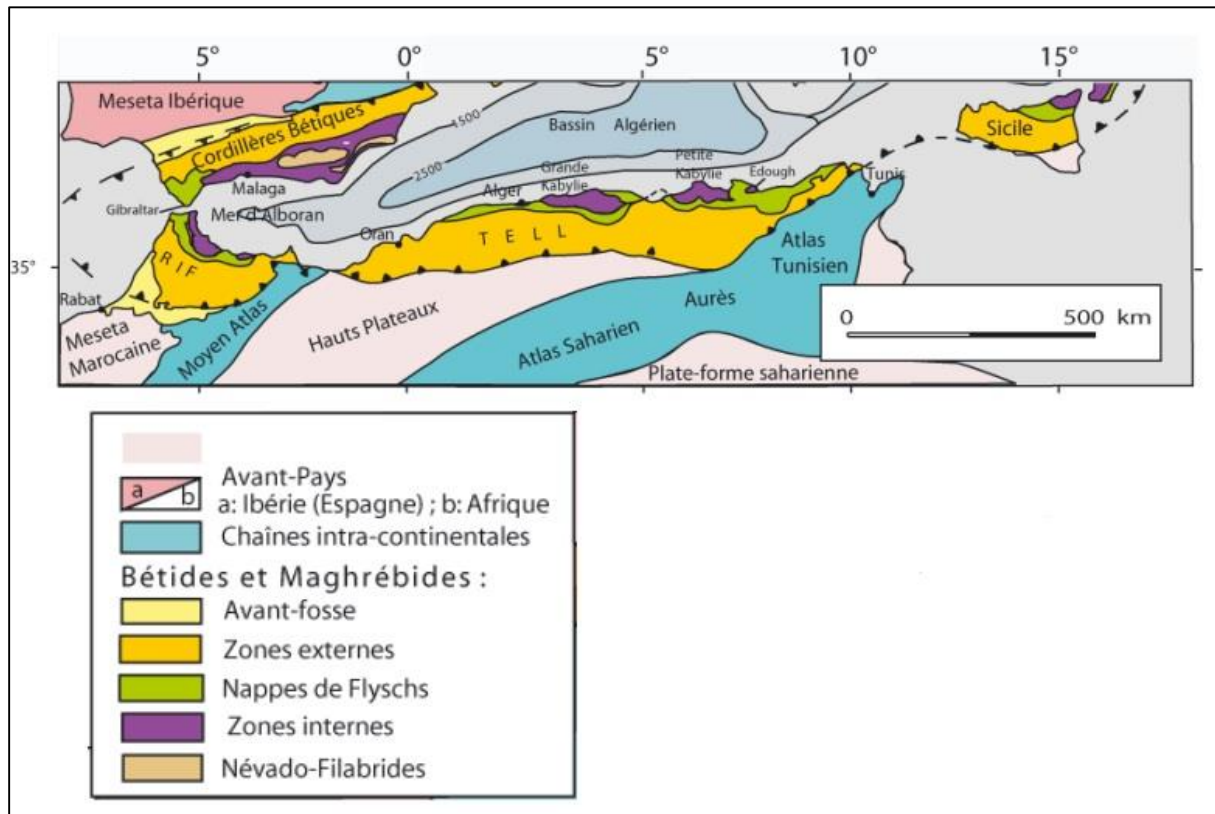


Figure II.10 représente un schéma structural qui résume les différents domaines et unités structurales de l'Algérie (d'après Chalouan).

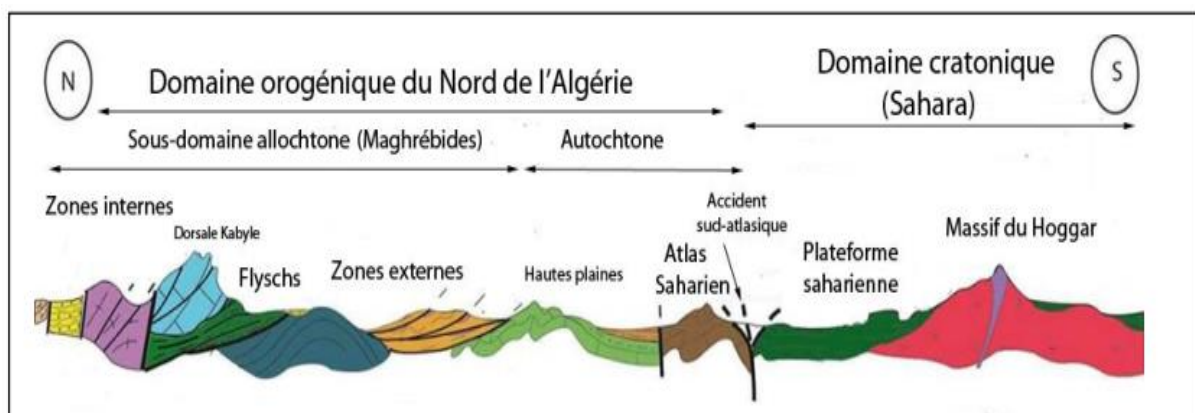


Figure II.11 Coupe Nord-Sud montrant les principales unités structurales de l'Algérie (Dessin de H. Haddoum, modifié)

II.3.5. Sismicité et sismotectonique :

Après un mouvement de compression à la frontière des plaques tectonique d'Afrique et d'Eurasie, des multitudes de séismes allant de modéré à fort ont conduit à la formation de failles inverses dans le nord d'Algérie.

Le contexte géodynamique régionale a engendré dans le nord de l'Algérie, sur une bande d'environ 200 à 300 km de large, un ensemble de structures tectoniques (plis, failles) de direction générale perpendiculaire à la direction de convergence (NNO-SSE) des plaques tectoniques. Ces structures tectoniques actives sont ainsi responsables de la répartition spatiale de la sismicité de cette région de l'Atlas Tellien (ABACHA I, (2015)).

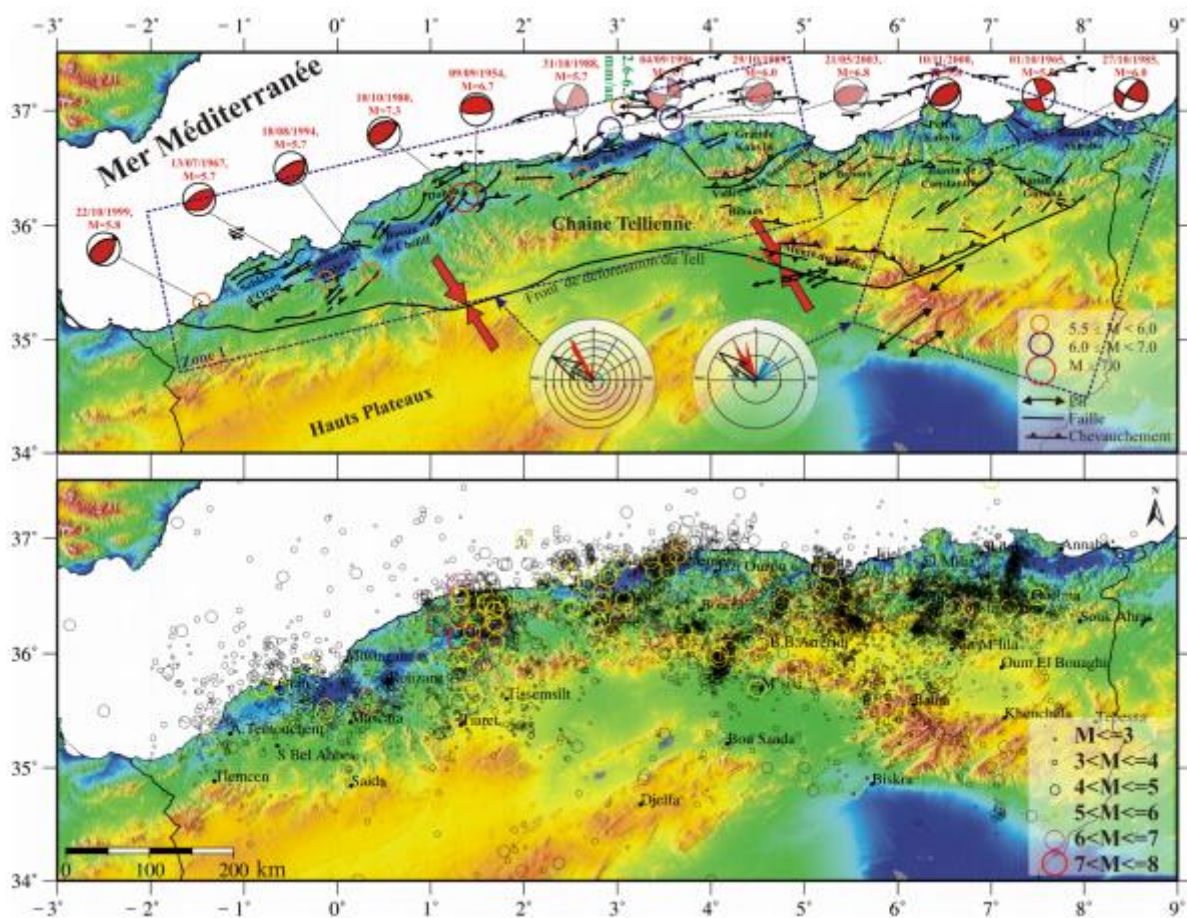


Figure II.12 : carte sismotectonique du nord de l'Algérie montrant les principales structures actives observées dans le Tell (ABACHA I, (2015)).

Les flèches rouges indiquent la direction de convergence (Nocquet et Calais, 2004) et les chiffres en vert sont la variation de vitesse de déformation à longitude d'Alger entre les différents modèles indiqués dans la Figure II.9. Les rectangles en pointillés délimitent les domaines caractérisés par des régimes tectoniques relativement uniformes et les diagrammes de projections horizontales de P (en rouge) et T (en bleu) des axes de déformation (Serpelloni, 2007). (b) (en bas) la sismicité du nord de l'Algérie entre 1900 et 2013, catalogue du (CRAAG).

D'après le RPOA 2008 (Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art), la sismicité de la région Tizi Ouzou se trouve dans la zone IIA. Selon ce rapport, l'Algérie est divisée en cinq zones de sismicité croissante (Figure II.10).

- Zone O : Négligeable ;
- Zone I : Faible ;
- Zone IIA : Moyenne ;
- Zone IIB : Elevée ;
- Zone III : Très élevée.

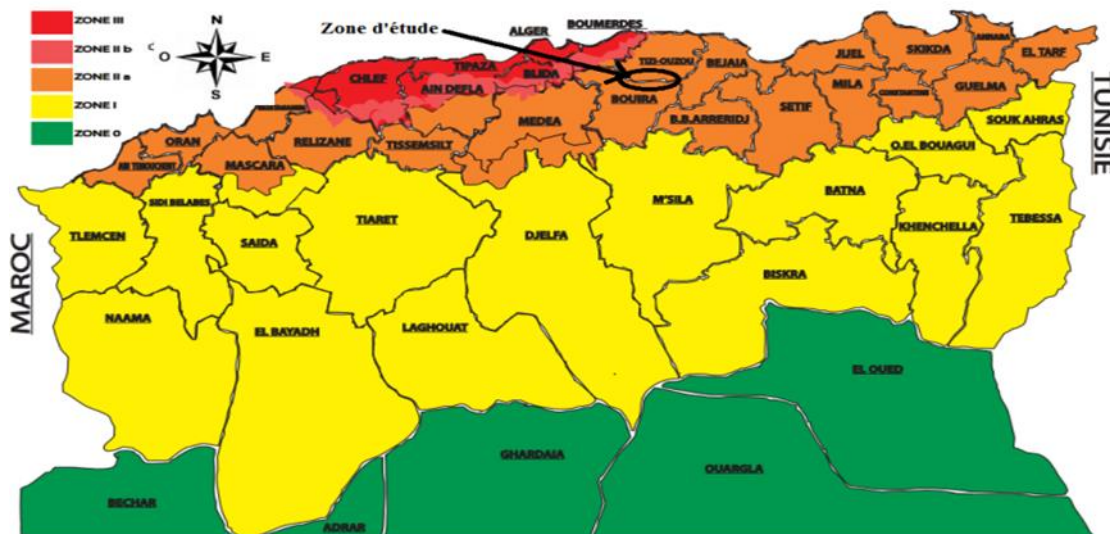


Figure II.13 : Carte schématique des zonages sismiques de l'Algérie. (Catalogue du (CRAAG))

II.3.6. Géologie locale :

Selon les études de (Chmiguirilov (1986)), La région du tunnel se trouve dans la chaîne des Maghrébides et plus précisément dans les kabyloïdes. Une cartographie de cette zone de tunnel a été réalisée à l'échelle de 1 :50.000.

L'alignement du tunnel est situé dans le massif montagneux de Djurdjura dans la région de Tel Atlas, ce massif montagneux est une zone d'élévation qui atteint les 2500 m, formée par des failles de chevauchement et des failles inverses qui avancent vers le sud dans la zone tectonique de kabyle. Le tunnel Draa El Mizane a une distance de 25 PK des sommets de ce massif.

Par conséquent, le site du tunnel est sous l'effet des éléments structuraux qui ont formés le massif de Djurdjura et qui toujours en activité. Des failles de chevauchement et des failles inverses qui font partie de ces éléments structuraux sont observées sur le site du tunnel. En outre, et en parallèle avec l'axe du tube gauche, une structure très plissée qui a une faible caractéristiques géomécaniques est considérée comme une zone critique dans cette présente étude (D'après ADA 2016).

Cette zone est développée en conséquence de la tectonique dense qui affecte la zone de faille et donne lieu à des changements importants en direction de la couche (Figure II- 11).

Dans ce sens et après des observations on site, deux types principaux de rupture peuvent être envisagés :

a- dans le cas des tunnels peu profonds (couverture faible) où les contraintes initiales sont généralement un peu élevées, les ruptures sont essentiellement liées, soit aux circulations d'eau que nous évoquerons à la section suivante, soit à la chute de blocs en surface de paroi en raison d'une conjonction défavorable des discontinuités naturelles. Ces chutes peuvent se propager de proche en proche et entraîner des hors-profils importants pour le tunnel ou même la formation de « cloches ».

b- dans les tunnels profonds (grande couverture) où les contraintes sont importantes, leur libération entraîne des déformations angulaires de blocs rocheux les uns par rapport aux autres. Ces déplacements se traduisent par une « dilatance globale » de la masse rocheuse, ce que veut dire une augmentation du volume des vides et une diminution de la résistance globale qui peut par la suite provoquer une accélération du phénomène de l'instabilité. Dans les cas extrêmes où la limite de résistance de la roche elle-même est dépassée, il peut y avoir rupture fragile des blocs par cisaillement.

Dans la plupart des cas, il y a formation d'une zone de roche décomprimée (zone de faille) où des blocs ont tendance à se fracturer en petits éléments inorganisés et à se comporter, à la limite, de façon analogue à un sol (Figure II- 14)



Figure II.14 : Unités de rocher qui seront passées par le tunnel aux environs de PK 37+000 et vue en surface des systèmes de discontinuité (zone de faille) qu'elle possède, vue vers le nord-ouest.

Selon les rangs de granulométrie les unités sédimentaires d'âge oligocène-miocène supérieure sont subdivisées en trois sections principales ; Galets/Grès, Argilite/Grès et Argilite/Marne. Par la suite établir le tracé en plan et le profil en long afin de schématiser en détail ces unités et présenter leur caractéristique géologique et géotechnique tout au long du tunnel.



Figure II.15 : Unités de rocher qui seront passées par le tunnel aux environs de PK 37+000 et vue en surface des systèmes de discontinuité qu'elles possèdent, vue vers le nord-ouest.

II.4. Hydrogéologie :

Comme l'eau peut avoir une grande influence sur la résistance des roches, les données hydrogéologiques sont à prendre en considération dans l'étude d'un tunnel.

Qu'il s'agisse de massifs rocheux, l'eau est très souvent présent dans la couverture du tunnel sous forme de nappes statiques ou d'écoulements. Le fait de creuser un tunnel modifie l'équilibre hydrostatique ou hydrodynamique par la création d'un nouvel exutoire, de nouveaux parcours d'écoulement se créent.

Trois types de matériaux peuvent être différenciés, deux d'entre eux appartiennent au substrat tertiaire et le troisième aux sédiments alluviaux quaternaires.

Dans le cas d'un massif rocheux fissuré (figure II.15), l'eau utilise les fissures existantes où se concentrent les forces de courant dont l'action s'exerce en priorité sur les blocs situés autour de l'excavation. Les blocs peuvent être chassés un à un et créer de véritables ''cloches'' mettant en péril la stabilité de l'ouvrage.

Cette érosion régressive peut également se traduire par un débouffage brutal des matériaux meubles qui remplissent parfois les fissures et par une irruption de débits d'eau importants et soudains.

Dans ce cas, l'eau peut agir à la fois par réduction des contraintes effectives auxquelles est soumis le matériau rocheux, par altération des surfaces des fissures et aussi par réduction de l'angle de frottement interne du matériau de remplissage.

Dans le cas d'un massif meuble et relativement perméable, l'écoulement vers l'ouvrage se fait plus régulièrement et les forces d'écoulement radiales s'ajoutent aux contraintes effectives sur le squelette solide. S'il s'agit de terrain peu perméable et si la vitesse de creusement est forte, l'essorage ne peut se faire au fur et à mesure de l'avancement et les gradients de pression peuvent être importants au voisinage de la paroi. Dans tous les cas, la présence de l'eau est un facteur très aggravant de l'instabilité.

A partir des investigations hydrogéologiques, le premier type : alternance de niveaux de Grés, conglomérats et Marnes. Ces matériaux affleurent dans la zone du tunnel et une source a été repérée près de la sortie, ce qui indique que la présence d'une certaine quantité de l'eau dans le tunnel est possible.

Deuxième type : matériaux tertiaire marneux, le comportement hydrogéologique peut être classé comme imperméable.

Troisième type : terrain d'origine alluviale (alluvions et terrasses basses) a deux couches différenciées, une couche supérieure d'épaisseur variable de nature limono-argileuse et une inférieure avec une composition principalement granulaire.

Et pour caractériser la perméabilité autour du tunnel, trois essais Lugeons ont été réalisés. Les résultats de ces essais montrent des perméabilités entre 0 et 3 U.L, ce qui veut dire que le massif du tunnel se comporte de façon pratiquement imperméable.

II.4.1. L'étude des caractéristiques du massif rocheux et résultats des investigations :

La construction d'un tunnel pose le problème de caractérisation des propriétés inconnus de la géologie et de la géotechnique, dont la prise en compte complète et exacte du profil géologique du massif rocheux et la bonne représentativité du modèle géotechnique est devient nécessaire. D'après l'AFTES (2003), l'objectif essentiel de la caractérisation des massifs rocheux est de fournir au concepteur les données qualitatives et quantitatives nécessaires pour décrire la structure et évaluer les propriétés mécaniques et hydrauliques des massifs à l'échelle des volumes sollicités par les ouvrages.

Dans des conditions géologiques complexes, La réalisation d'un ouvrage est basée sur une reconnaissance approfondie pour l'estimation des propriétés représentatives qui traduisent également la qualité du massif rocheux.

Le premier choix effectué dans les méthodes de reconnaissances géotechniques a été se concentré sur les massifs où se trouve la zone de faille dont l'existence des caractéristiques géomécaniques très médiocre, cela renvoie à des contextes géologiques dans lesquels la fracturation joue un rôle majeur au regard du comportement de la matrice rocheuse, cette zone influe sur la matrice par une déformabilité dominante et une faible résistance.

Les études géotechniques d'avant-projet, pilotées par le groupement O.N.E (ÖZGÜN-Nurol-ENGOA) se sont basées principalement sur les informations tirées à partir des sondages carottés afin de nous permettre d'établir un modèle géologique et par la suite décrire les caractéristiques géotechniques.

II.4.1.1 Investigation sismique :

Les essais sismiques ont été réalisés en trois endroits aux alentours du tunnel :

- Face à l'entrée Nord du tunnel :

Lors de ces tests, 12 géophones ont été utilisés et le traitement des données obtenues de cette investigation a permis de détecter l'existence d'un massif subdivisé en quatre catégories de couches recoupées et affectées par une tectonique cassante (ADA 2016).

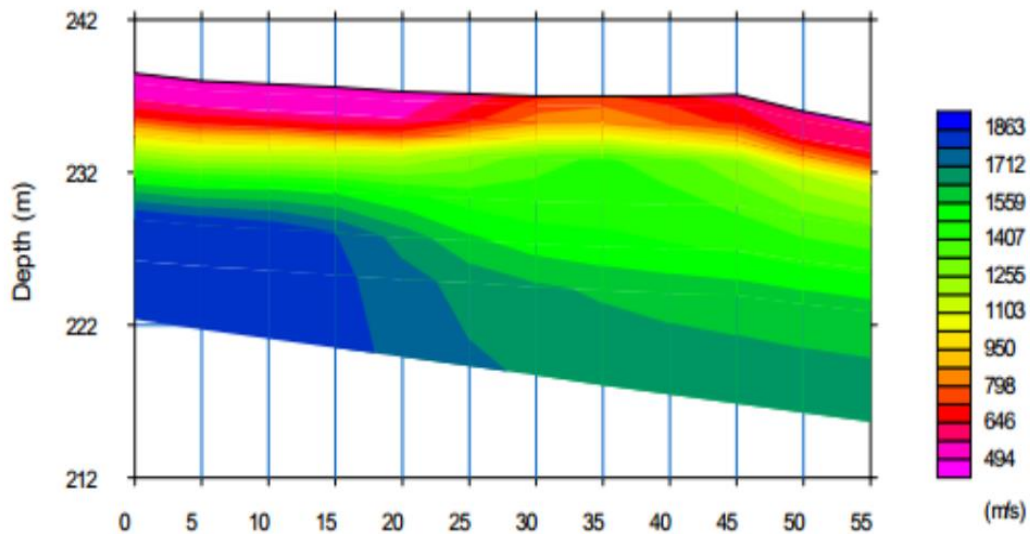


Figure II.16 : Image tomographiques face à l'entrée Nord du tunnel (YZGUN INSAAT 2016).

L'image tomographique résultant de l'inversion montre des vitesses variant entre 495 et 1860 m/s. En remarquant sur la figure que les roches du dessus ont de faibles vitesses d'onde, ce qui traduit un important degré de fracturation.

- Couverture de l'entrée Nord :

L'analyse des données recueillies des investigations obtenues de 12 géophones a permis de détecter des terrains fissurés, fracturés et d'identifier la nature des couches traversées.

A partir de la figure ci-dessous, nous pouvons constater l'amélioration de la qualité de la masse rocheuse vers la gauche, ce qui pourrait traduire une altération élevée en avançant vers la droite.

L'analyse des données recueillies de cette investigation a permis de détecter des terrains fissurés, fracturés et d'identifier la nature des couches traversées qui traduit par l'existence d'une zone faille.

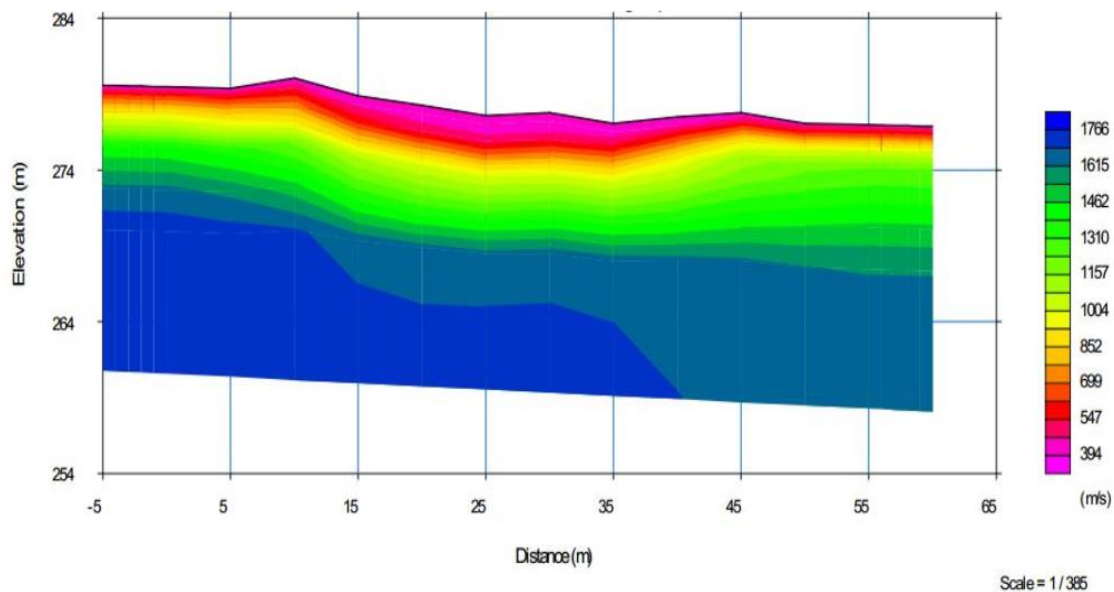


Figure II.17 : Image tomographiques à la droite de l'entrée Nord du tunnel (YZGUN INSAAT 2016).

II.4.1.2. Les reconnaissances in situ

Afin d'examiner les terrains traversés par le tunnel Draa El Mizane, un total de 9 forages carottés d'une profondeur varie jusqu'à 55 m ont été réalisés. En outre les travaux de forage, la carte géologique du tracé du tunnel a été réalisée.

La spécificité du comportement de chaque matériau constituant le massif rocheux dépend fortement de la qualité des reconnaissances géotechnique que ce soit des reconnaissances in-situ ou essais au laboratoire).

a) Essais pressiométriques de type Menard (NF P 94-110)

Le mode expérimentale est conformément à la norme AFNOR NF P 94-110 de l'essai pressiométrique (AFNOR, 1995).

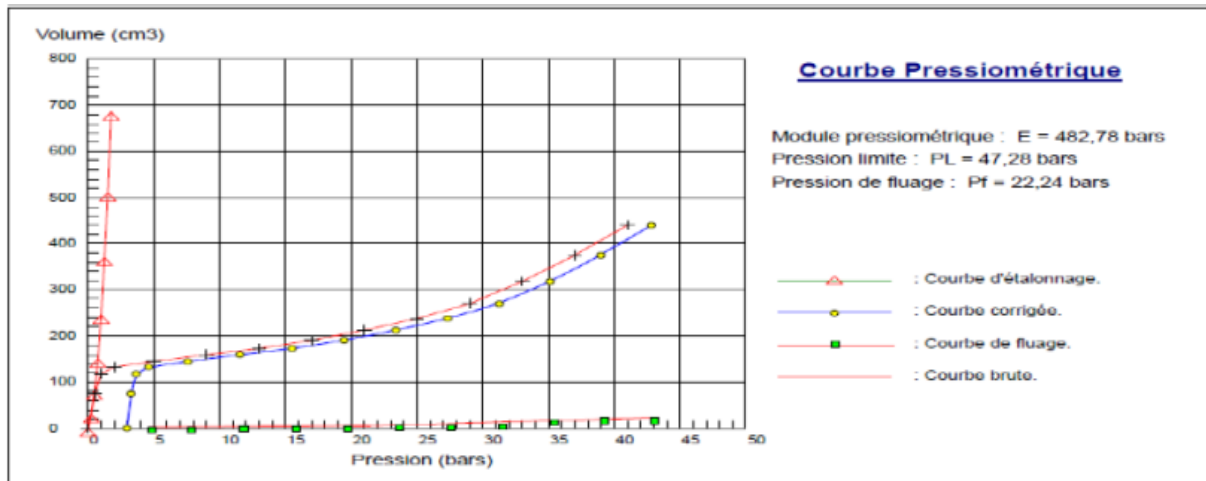


Figure II.18 : Courbe pressiométrique de sondage ST-B01 à 30,5 m (ÖZGÜN-Nurol-ENGOA 2016)

Le calcul du module d'élasticité de l'unité est effectué en utilisant les résultats de l'essai de pressiomètre. Le calcul du module d'élasticité de la masse rocheuse est effectué en utilisant l'équation $E_i = E_m / \alpha$ en calculant le facteur α d' E_m (module d'élasticité) obtenu des essais de pressiomètre présenté dans le tableau II.2. Le facteur α pour l'unité rencontré au niveau du tunnel est présenté approximativement. (Voir l'annexe).

D'après (HOANG Thi Thanh Nhan 2010) Les modules élastiques peuvent être déterminés sur les courbes de contrainte déformation ou à partir de la vitesse de propagation des ondes élastiques. Il est également possible de déterminer in situ les paramètres dynamiques (carottage sonique – sismique - ondes de surface) et d'atteindre ainsi un module équivalent pour le massif. La valeur E_i pour l'unité rencontrée est indiquée dans Tableau II.2, suivant le calcul effectué à partir de l'équation $E_i = E_m / \alpha$.

b) Reconnaissances par puits et sondages carottés :

La reconnaissance du site à l'aide des sondages carottés a pour objectif de donner avec le plus de précision possible, la position, la nature et le pendage des différentes couches géologiques rencontrées lors du creusement.

En pratique, il y a parfois une insuffisance des résultats obtenus par les sondages, que nous oblige à les compléter par l'exécution des puits et des galeries répartis sur toute la longueur du tunnel.

Caractéristiques géotechniques de la section critique :

Comme il est mentionné dans le contexte géologique, une section critique est considérée dans une zone de faille, dont les caractéristiques géomécaniques sont très médiocres.

La faiblesse des valeurs du RQD déterminées à partir les sondages carottés est due aux nombreux joints existants dans le massif qui ne permettent pas d'avoir de morceaux sains. Nous avons pu le constater durant la période de stage lors de plusieurs essais de carottage qui ont échoués suite à la fragmentation de la carotte (ÖZGÜN-Nurol-ENGOA, Uzgun Insaat 2016).

En outre, les systèmes RMR et Q intègrent tout deux des paramètres géologiques, géométriques et de conception pour arriver à une valeur quantitative de la qualité de la masse rocheuse.

L'indice de résistance géologiques GSI développé par (Hoek et al), dont les conditions d'assemblage des blocs de la roche intacte et leur propriété sont utilisées pour estimer la déformabilité et la résistance de la masse rocheuse.

En outre, l'unité globale étant de nature de rocher de type flysch dont la valeur de GSI est désignée en tenant compte des critères recommandés par (Marinos et Hoek 2001) et dans la majorité des conceptions courantes, le comportement mécanique du massif rocheux dans les excavations souterraines est représenté essentiellement par le module de déformation statique, cela explique leur utilisation dans les différentes analyses numériques comme un paramètre majeur.

Cependant, les propriétés de la masse rocheuse ont été déterminées par l'utilisation de résultats des systèmes de classification et à l'aide des corrélations obtenues par des équations empiriques. Pour estimer les paramètres de la masse rocheuse le long de la section critique certains systèmes de classifications ont été utilisés, les résultats sont présentés dans Tableau II.2.

Les propriétés de la masse rocheuse telles que les constantes de Hoek-Brown, la résistance à la compression uniaxiale et le module de déformation de la masse rocheuse ont été déterminées à l'aide des équations empiriques basées sur les systèmes de classification Q, GSI et RMR.

Tableau II.2 : Paramètres de conception géotechnique et classification de la masse rocheuse pour la section critique (ÖZGÜN-Nurol-ENGOA 2016).

Geological formation		M2	Zone de faille	M3
UCS, résistance à la compression uniaxiale (Mpa)		10	5	5
Ei, Module d'élasticité (GPa)		1,5	0.08	1,56
GSI, Indice de résistance géologique		20	22	20
mi, constante de matériau		17	-	7
ν, Module de Poisson		0.3	0.3	0.3
γn, Poids unitaire (kN/m3)		22	22	26
C, Cohésion (kPa)		200	30	60
Ø, Angle de frottement interne (°)		26	30	26
Em, Module de déformation, Mpa	Nicholson and Bieniawski	93	-	82
	Hoek and Diederichs	69	-	71
	Pressiomètre test	150	80	88
Q, Tunneling Quality Index		0,066	0-0,07	0,017
RMR, Rock Mass Rating		26	0-20	26

II.5.Conclusion:

Nous retiendrons de ce chapitre que le comportement mécanique des roches est principalement influencé par plusieurs facteurs ; notamment des facteurs géotechniques, géologiques et hydrogéologiques. À la suite des investigations, avec observations de surface et des données de forage, il a été déterminé que l'ensemble du tunnel traverse d'une zone de faille, qui ont des propriétés qui favorisent l'instabilité du massif rocheux.

Avant de procéder à la construction des tunnels, les concepteurs doivent réaliser des essais au laboratoire ainsi que des essais in-situ afin d'établir les différentes classifications du massif rocheux pour bien d'adopter le système de soutènement adéquat.

Les méthodes de classification que nous venons de présenter se basent sur la description des paramètres géomécaniques des discontinuités (résistances, altérations, orientations,...etc.) Et des caractéristiques de la masse rocheuse (résistances, déformabilités, structure,... etc.) et des conditions Hydrogéologique pour classer la masse rocheuse.

Par la suite, ces méthodes nous permettent de choisir les conditions de soutènements provisoires et définitives à adopter dans les tunnels pour bien contrôler les mouvements de massif rocheux.

Chapitre III. Modélisation numérique en élément finis

III.1. Introduction :

La démarche de la conception pendant la construction des ouvrages souterrains peut être réalisée en utilisant une approche numérique qui permet de déterminer les déformations et les déplacements dans le massif rocheux. Cette conception visait essentiellement à concevoir de manière à ne pas permettre autant que possible l'instabilité autour du tunnel.

Les outils informatiques tels que les logiciels de modélisation connaissent un succès important dans le domaine de conception géotechnique dont ils présentent des outils robustes pour l'aide à la décision des différents problèmes posés lors de la construction.

En outre, la modélisation fournit à l'ingénieur une assistance précieuse, tant dans la compréhension et la maîtrise des phénomènes complexes par des modèles explicatifs, en apportant une conception au dimensionnement des ouvrages souterrains.

Il existe une grande analogie entre le développement de la résistance des matériaux (RDM) au 19^{ème} siècle et celui de la méthode des éléments finis (MEF) aujourd'hui.

La RDM continue bien sûr à exister, fécondée par la MEF, et la MEF continue à se développer grâce aux progrès permanents sur les lois de comportements, et dans le domaine informatique, les concepteurs ont couramment aujourd'hui, sur le coin de leur bureau, un micro-ordinateur dont la taille de mémoire, la vitesse de calcul et la capacité de disque dépassent de loin ce dont pouvait rêver le concepteur.

Dans ce chapitre nous allons modéliser numériquement la coupe de tunnel PK : 36+400 du tube gauche jusqu'à le portail de sortie et PK : 36+350 – PK : 36+460 du tube droit. En utilisant un modèle bidimensionnel avec le logiciel Phase 2 (version 8.0), un programme d'éléments finis développé par Rocscience, il a été utilisé pour analyser le comportement du massif rocheux pour retenir et préserver la stabilité des différents ouvrages géotechniques.

III.2. Choix du modèle de comportement :

La modélisation numérique des tunnels utilise habituellement la loi de comportement élastique linéaire parfaitement plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb (MC). Elle présente l'avantage de définir le comportement du massif par le biais de seulement 5 paramètres : le module de Young (E), l'angle de frottement (ϕ), la cohésion (c), l'angle de dilataance (ψ) et le coefficient de Poisson (ν). Ce modèle a été choisi pour les calculs du projet du tunnel Draa El Mizane « Tizi Ouzou ».

Toutefois, ce modèle de comportement ne permet pas de représenter le non linéarité du comportement réel du massif rocheux (Jean-Pierre Janin 2012).

Les analyses numériques réalisées dans le cadre de l'étude ont été faites en fonction de la solution élastique-plastique et le système de soutènement final a été déterminé en interprétant les résultats d'analyse par la méthode des éléments finis obtenus à l'aide du logiciel Phase 2D v 8.0 (Roc Science 2011). Ce logiciel a considérablement évolué ces dernières années afin de proposer des interfaces très conviviales et qui permettent de prendre en compte des phénomènes très variés tels que les principes NATM qui ont été pleinement reflétés dans les étapes de calcul. Pendant les phases de modélisation, il faut savoir que la charge arrivant au tunnel au moment de sa construction n'est pas la totalité de la charge de couverture sur le tunnel. Dans ce sens La conception du système de soutènement à réaliser avec une telle approche entraînera sérieusement des structures excessives c'est-à-dire une augmentation excessive des éléments de soutènement. Il est clair qu'une telle situation n'est pas fiable d'un point de vue économique et technique. Comme on le sait, le principe et la philosophie de base de la méthode NATM est de considérer le massif autour du tunnel comme un élément porteur.

Le système de soutènement optimal du tunnel est obtenu en permettant juste une certaine déformation autour du tunnel. A cet effet, dans le tunnel en construction les mesures de déformation nécessaires doivent être évaluées et des révisions des systèmes de soutènement peuvent être apportées. Dans les analyses, une charge rocheuse de 60% a été prévue comme valeur de relaxation après l'excavation, et une répartition de la charge rocheuse de 40% a été donnée aux fortifications avec le placement du soutènement en utilisant la distribution de la charge (load split) et la relaxation du matériel (material softening) dans le programme.

III.3. Caractérisation et section critique en analyse :

Afin d'examiner l'influence potentielle de l'effet de creusement sur la superstructure et section transversale du tunnel, une modélisation numérique 2D a été réalisée dans la zone de faille qui intercepte le tracé du tunnel, en utilisant le programme phase 2 basée sur les résultats sous forme de « facteur de sécurité » et de « déplacement total » fréquemment cités dans la littérature.

Les effets du creusement du tunnel sur le massif environnant et les parois du tunnel ont été étudiés numériquement et les résultats ont été comparés avec ceux obtenus par des mesures in situ (Tableau III. 2).

Tout au long du processus de réalisation d'un tunnel dans une région tectonique active, il peut être impossible d'éviter les failles actives, et dont l'existence d'une zone de faille qui a des faibles caractéristiques géomécaniques, La zone de faille peut créer deux effets néfastes sur le tunnel qui sont un déplacement soudain du massif et des conditions géotechniques très médiocres. Si un tunnel traversé par une faille active, le tunnel peut être endommagé par un

mouvement brusque. Cependant, l'objectif est de localiser ces dommages par l'identification correcte des caractéristiques de cette section critique. Donc une conception spéciale dans cette zone qui basée sur la détermination de la performance qui est vérifiée par des analyses numériques en élément finis.

En raison de sa faiblesse, la section du tunnel a été divisées en trois sections, la partie supérieure (calotte), la partie inférieure (stross) et le radier.

Le modèle géométrique utilisé dans l'analyse numérique est présenté dans la Figure III.2. Étant donné que tout le tracé du tunnel traverse la zone de faille (voir l'annexe).

Après avoir déterminer les propriétés d'ingénieries géotechniques du massif rocheux à partir les différentes investigations géotechniques, le niveau de tunnel passe totalement dans une zone de faille.

Pour avoir une bonne connaissance sur la qualité du massif rocheux dans cette partie, des sondages carottés et des essais au laboratoire ont été effectuées afin de traduire cette qualité géomécaniquement par certains classification telles que RMR, le system Q et GSI.

Selon les résultats de ces classifications, les systèmes de soutènement retenus conformes aux classes C et D. En conséquence, la classe de roches C est désignée comme une masse rocheuse médiocre et La classe de roche D est classée comme roche très médiocre Tableau III.1.

III.3.1. Modèle de comportement adopté :

Les calculs de projet de tunnel utilisent habituellement la loi de comportement élastique linéaire parfaitement plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb (MC). Elle présente l'avantage de définir le comportement du massif par le biais de seulement 5 paramètres : le module de Young (E), l'angle de frottement (ϕ), la cohésion (c), l'angle de dilatance (ψ) et le coefficient de Poisson (ν). Ce modèle a été choisi pour les calculs du projet du tunnel Draa El Mizane.

Par conséquent le choix d'un modèle de comportement pour cette étude a pour but de répondre à deux exigences. D'une part, celle de réussir à mieux représenter le comportement du massif. De l'autre part, il ne devait pas comporter un nombre élevé de paramètres afin de pouvoir être utilisé dans le cas d'étude, où la caractérisation géomécanique des massifs a été extrêmement difficile.

Le module de Young (E) :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au G_{max} , mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations) (B. Cambou and P.-Y. Hicher 2002).

L'angle de frottement (ϕ) :

On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 45° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement (B. Cambou and P.-Y. Hicher 2002).

La cohésion (C) :

Phase 2 2D tient en compte la cohésion comme un paramètre pour le calcul de la modélisation, Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans les problèmes.

Le coefficient de poisson(ν) :

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles (B. Cambou and P.-Y. Hicher 2002).

III.4. Système de soutènement adopté :

Pour assurer la stabilité du tunnel contre les effondrements lors des travaux souterrains, le recours à l'utilisation d'un soutènement qui s'écoule entre le début de l'excavation et la mise en place du soutènement définitif, afin de palier aux problèmes causés par la décompression du terrain, qui permet d'assurer la stabilité des parois, mais participe aussi à la stabilité définitive de l'ouvrage en réduisant les efforts supportés par le revêtement. On peut distinguer trois classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain. Ce sont :

III.4.1 Le soutènement agissant par confinement : Le soutènement développe le long des parois une contrainte radiale de confinement généralement faible, c'est le terrain qui joue le rôle essentiel. Il y a généralement deux types : Béton projeté seul, Béton projeté associé à des cintres légers.

III.4.2 Le soutènement agissant à la fois par confinement et comme armatures : Il s'agit du boulonnage sous ses diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers, il y a principalement deux modes : Boulons à ancrage ponctuel, et boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier).

III.4.3 Le soutènement agissant comme supports : C'est le soutènement seul qui doit résister aux différents efforts, dans le cas où le terrain a des caractéristiques géomécaniques faibles. Les composantes de soutènement pour le tunnel Draa El Mizane sont présentées dans le Tableau III.1.

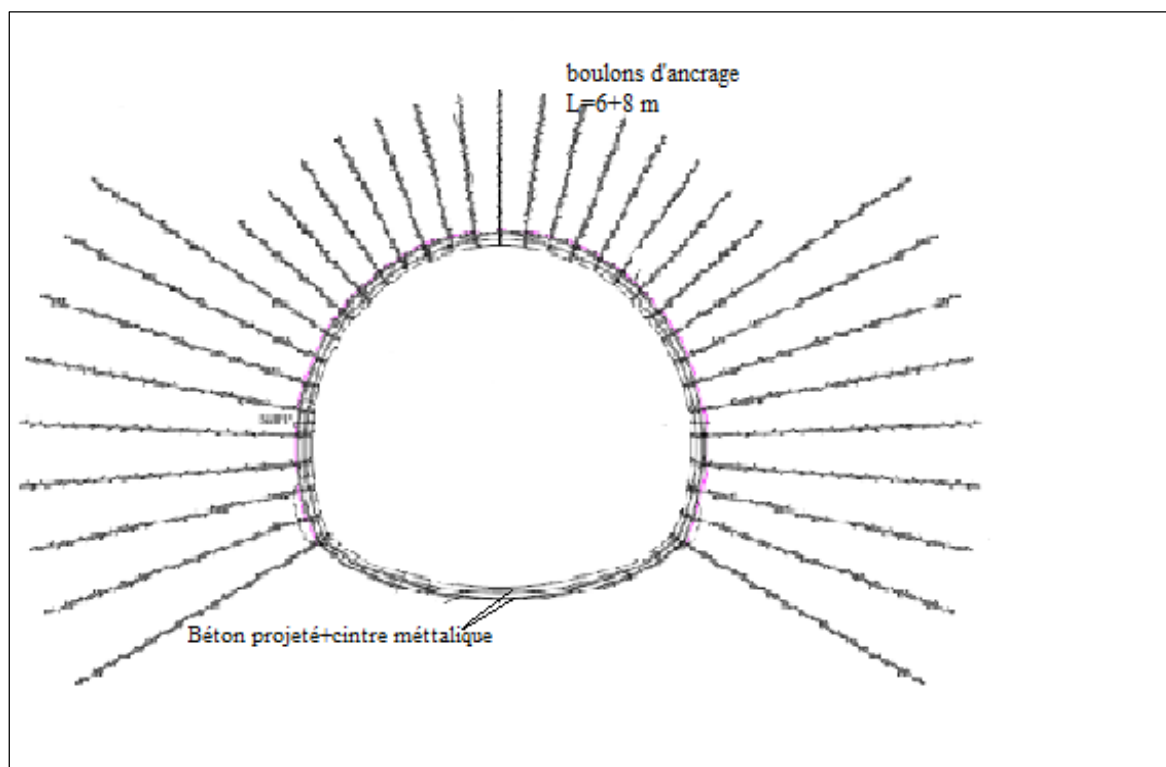


Figure III.1 : Système de soutènement proposé dans le tunnel d'après les recommandations des systèmes de classification du massif rocheux.

Tableau III.1 : soutènement provisoire choisit dans le tunnel bitube d'après les recommandations des systèmes de classification du massif rocheux.

Rock class type	médiocre (class C)		Très médiocre (class D)	
	Callote	Stross	Callote	Stross
R, Tunnel radius (m)	7.5		8	
P0, pression In-situ (MPa)	1.17		2.64	
ESR, Excavation Support Ratio	0.9 - 1.1		0.9 - 1.1	
l'avancement de creusement	20 to 25 m maximum		l'avancement de 2.0 m maximum	
Cintre métallique	HEB 180	HEB 220	5 to 10 m maximum	1 m
Béton projeté	30 (C30-RN30)		35 (C30-RN30)	
Boulons d'ancrage	(25mm)-SN 8-6-4 m (1x1)		(32mm) IBO 8-6-4 m (1x1)	
Voute parapluie	45x (Ø 7.0, L= 4 - 8m)		45x (Ø 7.0, L=4 - 8m)	

III.3. Etapes de modélisation et choix d'une configuration-type :

Pour réaliser un calcul aux éléments finis, la construction d'un modèle numérique qui reflète strictement la réalité passe dans la grande majorité par un choix optimale d'une géométrie et profil type.

Dans la plupart des cas du calcul numérique avec la géométrie symétrique, seule la moitié du maillage est modélisée, en imposant $u=0$ sur l'axe du tunnel. Dans notre cas on prend en compte le maillage complet car la perturbation imposée au massif par l'intermédiaire du modèle du tunnel n'est pas symétrique du fait d'existence d'une zone de faille.

On considère des dimensions du modèle dans les deux sens (X, Y) permettant d'éviter une éventuelle influence du maillage sur les résultats (effets de bords). Dans notre modèle les dimensions suivant les deux sens sont inférieures à cinq fois le diamètre, alors que le retour d'expérience nous recommande une dimension de cinq fois le diamètre. Les conditions aux limites utilisées sont les suivantes :

Un déplacement horizontal nul ($u=0$) sur les côtés verticaux du maillage.

Un déplacement vertical et horizontal nul ($v=0$ et $u=0$) sur l'extrémité inférieure.

Du béton projeté de 35 cm, un revêtement d'acier de type HEB200B et un treillis métallique de 150x150x8 m d'épaisseur en 2 couches sont saisis au modèle dans la classe D de rocher. Ces soutènements sont saisis en composite linéaire au modèle informatique (tube gauche). Pour le tube droit ou la roche est de type C, du béton projeté de 30 cm, un revêtement d'acier de type HEB180B et un treillis métallique de 150x150x8 m d'épaisseur en 2 couches. Ces soutènements sont également saisis en composite linéaire au modèle.

Pour atteindre au système de soutènement optimal et surtout dans la zone de faille, en cours de construction du tunnel l'évaluation doit être effectuée avec des mesures géotechniques nécessaire comme le système de mesure d'extensomètre et gauges de déformation. Par la suite certains modifications peuvent être faites sur le système de soutènement en basant sur la méthode observationnelle tel que décrite dans l'eurocode 7.

Pour réaliser un calcul aux éléments finis par, la construction d'un modèle numérique passe par l'utilisation d'un préprocesseur qui simplifie considérablement cette phase. Néanmoins, l'utilisateur doit tout de même entrer de nombreuses données que l'on peut classer en deux grandes familles :

Les données propres au tunnel et les données nécessaires à la construction du modèle numérique.

Les données relatives au tunnel regroupent les paramètres suivants :

- les caractéristiques géotechniques des différentes couches constituant le massif encaissant et leur état initial.
- les caractéristiques mécaniques des structures de soutènement.
- les données géométriques (rayons d'excavation, épaisseurs de soutènement et hauteur de couverture...).
- les données relatives au mode de creusement (distance de pose du soutènement, phasage,...).

Les données relatives au modèle numérique sont les suivantes :

- délimitation des limites du modèle et des différentes régions à mailler
- densité de maillage et choix des éléments.
- conditions aux limites du modèle.

Les caractéristiques géomécaniques du massif encaissant dépendent de la rhéologie du matériau et notamment de la loi de comportement retenue. Les codes de calculs géotechniques tels que le programme Phase 2D proposent une palette très large de lois, celles réellement prises en compte dans les calculs courants se limitent la plupart du temps à l'élastoplastique parfaite

intégrant une dilatance constante pour le massif encaissant, les systèmes de soutènement étant généralement considérées comme élastiques. Cette limitation provient principalement du degré de précision.

Les paramètres géotechniques utilisés dans le model sont présentés dans le tableau du chapitre précédent et sont déterminées à partir des essais mécaniques réalisés sur les échantillons. Ces essais ne représentent pas ceux du massif, mais de la roche intacte. Pour obtenir les paramètres géomécaniques du massif rocheux pour la modélisation, nous avons utilisé le logiciel *RocLab*. Ce dernier nous permet de déterminer plusieurs propriétés à l'exception du coefficient de poisson (v).

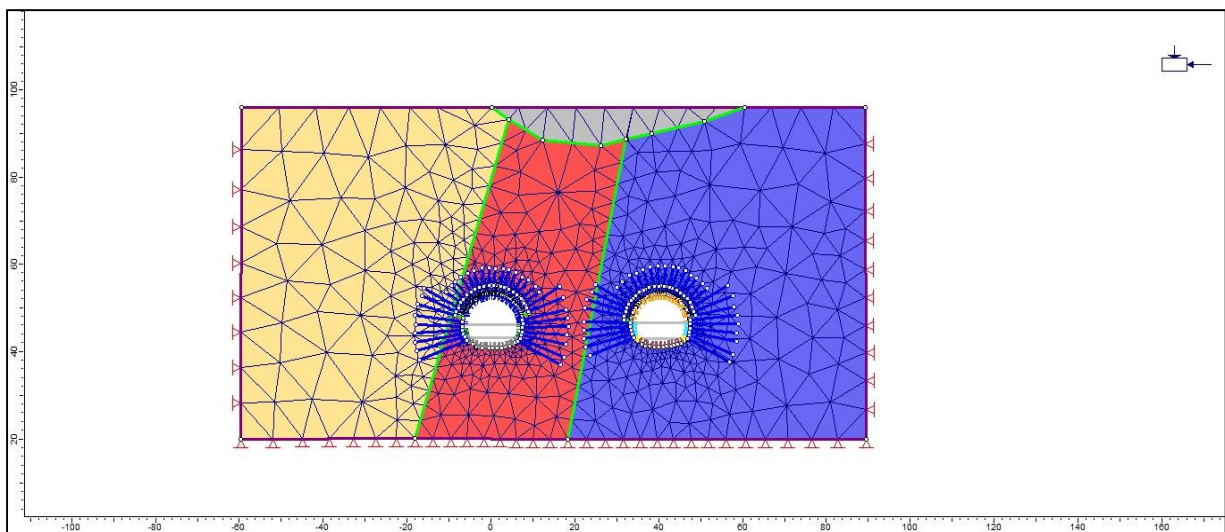


Figure III.2 : modèle géométrique et génération du maillage.

Le modèle est bidimensionnel (2D), calculé en déformations planes dans le programme en travers d'une section du tunnel, ce type de calcul représente plus 90 % des calculs numériques réellement effectués aux projets d'études.

III.3.1 Les paramètres utilisés dans le modèle informatique :

Limites des coordonnées informatiques : elles sont données en mètre en tenant compte des dimensions du tunnel et les conditions aux limites.

Nombre maximum d'itération : 500

Méthode de solution en matrice : Elimination Gauss

Tolérance d'itération : 0.01

- La relaxation du matériel utilisée dans les masses de rocher faibles dans le mode de construction par la nouvelle méthode Autrichienne est appliquée et reflétée à 0.60 (60%) dans les excavations de moitié supérieure, moitié inférieure et de radier Pour cela les paramètres de

matériel sont réduits à 60% dans l'étape 2 et les systèmes de soutènement sont installés avec des excavations dans l'étape 3. (Technical Manual For Design and Construction of Road Tunnels, 2009).

Le modèle utilisé dans les analyses par Phase2 est indiqué dans la figure III.2. Plusieurs phases de modélisation sont utilisées de l'ordre des étapes de construction et la mise en place du soutènement pour chaque tube :

Tube droit

1. Mise en place des contraintes (phase initiale et maillage)
2. creusement la partie supérieure (calotte) et activation de son soutènement
3. creusement la partie inférieure (stross) et activation de son soutènement
4. creusement du partie radier (contre voute).

Tube gauche :

5. creusement la partie supérieure (calotte) et activation de son soutènement
6. creusement la partie inférieure (stross) et activation de son soutènement
7. creusement du partie radier (contre voute).
8. Activation du soutènement pour le radier.

III.4. Interprétation des résultats d'analyse numériques par phase 2 :

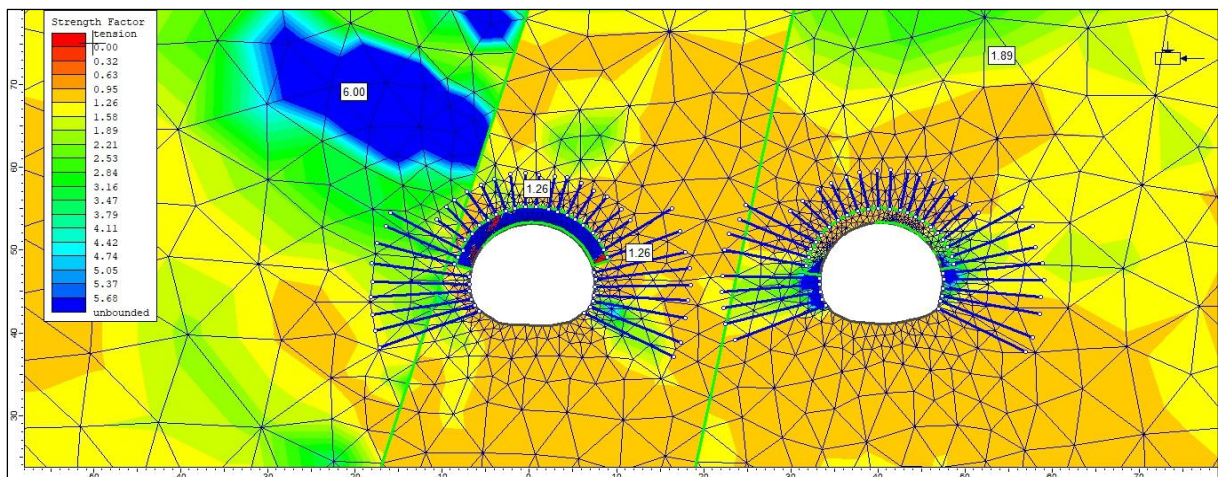


Figure III.3 : Facteur de sécurité dans des différents endroits.

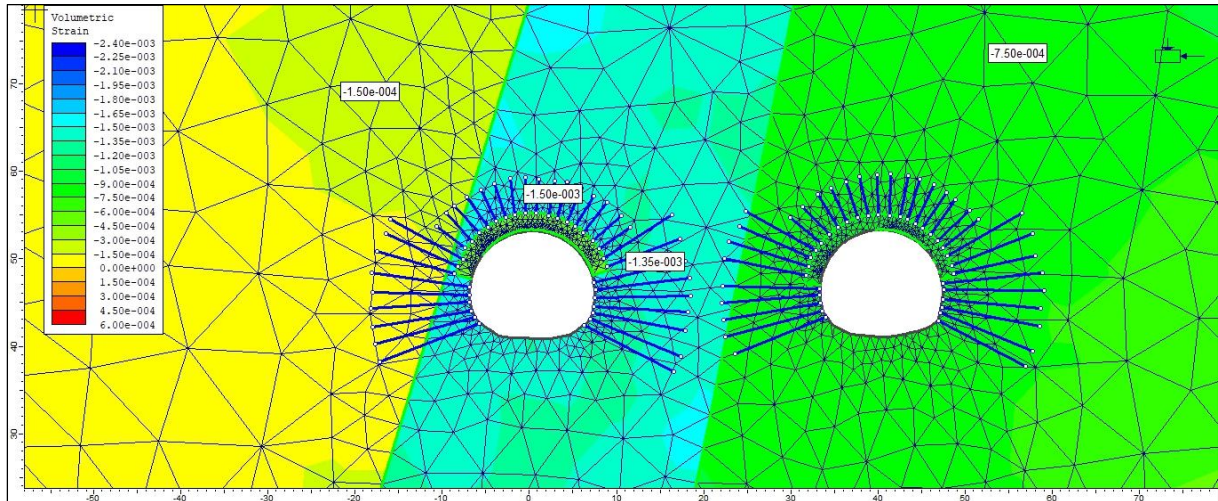


Figure III.4 : déformation volumétrique.

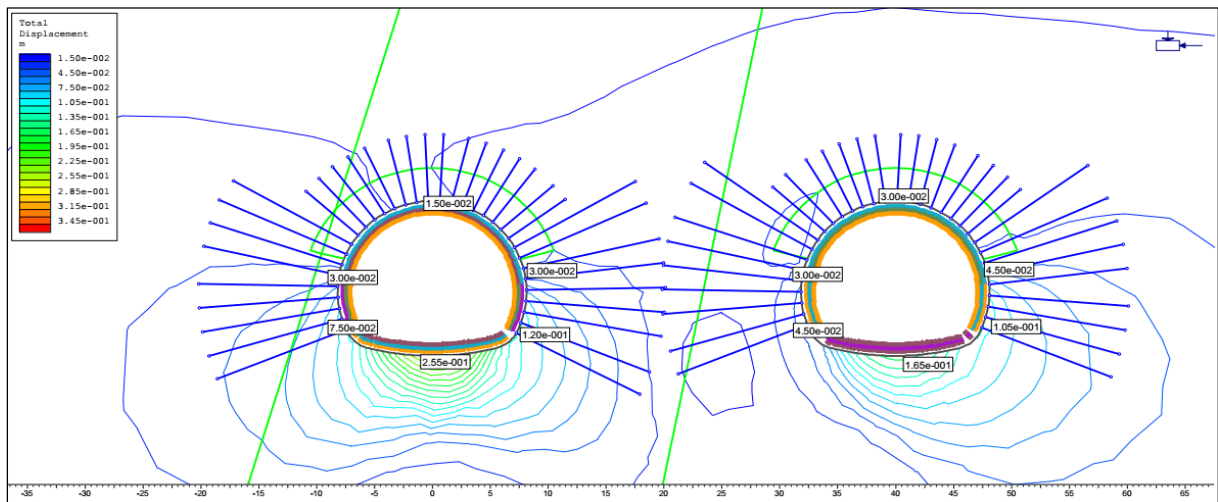


Figure III.5 : déplacements totales.

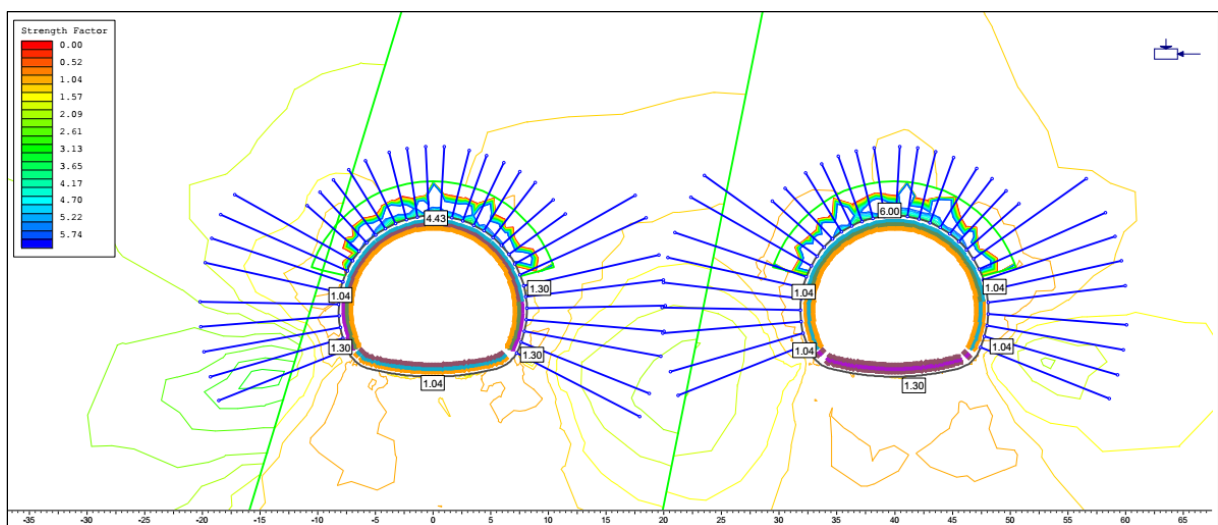


Figure III.6 : facteur de sécurité dans les parois du tunnel.

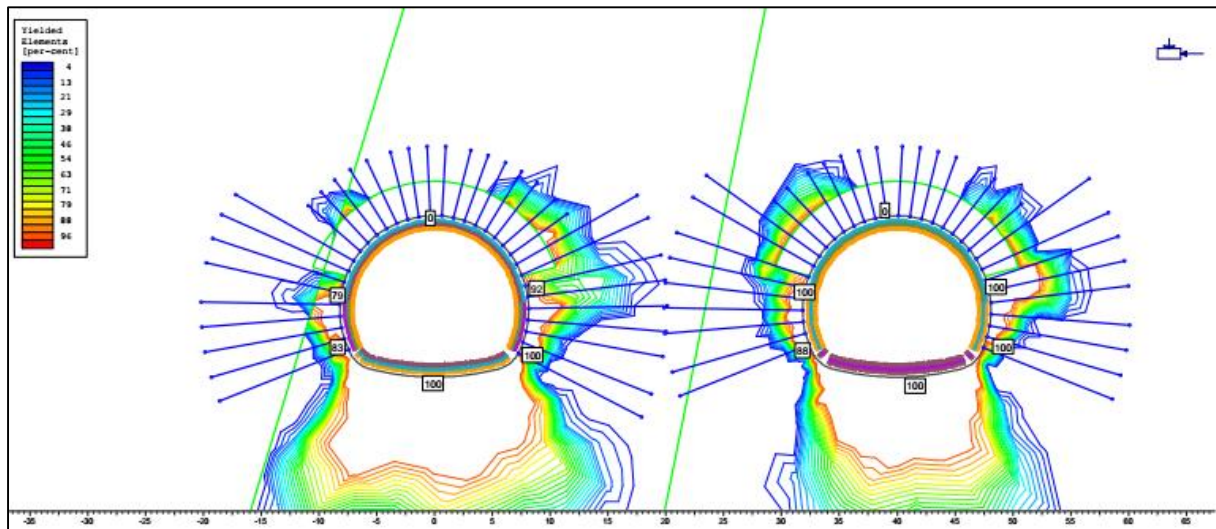


Figure III.7 : Zones d'effondrement

Les résultats de l'analyse numérique effectuée selon les étapes de creusement qui ont été mentionnés ci-dessus. Et après l'achèvement de l'excavation du tunnel gauche dans la première étape de l'analyse, en examinant les déformations survenues et les déplacements qui ont été remises à zéro dans la deuxième étape, les déformations dans le tunnel droit ont été déterminées et se sont également produites dans le tunnel gauche lors de l'excavation du tunnel droit.

Nous sommes intéressés par la dernière phase de calcul et nous avons suivi les déplacements qui se trouvent autour du tunnel et surtout dans les endroits sensible (clé et les ailes du tunnel). L'analyse des déformations constituées autour du tunnel gauche ou se trouve la zone de faille indique un déplacement de 6.0 cm dans le plafond, de 6.0 cm et 1.5 cm dans les ailes gauche et droite du tunnel, de 6.0 cm et 1.5 cm dans les parties inférieures gauche et droite du tunnel et de 4.5 cm dans le radier du tunnel.

En outre, on constate que l'effondrement est constitué autour du tunnel du fait que la nature de la masse rocheuse est faible aux paramètres intrinsèques (en examinant les zones d'effondrement du périphérique du tunnel).

Une fois l'excavation du tunnel dans le tube gauche terminée, l'excavation du tunnel du tube droit a commencé. A ce stade, les déplacements dans le modèle ont été réinitialisés. Lors de l'examen des déformations dans le tunnel gauche, il y a une déformation verticale d'environ 13,6 cm dans le plafond du tunnel, 15,2 cm dans la moitié inférieure gauche, 10,4 cm dans la moitié inférieure droite et 11,2 cm dans le massif.

Lors de l'excavation du tube droit, une déformation se produit au niveau de 2,4 cm dans le plafond du tunnel, 1,60 cm dans la moitié inférieure gauche, 3,2 cm dans la moitié inférieure droite et 1,6 cm dans le radier. Comme le montrent les résultats d'analyse, la plus grande

déformation dans le tube droit se produit dans la moitié inférieure du côté gauche du tube gauche ou se trouve la zone de faille. De plus, lors de l'excavation du tube droit, on observe que le tube gauche est affecté, et des déformations supplémentaires de 3,0 cm se produisent dans les parois.

Tableau III. 2 Résultats de l'analyse par Phase2 et mesure des déformations maximales.

Plafond du tunnel	Aile gauche du tunnel	Aile droite du tunnel	Moitié inférieure gauche du tunnel	Moitié inférieure droite du tunnel	Radier du tunnel
Tunnel Droit, Type de roche C					
Déformation totale (cm)					
1.5	4.5	1.5	6	1.5	4.5
Facteur de résistance					
1.83	1.04	2.09	2.09	1.3	1.04
Zones d'effondrement (%)					
0	100	100	100	100	100
Tunnel Gauche, Type de roche D					
Déformation totale (cm)					
1.5	7.5	13.5	9	18	22.5
Facteur de résistance					
1.3	1.04	1.04	1.3	1.3	1.3
Zones d'effondrement (%)					
0	100	100	100	100	100
déformations maximales obtenus par mesures (extensomètre ou gauges de déformation)					
1.5	1.2	1.4	1.5	1.2	-

Au vu des figures illustrant les déformations et les déplacements totaux dans les 8 phases et par observations de l'évolution des déplacements totaux dans les parois (Tableau III. 2), on peut affirmer que l'excavation engendre des déformations dans le massif proportionnelles à l'évolution de phasage. Ces déformations sont tout de même faibles avec une valeur maximale de 22.5mm. A l'échelle de l'ouvrage réalisé, ces déformations restent raisonnables.

Selon les résultats de la vérification de section modélisée, il ressort que le système de soutènement constitué du treillis en acier, du cintre et du béton projeté est capable de porter les charges provenant sur le tunnel.

III.6. Conclusion

Les conditions les plus difficiles en termes de creusement des tunnels sont les tunnels souterrains peu profonds qui ont des faibles caractéristiques géomécaniques.

Le système de soutènement du tunnel Draa El Mizane qui constitue un exemple pour tels tunnels, a été examiné par analyse numérique. Les résultats et recommandations obtenus à la suite présentent un cas intéressant en termes de construction des ouvrages souterrains :

- a. Des analyses de déplacement doivent être effectuées dans des tunnels creusés dans les massifs rocheux de faibles caractéristiques géomécaniques. Le tunnel, dont la stabilité a été assurée, peut perdre sa stabilité sous l'effet du drainage à long terme. Pour cette raison, les fortifications doivent être conçues selon des paramètres à long terme dans des tunnels ouverts dans des unités de type zone de faille.
- b. L'impact du tremblement de terre atteint des niveaux graves dans les tunnels peu profonds ouverts sur des terrains faibles (Hashash et al., 2001; John et Zaharah, 1987). Pour cette raison, compte tenu de l'effet sismique à long terme, le revêtement intérieur doit être définitivement renforcé. Par conséquent, des analyses ont été effectuées en sélectionnant ce type de système de revêtement dans le cadre de l'étude. À la suite de l'analyse, les effets négatifs causés par les tremblements de terre ont été éliminés avec un revêtement en béton armé de classe C30 / 37.
- c. S'il y a une construction existante en surface, tous les systèmes de soutènement doivent être conçus en conséquence. Afin de ne pas endommager les structures en surface, le tunnel doit avoir une taille de revêtement très rigide et le revêtement intérieur à réaliser doit être projeté en conséquence.
- d. Le facteur le plus important dans les tunnels ouverts sur des faibles massifs rocheux est la stabilité du front du tunnel et la stabilité du plafond (clé). Pour cette raison, il faut procéder en utilisant des boulons auto-perçants.
- e. Les modèles d'éléments finis élaborés aujourd'hui deviennent très complexes à cause des géométries considérées, il semble que les concepteurs de bureaux d'études privilégient encore des analyses très simplifiées, et ne réalisent qu'exceptionnellement des analyses difficiles, donc les lois développées (évoluées) ne sont pas toujours utilisables pour tous les types de cas.

Il ressort de la modélisation que, sur les gammes de valeurs numériques (d'un point de vue déplacements et facteur de sécurité) obtenus pour le tunnel de Draa El Mizane « Tizi Ouzou », la variabilité du massif rocheux est très nettement prépondérante sur la position du point

d'équilibre massif-soutènement dans le cas d'une analyse élastique linéaire parfaitement plastique avec critère de Mohr Coulomb.

En pratique, sachant que la dispersion est en grande partie liée à une erreur de modèle établi et compte-tenu de l'incertitude résultante, il semblerait judicieux de ne pas utiliser juste la modélisation pour le calcul de dimensionnement.

Une meilleure prise en compte de la caractérisation géotechnique permet sur la base du même ensemble d'essais de laboratoire, d'affiner sensiblement le dimensionnement et de limiter les incertitudes (outil pour l'aide à la décision). Dans ce sens, on notera que la démarche rappelle la nécessité d'affirmer la connaissance et la prévision des déplacements interstitielles dans le massif pour la section suivante à creuser, qui varie sensiblement avec la variation du comportement du massifs rocheux, et que les erreurs liées aux incertitudes doivent minimiser et cela à l'aide des résultats obtenus à partir des instrumentations et en utilisant la méthode des réseaux de neurones artificiels.

Chapitre IV. Instrumentation et approche observationnelle

IV.1 Introduction :

La simplicité est au cœur de la méthode d'observation (Peck, R.B. et Powderham, A.J. (1999)) Sa base est simple et il s'agit d'une approche intrinsèquement naturelle pour aborder l'incertitude. L'accent mis sur la prédiction, le suivi, la rétro-analyse et le travail de suivi crée également une excellente opportunité d'apprentissage. L'application ultime implique généralement les différentes méthodes d'optimisation pour la prédiction dont les objectifs sont d'économiser le temps ou de l'argent tout en maintenant un niveau de sécurité. Le principe de l'approche a été lancé par Terzaghi et l'application a été établie par Peck dans son Conférence Rankine (1969).

. Les modes de défaillance possibles doivent être soigneusement évalués et contrôlés en particulier ceux de nature soudaine, ou ceux qui pourraient conduire à un effondrement progressif. La stabilité est essentielle et un degré élevé de certitude dans la performance est généralement requis. La méthode observationnelle surmonte les limites de la conception conventionnelle en évaluant le retour des instrumentations.

Ce travail décrit comment des mesures simples étaient essentielles et très utiles pour résoudre la complexité et contrôler les risques dues aux incertitudes.

Dans ce sens, on dispose d'assez peu de retours d'expérience sur l'application des méthodes d'optimisation sur un ouvrage réel, constat en lien avec la complexité évoquée précédemment, et surtout ce qui ne permet pas de se prononcer clairement sur la capacité à représenter l'échelle du massif.

Pour atteindre l'objectif, les valeurs des paramètres mécaniques sont estimées à partir d'essais au laboratoire, et leur extension à l'échelle du massif fait appel à des systèmes d'instrumentations comme exemple l'extensomètre.

Le cas de tunnel Draa El Mizane est particulièrement adapté à cette approche, puisqu'en dehors des cas auto-stables il s'agit d'ouvrages caractérisés par une forte interaction entre les structures stabilisatrices et le matériau des couches géologique environnant.

La pertinence du modèle géotechnique dépend donc de la capacité à appréhender les deux incertitudes majeures que sont la variabilité des propriétés du massif en place et la représentativité de la procédure de « calcul ».

IV.2 Approche observationnelle :

Dans la plupart des applications, l'ingénieur est à la place du médecin : son diagnostic est préparé en observant le patient et en confrontant son médecin.

Antécédents médicaux, famille et environnement, puis les résultats d'examens multiples (auscultation, analyse, examen radiographique, etc.).

Comme un chirurgien, un ingénieur doit comprendre l'anatomie et la physiologie de sa région, Il doit être capable de surpasser le modèle qu'il a appris à maîtriser à tout moment expliquez ce qu'il a pu observer accidentellement. Il surveillera l'efficacité des traitements prescrits et faire des ajustements en fonction des résultats obtenus. Face à une situation complexe et changeante, il n'y a pas d'autre solution raisonnable que l'observation et l'adaptation constantes.

Claude Bernard a posé les bases de la méthode scientifique médicale, également efficace en géotechnique. Les bons ingénieurs n'attendent pas que cette pratique soit adoptée pour l'appliquer ; C'est ce qu'on appelle la méthode observationnelle, mais il faut savoir que son enseignement général évitera bien des erreurs à l'avenir (mentionné dans l'Eurocode 7).

Selon André Guillerme (1997) une science appliquée comprend « l'ensemble des connaissances nécessaires à l'exercice d'un métier et filtrées par la rationalité scientifique ». Il arrive que ça ne soit pas suffisant. J. P. Magnan (2002) est plus clair encore en affirmant que le domaine de la géotechnique est un artisanat. Comme tout « science de l'art » (et singulièrement la médecine), le géotechnicien doit se tenir au courant des expériences et découvertes de ses collègues, assimiler les progrès en cours, et publier à son tour les cas susceptibles de faire avancer la connaissance. Mais dans l'incertitude, il doit être capable de prendre des décisions, suivant en cela un conseil de Pasteur (1888) : « Souvent les ingénieurs et les hommes publics sont tenus de résoudre certaines questions, alors même que sur ces questions, la science n'est pas faite. Messieurs, vous devez arriver à des solutions pratiques, même en présence d'une science inachevée »

Ni le concept d'art de construire ni le pragmatisme ne sont contradictoires avec la démarche scientifique. Par contre l'empirisme, devient éminemment suspect dès qu'on s'écarte des différentes conditions où a été rassemblée l'expérience de base (changement d'échelle, changement de « conditions spatiale » géologique). L'ingénieur doit comprendre ce qu'il fait : pour accepter la « nouvelle méthode autrichienne » de construction des tunnels (NATM), les conditions de chaque site ont attendu d'avoir compris ses limites ; d'autres ont subi de graves accidents.

Ce chapitre décrit comment des mesures simples étaient essentielles pour résoudre la complexité et contrôler les risques. Il présente le cas récents présentant l'approche dite géotechnique dans le domaine souterrain qui a éliminé les obstacles dont auraient pu empêcher la sécurité lors de creusement.

IV.3 Instrumentation :

L'instrumentation mise en place dans la section critique se compose de :

- 1) Instruments depuis la surface comme exemple les inclinomètres.
- 2) Instruments mis en place dans le tunnel tels que les gauges de déformations et les extensomètres.

Les résultats de l'extensomètre appliqué au PK 36+555 du Tube gauche de Draa El Mizane ont été évalués.

Deux sections instrumentées ont été ainsi mises en place afin d'exploiter les résultats dans la procédure de prédiction.

Les mesures décrivent les déplacements des premières sections renforcées dans la zone de faille et le front du tube gauche a rencontré cette section à la mi-Décembre 2017.

L'emplacement des sections instrumentées a nécessité une réflexion préalable du concepteur. Parmi les critères retenus pour ce choix les plus importants ont été : Chercher des zones qui permettaient de mettre en place les instruments le long d'un profil perpendiculaire à l'axe du tunnel et ne pas gêner les activités de surface (trafic, piéton...) et effectuer les mesures en sécurité.

Prévoir le timing d'avancement du creusement et se positionner à une distance suffisante à l'avant du front pour avoir le temps d'installation des instruments et faire des mesures initiales de zéro fiables (03 mètres pour notre cas).

Dans le cadre de l'application de la méthode observationnelle, des multiples instrumentations ont été installées en faisant suite à la demande du Bureau de contrôle de suivi BCS dont l'extensomètre en forage multipoints qui adapte aux conditions de la section critique (zones de faille).

Le Groupement (Ozgun İnşaat et Nurol İnşaat) a procédé à l'installation d'une section de contrôle en extensomètres multipoints de type MPBX de la société SISGEO.

Les résultats des mesures feront l'objet d'analyse du comportement du massif en place durant les différentes phases de travaux et d'une éventuelle d'optimisation des éléments du soutènement provisoire (savoir la longueur et nombre des boulons) conformément à la demande de la méthode de dimensionnement.

L'instrument géotechnique installé au tube gauche du portail de Draa El Mizane, du tunnel Bouira, entre les cintres C360-361 correspondant au pk 36+555 au 36+556, est un extensomètre en forage multipoints de type MPBX (Multi Point Borehole extensometer) de la société SIGEO, conçu pour mesurer les déformations entre des ancrages en forage, à travers trois (03) tiges en fibre de verre de 6m, 8m et 12m de longueur par rapport à la tête de mesure située au parois.



Figure IV.1 Extensomètre multi tiges (type MPBX)



Figure IV.2 Extensomètre en forage multipoints de type MPBX

La lithologie entre les cintres C356 au C367 montre une alternance de banc de calcaire marne, calcaire gréseux et conglomérat fracturés couvrant l'aile droite de la calotte, une section considérable d'argile marneuse et argilite altérée, de surface de joints lisses glissantes et de pendages défavorables, couvre le reste de la calotte. La valeur du RMR varie entre 22 à 23 (Figure IV.4).



Figure IV.3 Photo du front à partir du cintre 369

La lithologie entre les cintres C367 au C369 est définie par une alternance de banc de calcaire marneux, calcaire gréseux et conglomérat fracturés couvrant une section importante de la section de la calotte, cette dernière est surmontée par des argiles marneuse et argilites altérées (la partie sous voute parapluie). La roche constituant les fronts entre les cintres 356-369 est subdivisée en deux compartiments essentiels. L'ensemble est caractérisé par une résistance moyennement faible, un RQD médiocre, des joints persistants avec un espacement entre 6 à 20 cm.

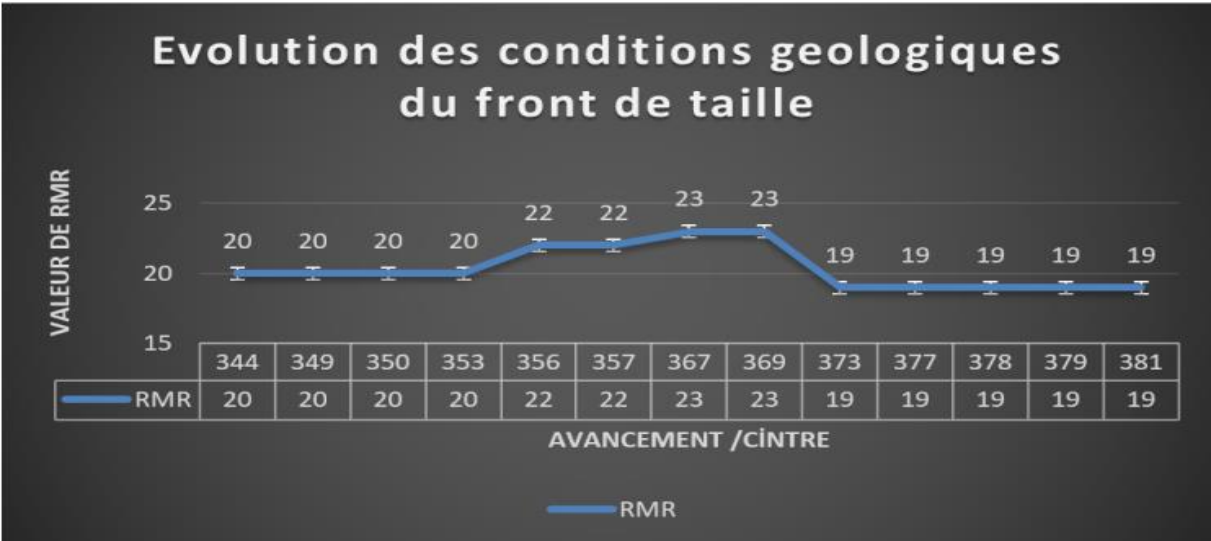


Figure IV.4 Graphe d’évolution des notes RMR entre les cintres C344 à C381

Un état hydrique peu humide sans venue d’eau visible. Des remplissages en argilite décomposée supérieur à 5mm. La roche est orientée dans le sens parallèle à axe du tunnel avec un pendage subvertical (très défavorable). Une légère amélioration des conditions géologiques du massif, laissant croître la note RMR à 23 tout de même la valeur RMR attribuée est proche de la limite entre la classe de la roche très défavorable (classe IV) et défavorable.

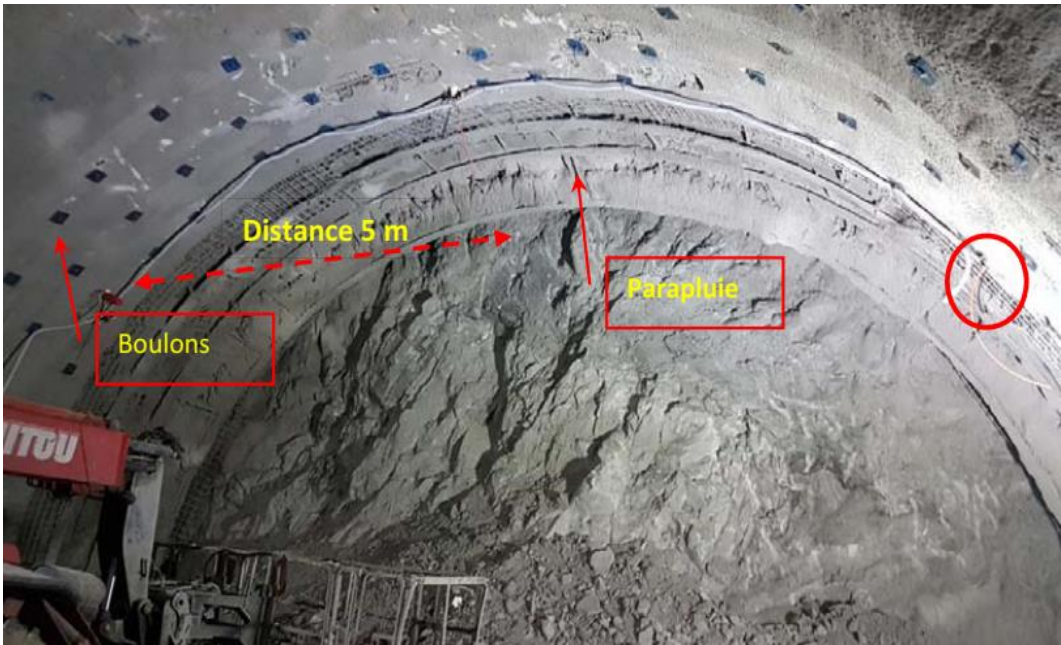


Figure IV.5 La distance entre le front et l’extensomètre



Figure IV.6 : installation de l'extensomètre

VI.4 Fréquence des lectures de l'instrumentation :

En général, les lectures proches des activités de creusement sont prises quotidiennement ; la fréquence est réduite selon la distance par rapport au front et les vitesses de déformations enregistrées. Des intervalles de surveillance plus courts peuvent être requis en raison des exigences spécifiques au projet. Pour les mesures de déformations, la fréquence des mesures dépendra de la distance entre la section de contrôle et le front de tunnel, mais aussi, elle doit s'adapter à l'évolution du comportement du massif pendant la réalisation des travaux.

Selon le comportement du massif, lors de la réalisation du tunnel, on peut trouver des lectures avec des fréquences plus élevées.

Aucun mouvement à l'intérieur de la masse rocheuse n'a été enregistré au premier temps.

Figure IV.6 : installation de l’extensomètre



Figure IV.7 : Le premier pic d’enregistrement



Figure IV.8 : lectures de déformation.

IV.5 Discussion des résultats

Les résultats d’extensomètre fournis ci-dessus sont naturellement bas du fait des résultats RMR disponibles, il sera plus convenable que l’application de l’extensomètre soit effectuée dans une géologie dont le mouvement de la zone plastique peut être entièrement suivi.

Les mesures de déformation prises du PK 36+551 montrent que bien la déformation ne soit toujours pas stable, le système de soutènement appliqué dans le tunnel est suffisant et fonctionne bien. Les analyses de calcul concernant la classe D et la classe C sont déterminées dans la partie de modélisation.

L'observation par l'extensomètre a débuté après 17 jour de l'installation du soutènement au droit de la section de contrôle, Le suivi des déformations à l'extensomètre est assuré pendant une durée de deux mois. L'avancement des travaux à la moitié supérieure du tunnel est de 30m en aval de la section de contrôle et la moitié inférieure du tunnel est en avancement de 03m en aval de la section de contrôle, à la date de la dernière mesure. Cependant la déformation maximale enregistrée par l'extensomètre N°01 ne dépasse pas 14mm, la déformation maximal enregistrée par l'extensomètre N°02 ne dépasse pas 25 mm et la déformation maximale enregistrée par l'extensomètre N°3 ne dépasse pas 19 mm

Les courbes d'accélération des déformations montrent principalement deux pics ;

- Le premier pic enregistré entre 26/12/2017 et 03/01/2018 caractérise probablement à une partie des déformations produites de la phase d'extension du massif après les travaux d'excavation de la calotte.
- Le second pic enregistré en date du 08/01/2018 correspond à la déformation produite des travaux de l'excavation et soutènement de la moitié inférieur du tunnel (stross).

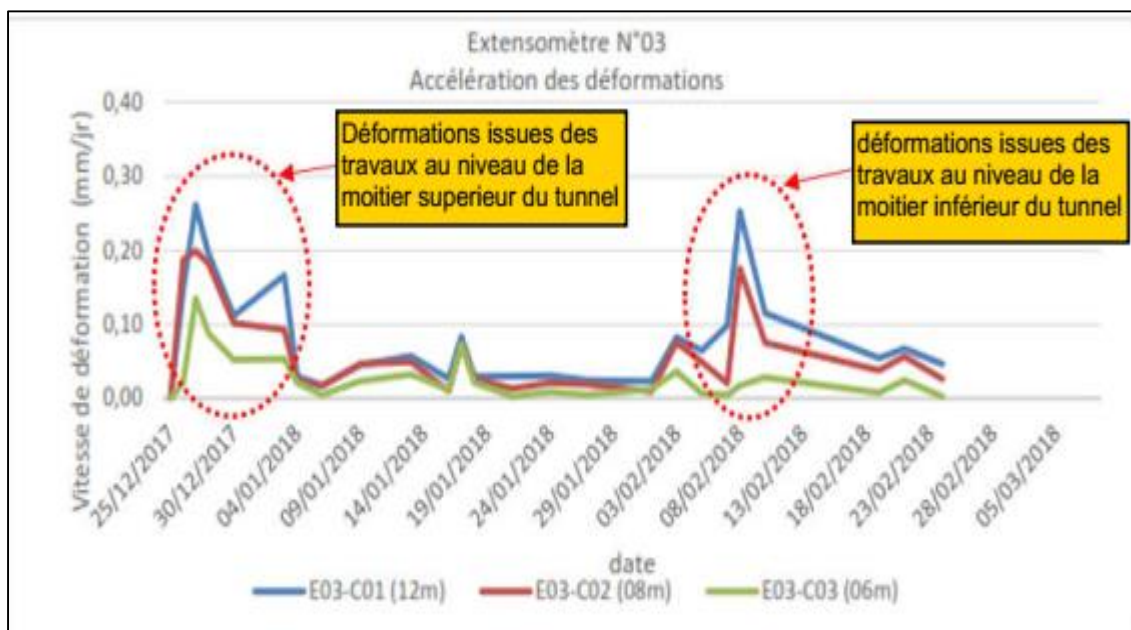


Figure IV.9 : Accélération des déformations

IV.6 Méthodologie d'optimisations :

La prédiction des déplacements de la section (PK 36+558 - PK 36+559) du tube gauche à partir les résultats d'instrumentation en utilisant la méthode d'optimisation par Réseaux de Neurone Artificiel (RNA) et pour atteindre cet objectif l'analyse des résultats a commencé au fur et aux mesures de l'avancement des travaux et la collecte et le stockage des données en utilisant des logiciels spécialisés. À ce stade, l'application des méthodes d'optimisations entre les différentes valeurs de déplacements obtenues à partir la modélisation et les déplacements réels (à partir l'instrumentation) doit fournir des nouvelles relations et modèles pour minimiser les délais de réalisation relativement lents et très coûteux de quelques paramètres principaux et fondamentaux pour la conception. Elles permettraient de prendre des décisions structurales, généralement en fonction des résultats de modélisation et l'instrumentation. Pour l'application des algorithmes d'optimisation, on a concentré l'analyse des résultats par un programme d'optimisation basé sur la méthode des réseaux de neurones artificiels.

IV.7 L'échantillonnage pour l'optimisation :

Tableau IV.1 : Données obtenues à partir les mesures d'extensomètre (M : Mesuré et certifiée) et de modélisation(C : Calculé) pour cintre PK 36+555-PK 36+556.

	Ext 1						Ext 2						Ext 3					
	point L=6		point L=8		point L=12		point L=6		point L=8		point L=12		point L=6		point L=8		point L=12	
	M	C	M	C	M	C	M	C	M	C	M	C	M	C	M	C	M	C
Step1	1.6	12	1.7	13	1.8	14	1	57	4	69	0.5	91	1	13	1.5	15	2.3	16
Step2	2.9	10	3.2	11	3.4	12	0.7	69	3.5	76	0.5	91	1.4	18	3.1	19	3.9	16
Step3	3.1	10	3.4	12	3.8	11	1	78	4.5	84	1	95	1.4	23	3.4	27	4.4	15

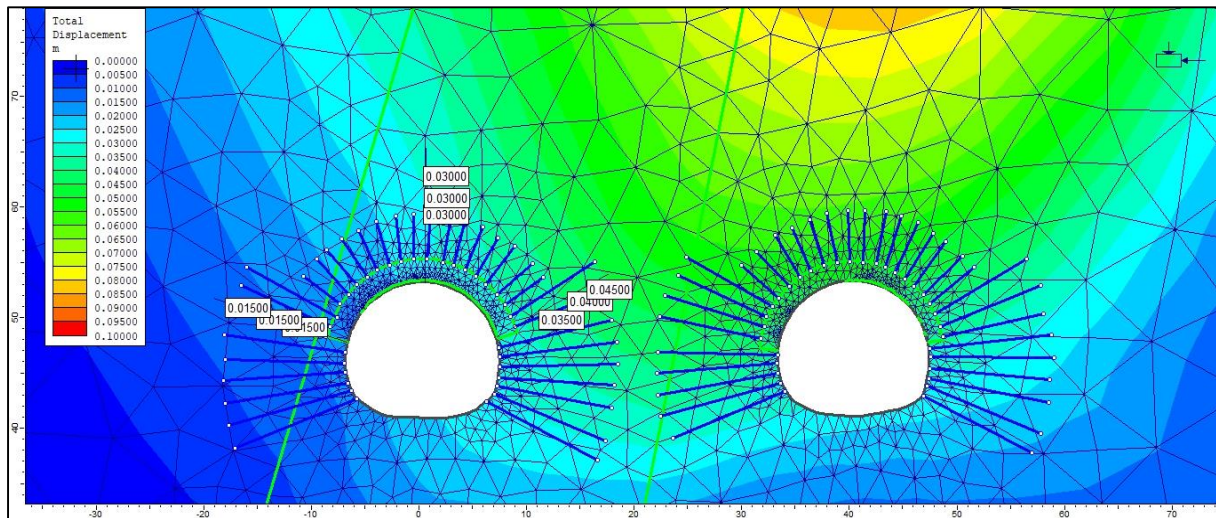


Figure IV.10 : résultats de calcul numérique pour la section instrumentée (pour cintre PK 36+555-PK 36+556)

Tableau IV.2 : Données obtenues à partir les gauges de déformations

	Point 1		Point 2		Point 3		Point 4		Point 5	
	M	C	M	C	M	C	M	C	M	C
Step1	07	50	3	50	05	45	5.5	40	2	35
Step1	10	55	6	55	No data	50	8	45	7	45
Step1	18	65	10	60	No data	60	15	60	13	60

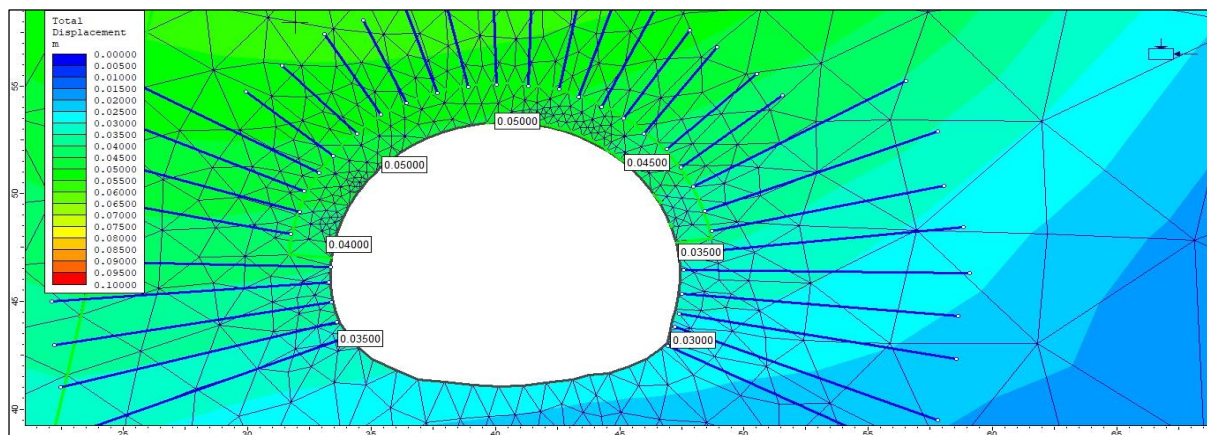


Figure IV.11 : résultats de calcul numérique pour différents points du cintre PK 36+557-PK 36+558)

L'analyse par réseaux de neurones artificiels dans cette présente étude a été effectuée en utilisant l'outil «Neural Net Fitting» intégré dans le logiciel «Matlab». Outil important, populaire dans plusieurs travaux de recherches en raison de son adéquation et de son adaptabilité révélées par les études antérieures (Shahin, M. A et al 2008), Neural Net Fitting se forme d'une simple interface (Figure IV.12) pour concevoir, implémenter, visualiser et simuler des réseaux de neurones, principalement pour définir un problème d'ajustement à travers

certaines étapes. Il faut d'abord organiser un ensemble de vecteurs d'entrée en tant que colonnes dans une matrice, ensuite, organiser un autre ensemble de vecteurs cibles (les vecteurs de sortie corrects pour chacun des vecteurs d'entrée) dans une seconde matrice. La section suivante montre comment former un réseau pour l'adapter à un ensemble de données (les entrées et les sorties), à l'aide de l'application d'adaptation de «nftool», Bien sûr après l'ajustement de quelques paramètres tel que, nombre des nœuds dans les couches cachées, algorithme d'entraînement (en général Levenberg-Marquardt «trainlm» est recommandé pour la plupart des problèmes). Enfin commence l'entraînement de réseau pour obtenir les poids et les biais pour former le modèle le plus approprié aux résultats expérimentaux (Demuth, H., Beale, M., & Hagan, M. 2008).

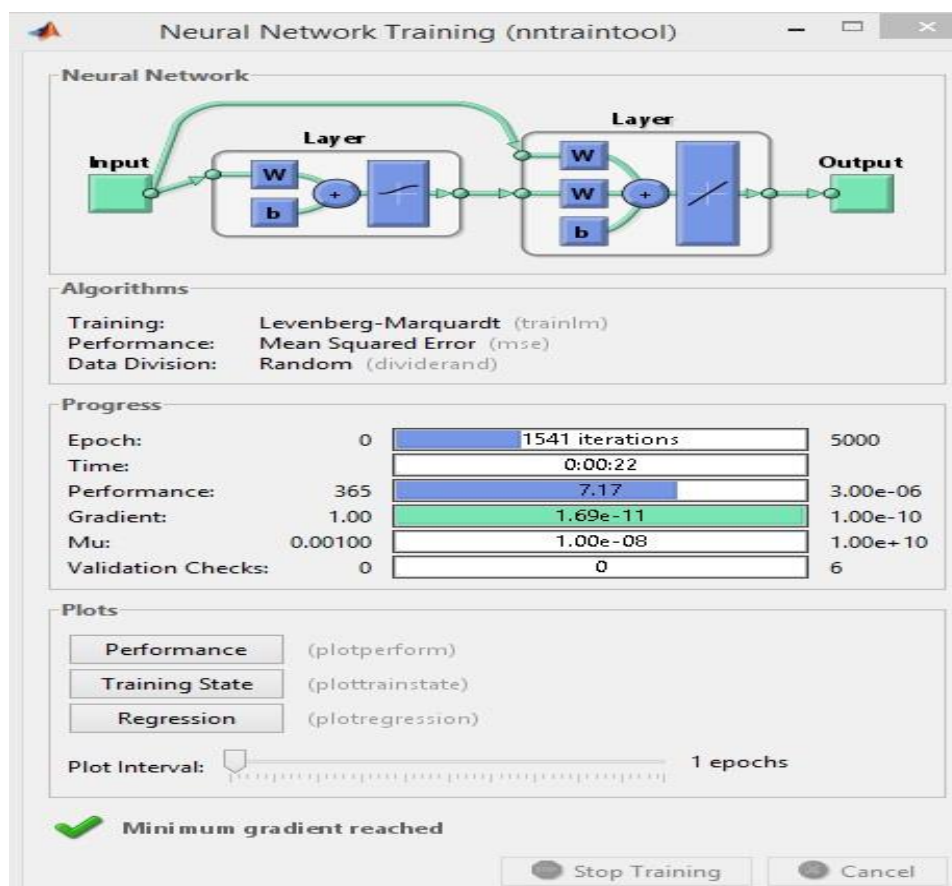


Figure IV.12 : Interface de l'outil «Neural Net Fitting»

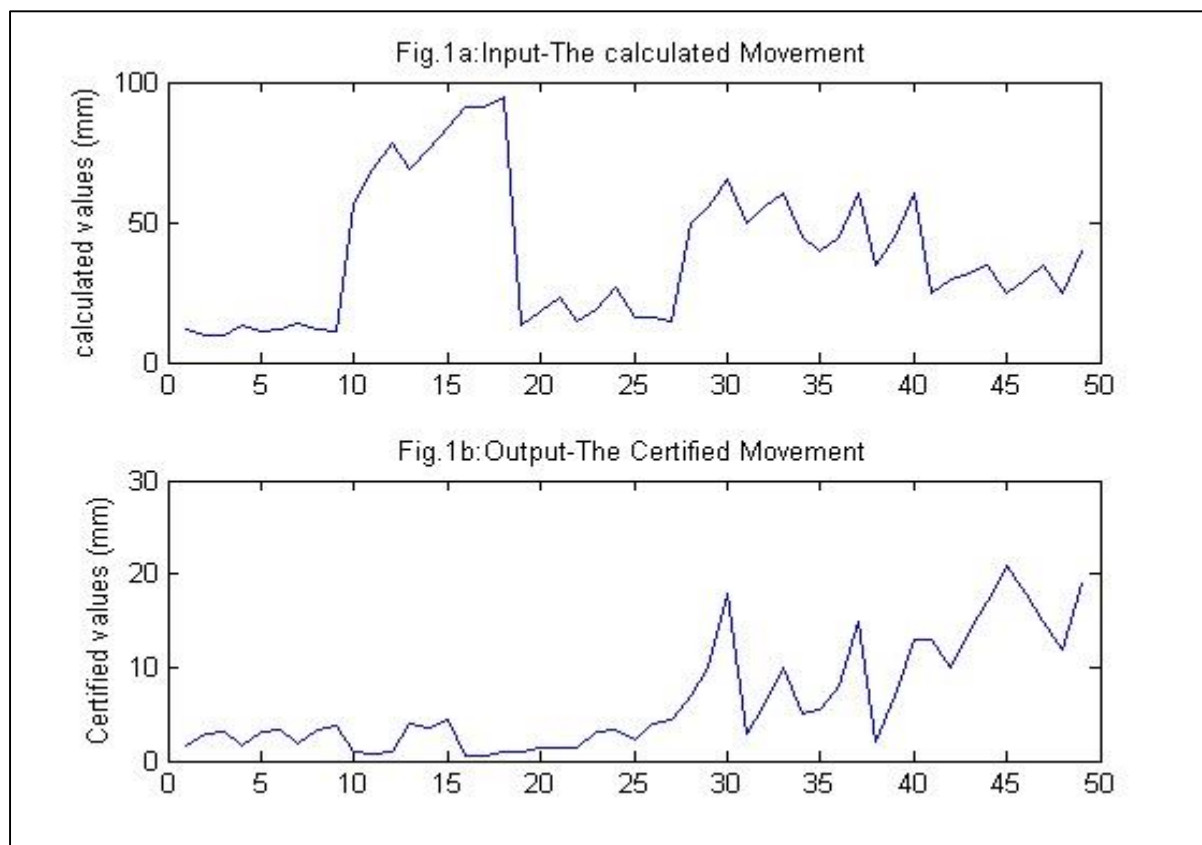


Figure IV.13 : courbe des déplacements calculé (valeur d'entrée) et les déplacements certifié (valeur de sortie)

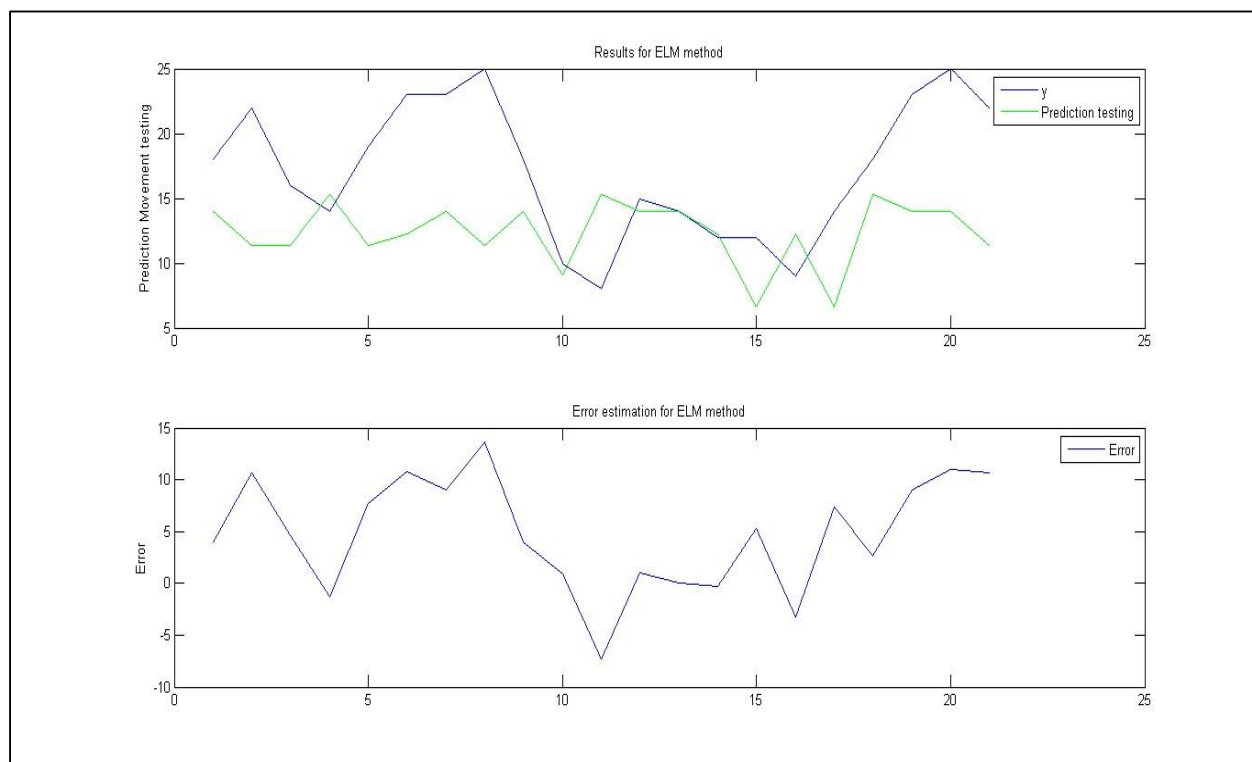


Figure IV.14 : courbes des résultats de test et l'incertitude (l'erreur).

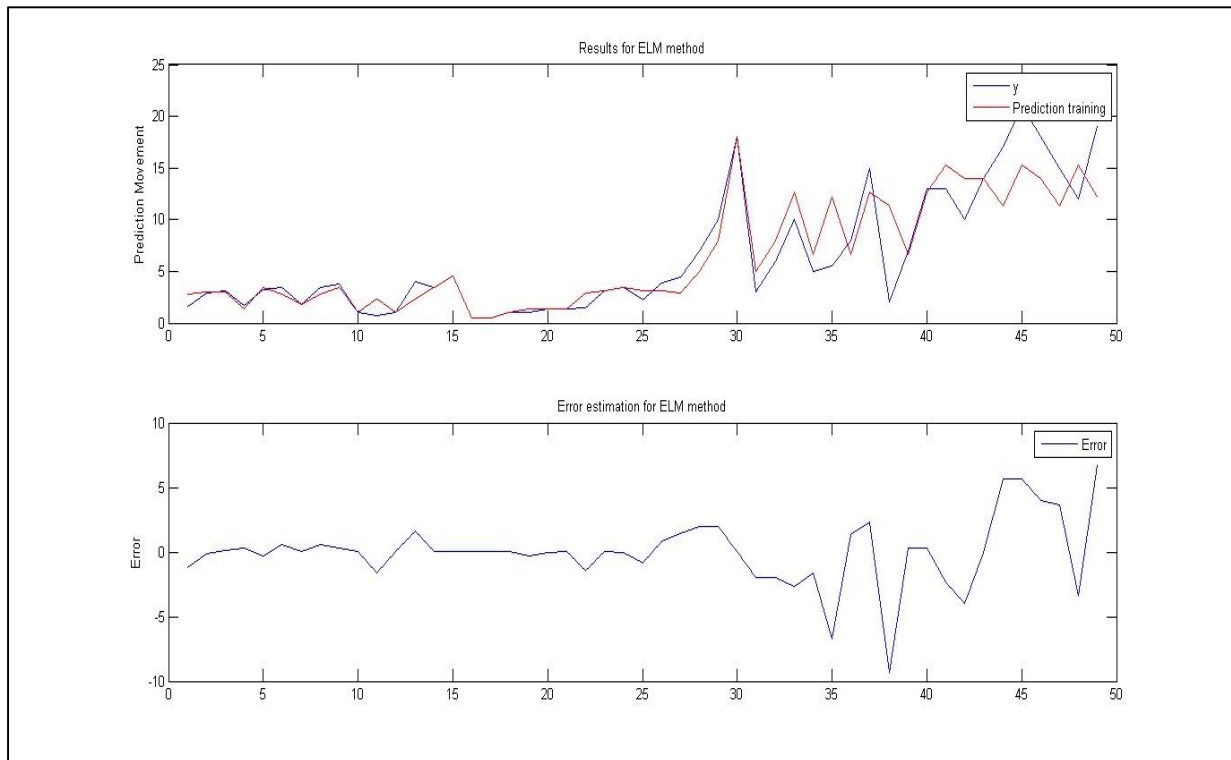


Figure IV.15 : courbes des résultats de l’entrainement pour la prédiction et l’incertitude (l’erreur).

Tableau IV.3 : Résultats de prédiction des déplacements réel pour la section PK 36+557-PK 36+558

	Emplacement 1						Emplacement 2						Emplacement 3					
	L=6		L=8		L=12		L=6		L=8		L=12		L=6		L=8		L=12	
	M	C	M	C	M	C	M	C	M	C	M	C	M	C	M	C	M	C
Step1	3	15	2.9	15	3	15	14	30	14	30	11	35	11	35	12	40	06	45
Step2	9	20	9.1	20	9	20	11	35	11	35	11	35	12	40	12	40	12	40
Step3	15	25	15	25	14	30	11	35	12	40	12	40	06	45	12	40	06	45

IV.8 Interprétation des résultats :

Les résultats d’auscultation à l’extensomètre multipoints en forage MPBX (6, 8 et 12m), enregistrés depuis le 26/12/2017 jusqu’à la date du 24/02/2018, montrent à travers les graphes de déformations cumulées, de faibles déformations.

Tenant compte des conditions y afférant ces mesures, à savoir la distance entre la section instrumentée et le front du tunnel. Il est souhaitable d'observer en permanence le comportement de la masse rocheuse et du système de soutènement pendant la construction et cela à l'aide des différentes instrumentations telles que les extensomètres.

Les Conditions de masse rocheuses prévues peuvent différer en endroit à autre et des surprises peuvent être observées pendant la construction. Dans ces circonstances, des modifications dans la conception de dimensionnement des soutènements peuvent devoir être fait selon les conditions réelles du site.

IV.9 Conclusion

La quantification et la spécification des incertitudes puissent être difficiles à entreprendre dans de nombreux cas, en gardant-les à l'esprit lors de tout type de prévision géotechnique.

De plus, il existe une grande voie d'amélioration des techniques de prévision et d'optimisation pour savoir le comportement des tunnels, donc ils doivent partir de la connaissance de ces facteurs pour tenter d'alléger l'incertitude en les limitant.

En revanche, bien qu'il y ait une absence évidente de standardisation dans les tâches de prédiction, il est possible de considérer certaines techniques d'optimisation dont elle est largement utilisée.

Si certains outils innovants ont été incorporés ces dernières années pour la prédiction des conditions d'excavation ou de la qualité des massifs, nombre d'entre eux, étant utiles, se concentrent sur l'accompagnement des décisions les plus immédiates lors de la phase de construction (méthode observationnelle). Celles de nature statistique qui peuvent aider à faire des prévisions pour la section suivante.

Dans ce sens, des techniques de prédiction telles que les réseaux de neurones artificiels peuvent être utiles en complément la méthode observationnelle en basant sur des valeurs obtenus par la modélisation et celles des instrumentations.

Cependant, dans les mesures in situ (Valeur Certifiée) où on peut effectuer des analyses bidimensionnelles (Phase 2D), leur contribution sera sans aucun doute plus importante.

Et comme cela a été indiqué, la voie d'amélioration des prévisions qui déterminent la durée et le coût des travaux du tunnel, est clairement à la fois en ce qui concerne la phase de construction.

Conclusion générale

Le travail de recherche présenté dans cette thèse porte sur l'étude de la stabilité du tunnel Draa El Mizane Tizi Ouzou par une approche géotechnique, ce travail a permis de s'intéresser aux spécificités de comportement du massif rocheux dans des conditions géomécaniques très complexes et dans la prise en compte de ces conditions dans une démarche du dimensionnement d'un système de soutènement adéquat afin d'assurer la stabilité du tunnel.

Par conséquent, ce travail basé sur une approche qui combine de la mécanique des roches, la géologie et de la tectonique, trois disciplines complémentaires pour approcher au l'objectif souhaité dont un choix optimale d'un système de soutènement adéquat aux exigences de la bonne stabilité du tunnel.

Donc ; À partir d'approche relevant de la mécanique des roches et de la géologie (approche principalement géotechnique). Pour mieux cerner le sujet, la première partie du thèse, de nature majoritairement bibliographique ,qui a permis de ressortir les différentes techniques de construction des tunnels, les méthodes de classification des massifs rocheux et enfin les méthodes de dimensionnement qui comprend la méthode observationnelle.

Des simulations numériques qui sont faites par un calcul en éléments finis au moyen du code de calcul Phase2 2D, en adoptant un modèle géométrique et introduire ses caractéristiques géotechniques afin de traduire le comportement de l'ouvrage.

L'analyse a également conduit à mettre en évidence les paramètres géotechniques les plus influents sur les points d'équilibre massif soutènement, constituant des points clés pour la fiabilité de la conception. Dans le cas d'étude, le rôle du module d'Young est apparu particulièrement fort et la possibilité d'emploi de modèles à élasticité non linéaire s'est révélée d'un intérêt très significatif, permettant de réduire les incertitudes et de mieux appréhender le comportement du massif.

Enfin, l'étude complémentaire par un modèle numérique et du cas de contraintes initiales anisotropes a révélé certaines limites de la modélisation simplifiée correspondant à l'approche convergence-confinement, l'hypothèse de contraintes in situ hydrostatiques apparaissant en particulier relativement forte dans une situation de comportement bi phasique couplé.

Comme le soulignait déjà l'introduction de ce mémoire, l'histoire de la construction des tunnels est vaste et ancienne et emprunte actuellement autant à l'empirisme de ses débuts qu'aux développements mathématiques qui ont conduit à la mise en œuvre d'approches plus déterministes. Le travail de recherche présenté ici ne constitue dans cette perspective qu'un pas

supplémentaire pour la prise en compte appropriée des propriétés du milieu naturel dans les travaux souterrains. À la croisée d'approches typiquement de la mécanique des roches (critère de rupture de Hoek-Brown e.g.) et d'autres plus axées "mécanique des sols", il ouvre la voie à plusieurs pistes de réflexion additionnelles.

Une autre extension particulièrement intéressante serait l'analyse critique des méthodes classiques par comparaison avec le comportement réel d'un ouvrage. À ce titre, l'instrumentation du tunnel Draa El Mizane au moyen d'extensomètres (appareillages à fibre optique placés au parois du tunnel) associés à des mesures de convergence (fil invar), de pression interstitielle (sondes mises en œuvre en forage avant creusement), etc., et à des essais de laboratoire en cours de creusement apporterait des jeux de données très profitables. Il serait alors envisageable, en référence à la partie trois (03) du présent travail, d'évaluer la pertinence de la caractérisation retenue pour le massif rocheux, y compris la variabilité des propriétés géotechniques, et d'examiner la représentativité des méthodes de calcul numérique sur des paramètres objectifs comme les déplacements, les déformations sur le soutènement.

Nul doute qu'une telle démarche apporterait des éléments de réflexion additionnels et ouvrirait encore de nouvelles pistes de progrès.

La «méthode observationnelle» adoptée lors de la construction d'un tunnel a permis l'exécution en toute sécurité les différentes étapes de creusement par l'installation d'un système de soutènement adéquat et cela à l'aide de l'intelligence artificiel par la méthode des réseaux de neurones artificiels.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ABACHA I, (2015),** ‘ ‘ Etude de la sismicité de la région Nord-Est de l’Algérie’’, Thèse de doctorat, Université Ferhat Abbas de Sétif, Option-Sismologie, pp.21-24.
- AFTES.** Recommandations relatives au choix d’un type de soutènement en galerie. N° p : 16. 1974.
- AFTES.** Texte des recommandations pour : Le choix des paramètres et essais géotechniques utiles à la conception, au dimensionnement et à l’exécution des ouvrages creusés en souterrain. N° p : 22. 1994.
- AFTES (2002).** "La méthode convergence-confinement." Tunnels et ouvrages souterrains (170) : 79-89.
- Alavi AH, Gandomi AH, Mollahasani A, Bazaz JB, Talatahari S.,** « Linear and treebased genetic programming for solving geotechnical engineering problems.» chez Metaheuristics in Water, Geotechnical and Transport Engineering, Elsevier, Waltham, 2013, pp. 289-310. Doi: 10.1016/B978-0-12-398296-4.00012-X.
- AL-Ani H,** «Digital Geotechnical Maps and Classification of Soil Engineering Properties by Using GIS,» PhD, thesis, Griffith School of Engineering, Griffith University, Griffith, 2015.
- Aouadj A.,** Système d'aide à la décision pour les procédures d'essais géotechniques. Alger : Mémoire de Magister de l'Ecole nationale polytechnique, 2012.
- BENMARCE, A. (2019).** Stabilité des massifs rocheux.
- Boutaraa, Z. (2013).** Étude de l’impact du creusement d’un tunnel en site urbain sur le tassement des structures en surface-Modélisation numérique (Doctoral dissertation, Thèse de doctorat, Université de Benbouali-Chlef, Algérie).
- BOUSBIA N, (2016),** ‘ ‘ Interaction entre ouvrages souterrains’’, Thèse de doctorat en Géotechnique, Université 20 Août 1955 Skikda (Algérie), pp.86-88.
- Broch E, Franklin JA.** The Point Load Strength Test. Int. Journal Rock Mech. Min. Sci 9, 1972, pp. 669-697.
- Calembert, L., Monjoie, A., Polo-Chiapolini, C & Schroeder Ch,** 1978, Géologie de l’Ingénieur et Mécanique des Roches, Annales des Travaux Publics de Belgique, n 2-1981, pp.28–148.
- Cambou.B and P.-Y. Hicher.** Elastoplasticité des sols et des roches. Modèles de comportement des sols et des roches 1, chapitre Modélisation élastoplastique des sols. II. Chargements cycliques, pages 159-202. Hermès Science, 2002.

Celada, B., Tardáguila, I., Varona, P., Rodríguez, A., & Bieniawski, Z. T. (2014). Innovating Tunnel Design by an Improved Experience-based RMR System. Proceedings of the World Tunnel Congress 2014 –Tunnels for a Better Life, 3, 1–9.

CFMR (Comité Français de Mécanique des Roches), (2004), ‘‘ Tome 2- Les applications’’, Manuel de Mécanique des roches, pp 25-26

CHALHOUB M, (2006), ‘‘ Apport des méthodes d’homogénéisation numérique à la classification des massifs rocheux fracturés’’, Thèse de Doctorat en Géologie de l’Ingénieur, Ecole des Mines de Paris, pp.11-21-29.-42

Cheng YM, Geem ZW., «Hybrid heuristic optimization methods in geotechnical engineering,» chez Metaheuristics in Water, Geotechnical and Transport Engineering, Elsevier, Waltham., 2013:, pp. 205-229. Doi: 10.1016/B978-0-12-398296-4.00009-X.

Ching J, Phoon KK, « Constructing multivariate distribution for soil parameters,» chez Risk and reliability in geotechnical engineering, 3-76, CRS Press, 2015.

Das SK., «Artificial Neural Networks in Geotechnical Engineering,» chez Modeling and Application Issues. Metaheuristics in water, geotechnical and transport engineering, Elsevier, Waltham., 2012, pp. 231-258. Doi: 10.1016/B978-0-12-398296-4.00010-6.

Davies L., Data Analysis and Approximate Models. Monographs on Statistics and Applied Probability, Germany: CRS Press, 2014.

DEERE D.U et DEERE D.W, (1988), ‘‘ Rock Quality Designation (RQD) after twenty years’’, in (Singh B and Goel R.K, 2011), pp.28-34.

Demuth, H., Beale, M., & Hagan, M, «Neural network toolbox™ 6,» User’s guide, pp. 37-55, 2008

DJENBA, Samir. Influence des paramètres géologique, géomorphologique et hydrogéologique sur le comportement mécanique des sols de la wilaya de Sétif. Algérie. Diss. Université Mohamed Khider-Biskra, 2015. pp34

DOMZIG A, (2006), ‘‘ Déformation active et récente, et structuration tectonosédimentaire de la marge sous-marine algérienne’’,Thèse de doctorat, Université de Bretagne.

Dubois, P. (1888). LOUIS PASTEUR. The Magazine of art, 88-90.

Erzin Y, Rao BH, Patel A, Gumaste SD, Singh DN, «Artificial neural network models for predicting electrical resistivity of soils from their thermal resistivity,» International Journal of Thermal Sciences, vol. 49, n° 11, pp. 118-130, 2010. Doi: 10.1016/j.ijthermalsci.2007.11.00

Fellouh, N., Boukelloul, M. L., Aissi, A., & Fredj, M. (2020). Assessment Of geotechnical properties of Draa el mizane highway tunnel (Algeria). Natsional'nyi Hirnychyi Universytet. Naukovyi Visnyk, (6), 55-60.

Fox J. Applied regression analysis and generalized linear models., USA: Sage Publications, 2015.

Fun, M. H., & Hagan, M. T. (1996, June). Levenberg-Marquardt training for modular networks. In Proceedings of International Conference on Neural Networks (ICNN'96) (Vol. 1, pp. 468-473). IEEE.

Goh AT, Chua CG., «Geotechnical Applications of Bayesian Neural Networks.,» chez Metaheuristics in Water, Geotechnical and Transport Engineering, Elsevier, Waltham., 2012, pp. 271-283. Doi: 10.1016/B978-0-12-398296-4.00011-8.

Goricki, A., Rachaniotis, N., Hoek, E., Marinos, P., Tsotsos, S., & Schubert, W. (2006). Support decision criteria for tunnels in fault zones. Felsbau, 24(5), 51-57

Guillerme, A. (1997). La lecture des paysages de rivière par l'historien-La mise en valeur comparée de l'eau vive dans l'aménagement du territoire en France et au Japon; une réflexion sur" l'aquosité" urbaine. Ingénieries eau-agriculture-territoires, (spécial Rivières et paysages), 93-96.

Guilloux, A. (2016). Les projets d'ouvrages géotechniques : apports de l'observation et de la modélisation. Revue Française de Géotechnique, (146), 1.

Habimana, J. (1999). Caractérisation géomécanique de roches cataclastiques rencontrées dans des ouvrages souterrains alpins. Département de Génie Civil. Lausanne, EPFL. Thèse de doctorat : 228.

Hejazi Y. Influence de la prise en compte des modules en petites déformations des sols sur la modélisation numérique d'ouvrages géotechniques. Thèse de doctorat de l'INSA de Lyon, France 2010.

Hoek, E., & Brown, E. T. (2019). The Hoek–brown failure criterion and GSI – 2018 edition. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 11(3), 445–463. 10.1016/j.jrmge.2018.08.001.

Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden, W. F. (2000). Support of underground excavations in hard rock. CRC Press.

Hoang, T. T. N. (2010). Etude du comportement d'un milieu rocheux fracturé : Application à la réalisation du tunnel de St Bât (Doctoral dissertation, ECOLE DES PONTS PARISTECH).

Javadi AA, Ahangar-Asr A, Faramarzi A, Mottaghifard N., «An EPR approach to the modeling of civil and geotechnical engineering systems,» chez Metaheuristics in Water, Geotechnical and Transport Engineering, Elsevier, Waltham, 2012, pp. 311-323. Doi: 10.1016/B978-0-12-398296-4.00013-1.

- Kitchah, F.** (2012). Etude numérique de la stabilité d'une section du Tunnel T4 de, l'autoroute Est-Ouest (Doctoral dissertation, Université de Batna 2). Pp 08-09.
- Konietzky H, Schlegel R.**, «Optimization, sensitivity and robustness analysis–Applications and trends in geomechanics.,» RapidMiner: Data Mining Use Cases and Business Analytics Applications, pp. 69-77, 2013.
- LAGOUAG Mohamed Yacine**, (2014), ‘‘ Etude des lamproïtes du Nord-Est algérien’’, Thèse de magister, Université de Setif 1, Option- Géologie et Ressources Minérales, pp.28.
- Lunardi. P.**, ‘‘ Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols : proposition d'une nouvelle approche ’’, Revue française de géotechnique N° 86, pp. 19 – 35, 1999
- Mahmoud, S. M. K., Perova, I., & Pliss, I.** (2017). Multidimensional neo-fuzzy-neuron for solving medical diagnostics tasks in online-mode. Journal of Applied Computer Science, 25(1), 39-48.
- MAGNAN JP**, «Corrélations entre les propriétés des sols,» Techniques Ingénieur, 1993.
- Maïolino S, Faure RM.**, «Utilisation des ensembles flous pour les calculs en géotechnique.,» Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur (Nancy), pp. 1-16, 2002.
- Marinos, P., Hoek, E.** Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. Bull Eng Geol Environ 60, 85–92 (2001).
- Masin D, Herle I.** Numerical analyses of a tunnel in London clay using different constitutive models. In: Proc. of the 5th Int. Symp. On Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Amsterdam, the Netherlands 2005; pp. 595-600.
- McCulloch, W. S., & Pitts, W. (1943). A logical calculus of the ideas immanent in nervous activity. The bulletin of mathematical biophysics, 5(4), 115-133.
- Mestat P.** Finite element mesh for geotechnical structures. Advice and recommendations. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées 1997.
- Mestat, P., Humbert, P., & Dubouchet, A.** (2000). Recommandations pour la vérification de modèles d'éléments finis en géotechnique. BULLETIN-LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSEES, 33-52.
- Mestat, P., & Humbert, P.** (2001). Référentiel de tests pour la vérification de la programmation des lois de comportement dans les logiciels d'éléments finis. BULLETIN-LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSEES, 23-38.
- MESTAT., JANVIER-FEVRIER** 2002, Application de la base de données MOMIS à la validation du calcul des ouvrages souterrains. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées.

- Möller SC, Vermeer PA.** On numerical simulation of tunnel installation. Tunneling and Underground Space Technology 2008;vol. 23;pp. 461-475.
- MOUSSAOUI N,** (2011), ‘ ‘ Etude de la microsismicité de la region de kherrata’’, Thèse de Magister, Université Ferhat Abbas de Sétif, Option-Sismologie, pp.5.
- MURIEL, G. B., & DIDIER, H.** (2019). Mécanique des roches appliquée au génie civil. DUNOD.
- NAWEL, B.** (2016). Interaction Entre Ouvrages Souterrains (Doctoral dissertation, Université de Batna).
- Orr, T. L., & Farrell, E. R.** (2012). Geotechnical design to Eurocode 7. Springer Science & Business Media.
- PALMSTROM A,** (1995), ‘ ‘ A rock mass characterisation system for rock engineering used in underground excavation and support design ‘ ‘, Geo-Eng, University of Melbourne, pp.12-60.
- Palmström, A., & Singh, R.** (2001). The deformation modulus of rock masses—comparisons between in situ tests and indirect estimates. Tunnelling and Underground Space Technology, 16(2), 115-131.
- Panthi, K. K., & Nilsen, B.** (2007). Predicted versus actual rock mass conditions: A review of four tunnel projects in Nepal Himalaya. Tunnelling and underground space technology, 22(2), 173-184.
- Park, H.** (2011). Study for application of artificial neural networks in geotechnical problems. Artificial neural networks-application.
- Pouya, A., & Ghoreychi, M.** (2001). Homogénéisation numérique de la résistance mécanique des massifs fracturés. Revue française de géotechnique, (94), 49-57.
- RPOA-2008** (Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d’art), Document technique réglementaire du Ministère des Travaux Publics, pp. 14-15.
- Saggu, R., & Chakraborty, T.** (2016). Thermomechanical response of geothermal energy pile groups in sand. International Journal of Geomechanics, 16(4), 04015100.
- Samui P,** «Slope stability analysis using multivariate adaptive regression spline,» chez Metaheuristics Water Geotech Transp Eng, Elsevier, Waltham, 2012, pp. 327-339. Doi: 10.1016/j.compgeo.2016.05.001.
- Serratrice, J. F., & Magnan, J. P.** (2002). Analyse et prévision des tassements de surface pendant le creusement du tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon. Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, 237, 5-36.
- Rocscience Inc., 2011.** Phase2 V8 Software, Canada.

- Ranasinghe, R. A. T. M., Jaksa, M. B., Kuo, Y. L., & Nejad, F. P. (2017).** Application of artificial neural networks for predicting the impact of rolling dynamic compaction using dynamic cone penetrometer test results. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9(2), 340-349.
- ROJAT F,** (2010), ‘ ‘ Comportement des tunnels dans les milieux rocheux de faibles caractéristiques mécaniques, Thèse de doctorat en Géotechnique à l'Ecole Nationale Supérieure des Ponts et Chaussées, pp.49
- Rosenblatt, F.** (1958). The perceptron: A probabilistic model for information storage and organization in the brain. *Psychological Review*, 65(6), 386-408.
- Shahin, M. A., Jaksa, M. B., Maier, H. R,** «State of the art of artificial neural networks in geotechnical engineering,» *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 8, pp. 1-26, 2008.
- Shahin MA,** «Artificial intelligence in geotechnical engineering: applications, modeling aspects, and future directions.,» chez *Metaheuristics in water, geotechnical and transport engineering*, USA, 2013, pp. 169-204. Doi: 10.1016/B978-0-12-398296- 4.00008-8.
- Shahabian F, Elachachi SM, Breyse D,** «Efficiency of Neural Networks for Estimating the Patch Load Resistance of Plate Girders with a Focus on Uncertainties in Material and Geometrical Properties,» *Civil Engineering Infrastructures Journal*, vol. 47, n° %11, pp. 29-42, 2014. Doi: 10.7508/cej.2014.01.003.
- Wang Y, Cao Z,** «Practical reliability analysis and design by Monte Carlo Simulation in spreadsheet,» chez *Risk and Reliability in Geotechnical Engineering*, USA, CRC Press, 2014, pp. 301-334. Doi: 10.1139/T10-044.
- WASSILA N,** (2005), ‘ ‘ Etude des formations carbonatées du versant Sud du massif de l'Oum Settas : Approche quantitative et qualitative’’, Thèse de doctorat, Université Mentouri Constantine, Option-Géologie des substances utiles, pp.4.
- Yang XS,** *Engineering optimization: an introduction with metaheuristic applications*, USA: John Wiley & Sons, 2010.
- Yang XS, Koziel S,** *Computational optimization and applications in engineering and industry*, Germany: Springer Science & Business Media, 2011.
- Yang XS.,** «Optimization and metaheuristic algorithms in engineering.,» chez *Metaheuristic in Water Geotechnical and Transport Engineering*, ., Elsevier, Waltham., 2013, pp. 1-23. DOI: 10.1016/B978-0-12-398296-4.00001-5.

Annexe 01 : Tableau récapitulatif des sondages

No	Forage	Pk	X (E)	Y (N)	Cote (m)	Profondeur (m)	Note
1	ST-B1	36+168	572722	4042592	559	45,00	0,00-7,70: Argile sablo-graveleuse brun foncé. (Mayenne SPT N: >50) 7,70-45,00: Alternance de niveaux d'argilite grise, friable avec des niveaux gréseux plus durs. (Mayenne RQD 7,70 à 45,00: %0)
2	ST-B2	36+727	572182	4042632	639	103,00	0,00-4,00: Argile limono-sableuse. (Mayenne SPT N: >50) 4,00-103,00: Grès à grain fin, argilite grisâtre, conglomérat (Moyenne RQD: %3-%72)
3	ST-B3	37+110	571800	4042671	550	30,00	0.00-2.40: Cailloux gréseux moyen dans une matrice limoneuse brunâtre. 2.40-30.00: Grés moyen, Argilite grisâtre, Marne schisteuse brunâtre. (Moyenne RQD: %16-%30)
4	ST-B4	37+005	571905	4042662	573	41,20	0.00-9.00: Limon argilo-sableux, Grès à grain moyen, Argilite grisâtre. (Moyenne SPT N: 33-39) 9.00-41.20: Dur argillic, sable fin et de grès à grains fins. (Moyenne RQD: %17-%30)
5	ST-B5	36+355	572531	4042574	585	96,00	0,00-15,80: Argile limoneuse, brunâtre, moyennement ferme. Marne grisâtre, très fracturée, sensible à l'HCL, avec des passages centimétriques de grés fins. 15,80-36,40: Grés fin à moyen, très fracture lors de la rotation, avec passages marneux grisâtre, très fracture. 36,40-96,00: Argilite grisâtre, très fracturée et altérée, avec des passages centimétriques de grés moyens entre: 77,50-77,65m ; elle est parfois caillouteuse de tailles centimétriques
6	ST-B6	36+965	571948	4042677	581	80,40	0.00-3.90: Remblai 3.90-80.40: Argilite grisâtre, très fracturée, avec des intercalations centimétriques à métriques de grés fin entre, 48,80-58,00m, une zone de fracturation est remarquable entre, Grés fin à moyen. (Moyenne RQD: %9-%30)
7	ST-B7	37+080	571838	4042580	550	25,00	0.00-7.00: Argile limoneuse, graveleuse et caillouteuse 7.00-25.00: Grés moyen, de couleur grisâtre claire, bien récupéré mais très fracturée de 7,00m à 10,70m, incluant des fissures remplies de calcite. (Moyenne RQD: %26-%60)
8	ST-B8	37+210	571717	4042553	547	25,00	0,00-8,50: Argile limoneuse, graveleuse, brunâtre, ferme. Argile plus au moins raide et ferme grisâtre, parfois plus au moins altérée par la filtration d'eau. 8,50-25,00: Grés fin à moyen, de couleur grisâtre, plus au moins fracturée ; avec des intercalations de marne grisâtre très fracture en cailloux. (RQD: %45 de 10,50 m)

No	Forage	Pk	X (E)	Y (N)	Cote (m)	Profondeur (m)	Note
9	ST-B9	36+450	572452	4042632	605	85,00	0,00-9,00: Argile plus au moins limoneuse, graveleuse et caillouteuse, brunâtre, avec des concrétions carbonatées, et des passages gréseux entre : 5,60-5,90m et 7,20-9,00m. 9,00-85,00: Argile compacte grisâtre carbonatée à tendance marneuse, moyennement dure à friable parfois graveleuse à caillouteuse avec présence de traces de calcite blanchâtre très dure.
10	SC-57	36+113	572757	4042637	551	20,10	0,00-0,50: Terre végétale. 0,50-7,50: Limon argileux altéré en schiste, ferme, brunâtre en surface et grisâtre en profondeur. Limon argilo-sableux, ferme, brunâtre. 7,50-20,10: Argile limoneuse grisâtre altérée en schiste, ferme avec des passages moux et des passages durs (13.40-13.65); (13.80-14.0); (16.90-17.30).

Annexe 02 : Tableau récapitulatif du puits creusé

No	Puit	Pk	X (E)	Y (N)	Cote (m)	Note
1	PUIT NO:01	37+120	571796	4042600	542	0.00-5.00: Terre - Séparation
2	PUIT NO:02	37+105	571811	4042597	545	0.00-5.50: Terre - Séparation
3	PUIT NO:03	37+155	571763	4042607	535	0.00-3.00: Terre - Séparation
4	PUIT NO:04	37+225	571699	4042598	526	0.00-4.60: Terre - Séparation
5	PUIT NO:05	37+255	571665	4042582	528	0.00-3.00: Terre - Séparation
6	PUIT NO:06	37+380	571569	4042546	519	0.00-3.20: Terre - Séparation
7	PUIT NO:07	37+220	571669	4042669	529	0.00-4.60: Terre - Séparation
8	PUIT NO :08	37+275	571626	4042645	525	0.00-3.20: Terre - Séparation
9	PUIT NO:09	37+310	571594	4042633	523	0.00-4.00: Terre - Séparation
10	PUIT NO:10	37+370	571542	4042594	515	0.00-3.50: Terre - Séparation

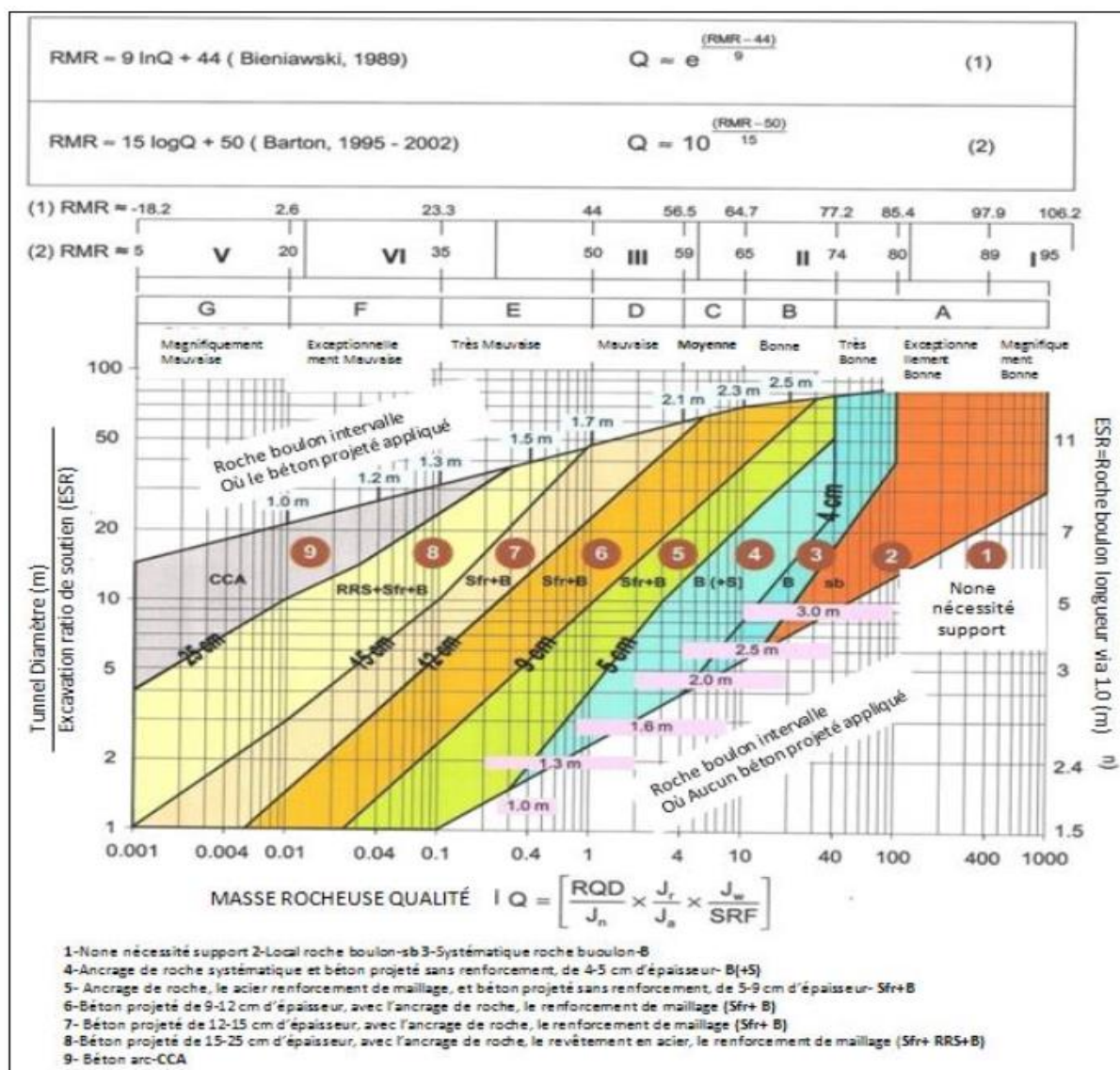
Annexe 02 : Tableau empirique pour la détermination de l'indice GSI à partir de la structure du massif et des conditions de surface des discontinuités (d'après Hoek (2007))

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000) From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		SURFACE CONDITIONS VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings				
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80	70	60	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70	60	50	40
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	70	60	50	40	30
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	60	50	40	30	20
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	50	40	30	20	10
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

Annexe 03 : Le facteur Menard α

Soil type	Peat		Clay		Silt		Sand		Sand and gravel	
	E/p_L	α	E/p_L	α	E/p_L	α	E/p_L	α	E/p_L	α
Over consolidated		1	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normally consolidated	For all values	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Weathered and/or remoulded		1	7-9	1/2		1/2		1/3		1/4
Rock	Extremely fractured				Other				Slightly fractured or extremely weathered	
	$\alpha = 1/3$				$\alpha = 1/2$				$\alpha = 2/3$	

Annexe 04 : Types de Support du Système de Classification du Massif Rocheux Q (Grimstad et Barton 1993, Barton 1995 et 2002)

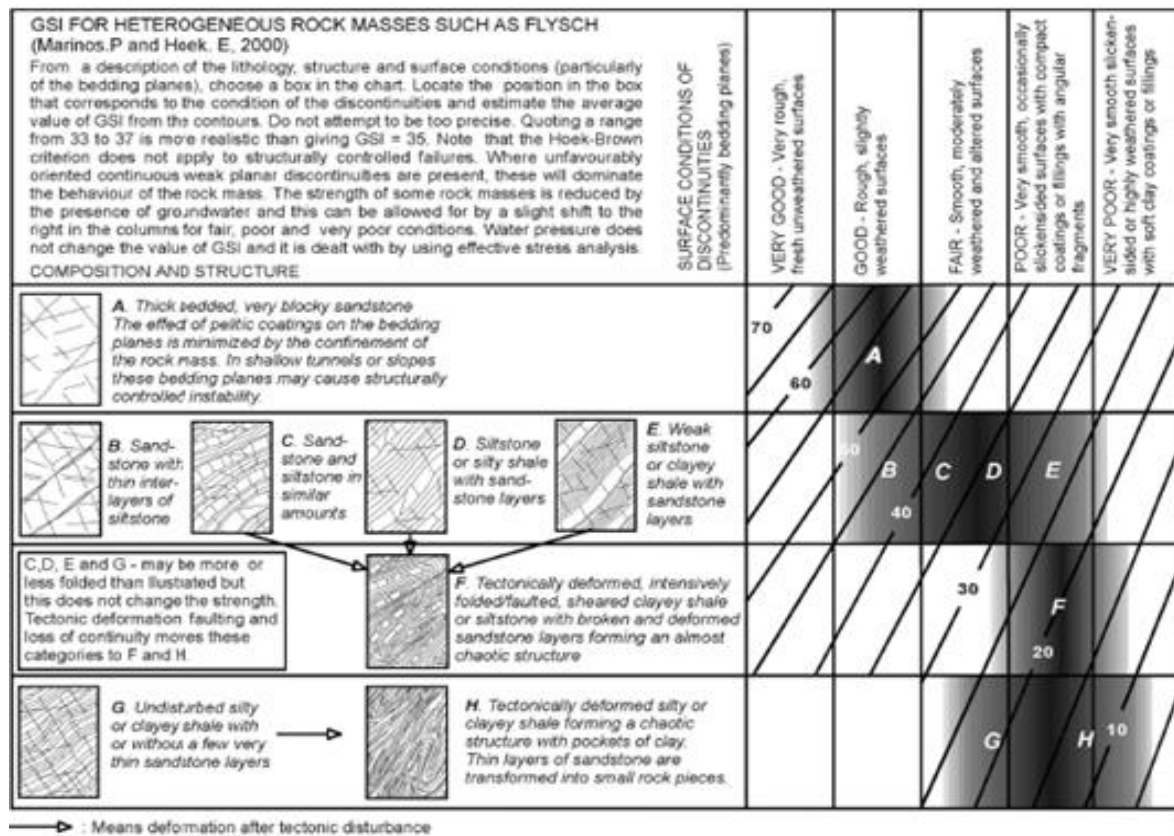


Annexe 05 : Les résultats des essais de pressiomètre obtenus des sondages

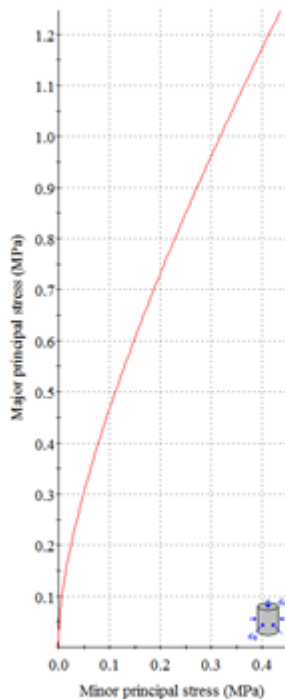
No	Forage	Em (Mpa)	α facteur	Calculé Em (Mpa)
ST-B01	30,5	48,278	2/3	58,5/(2/3)=88
	40	68,633		
ST-B02	80,5	105,737	2/3	124/(2/3)=186
	90,5	152,199		
	99,8	113,696		
ST-B03	10	55,052	1	66/(1)=66
	20	77,724		
ST-B04	10,5	95,889	2/3	123/(2/3)=185
	21	145,308		
	30,5	127,247		
	40,5	121,587		
ST-B05	20	85,9	1	90/(1)=90
	25	127,358		
	30	107,681		
	35	107,328		
	40	68,517		
	45	64,412		
	50	134,176		
	55	80,349		
	60	58,908		
	65	74,280		
	76,3	136,953		
	80,3	52,664		
	85	92,702		
	90	93,297		
	95	58,908		
ST-B06	5,5	28,761	2/3	93/(2/3)=140
	10	48,592		
	15	98,602		
	20	117,538		
	25	77,26		
	30	132,007		
	35	169,236		
	39,2	119,633		

	44,6	133,582		
	50	98,572		
	55	44,377		
	60	35,602		
	65,1	109,607		
	70,5	90,632		
	75	86,432		
	80	92,677		
ST-B07	4	19,962	2/3	122/(2/3)=183
	9	82,593		
	14	84,299		
	19,5	210,385		
	24	209,731		
ST-B08	5	38,033	2/3	138/(2/3)=207
	9	90,751		
	14	183,694		
	20,5	170,365		
	24,5	209,686		
ST-B09	10	20,519	1	88/(1)=88
	20	71,540		
	30	83,508		
	40	70,712		
	50	53,292		
	60	71,467		
	70	282,967		
	80	48,155		

Annexe 06 : Détermination de la valeur GSI et Paramètres de Conception Géotechnique



Analysis of Rock Strength using RocLab



Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (σ_{ci}) = 5 MPa
GSI = 20 m_i = 7 Disturbance factor (D) = 0
intact modulus (Ei) = 1560 MPa

Hoek-Brown Criterion

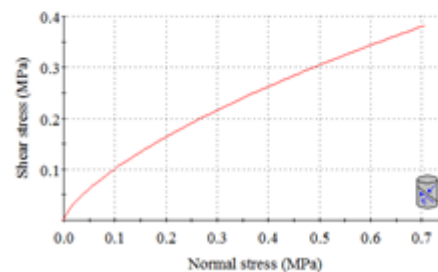
m_b = 0.402 s = 0.0001 a = 0.544

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.060 MPa friction angle = 25.77 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.002 MPa
uniaxial compressive strength = 0.040 MPa
global strength = 0.335 MPa
deformation modulus = 71.25 MPa



Annexe 07 : Systèmes de Support Primaire Proposés dans les Tunnels d'Épaisseur de 5 à 12 mètres selon le Système de Classification du Massif Rocheux (RMR)

Classification de RMR	Excavation	Boulon de roche	Béton projeté	Revetement en Acier
I Très bonne roche (100 – 81)	Avancement de 3m Section Complète	En cas nécessaire	En cas nécessaire	Néant
II Bonne Roche (80 – 61)	Avancement de 1.0-1.5m Section Complète	Tissu en acier, des boulons intervalles de + 2-2,5 m sont à 20 m du miroir	En cas nécessaire 5 cm	Néant
III Roche Moyenne (60 – 41)	Avancement de la Moitié Supérieure/Moitié Inférieure. Avancement de Moitié Supérieur de 1,5-3,0m	Boulonnage systématique de longueur de 3-4 m Tissu en acier + à suivre le miroir d'une intervalle de 1,5-2 m, à partir d'une distance de 10 m	Dans l'arc du plafond, 50-100 mm Dans la Moitié Inférieure 30 mm	Néant
IV Roche Mauvaise (40 – 21)	Avancement de la Moitié Supérieure/Moitié Inférieure. Avancement de la Moitié Supérieur 1,0-1,5m	Boulonnage systématique de longueur de 4-5 m. Avec une intervalle de 1-1,5 m. à suivre le miroir à partir d'une distance de 10m	Dans l'arc du plafond, 100-150 mm Dans la Moitié Inférieure 100 mm Juste après l'excavation	Revetement en acier léger, avec une intervalle de 1,5m, dans les endroits nécessaires
V Roche Très Mauvaise <20	Avancement de la Moitié Supérieure/Moitié Inférieure. Avancement de la Moitié Supérieur/ de la Moitié Inférieure de 0,5-1,0 m	Boulonnage systématique de longueur de 1-1,5 m Avec une intervalle de 1-1,5 m. à suivre le miroir à partir d'une distance de 5m	Dans l'arc du plafond, 150-200 mm Dans la Moitié Inférieure 150 mm Au miroir 50 mm Juste après l'excavation	Revetement en acier léger, avec une intervalle de 1,5m, dans les endroits nécessaires

Annexe 08 : Le script de programme du modèle ANN pour prédire les déplacements (programmé par le langage MATLAB).

```
% Prediction With and without interaction between concentration

%=====
%=====
% PROGRAM Find The Function Y1 = f(X1,X2,X3,X4,X5)(With interaction),and Y1 = f(X1) (Without interaction)
% DATA ACQUISITION /CONVERSION
%=====
%=====

clear all;
close all;
clc;
load Deplacement.txt;
c=30;
x = Deplacement(1:c,2); % The calculated Movement
y = Deplacement(1:c,1); % The certified Movement
L = length(Deplacement)
% break
%
%Plot input/Output
%
figure,
t=1:max(size(x));
subplot(211)
plot(t,x);
ylabel('Certified values (mm)');
title('Fig.1a:Input-The Certified Movement');
subplot(212)
plot(t,y);
ylabel('calculated values (mm)');
title('Fig.1b:Output-The calculated Movement');

% break
%
%NN Extreme Learning Machine
%=====

S1= 25; % S1=Size of 1th layer (number of neurones);; nombre de neurone dans la première couche cachée
P = x';
T = y';
net1=newcf(P,T,S1,'tansig','trainlm'); % net1=newcf(P,T,S1,'radbas','trainlm');
net1.trainParam.epochs = 5000; % nombre des itérations
net1=init(net1);
net1.trainParam.lr=0.25;
net1.trainParam.mc = 0.15;
net1.divideParam.trainRatio=1;% c'est trois ligne sont pour dire a l'algorithme de levenberg Marquard le pourcentage des donnée a prendre en conideraton,
dans ce cas toi tu as tout préparé donc tu donnes 1 à l'apprentissage ce qui signifie 100 car tu as préparée l'ensemble de test a priori.
net1.divideParam.valRatio=0;
net1.divideParam.testRatio=0;
net1.trainParam.goal = 0.000003; % test d'arret: si l'erreur<= 0.000005 sortie de la boucle
[net1, pr1] = train(net1,P,T); % train the neural network
cal = sim(net1,P); % sim = simulate dynamic system calcul training (la prediction pour la matrice x par la méthodes NN training model)

% break
%
% Plot Find The Function y = f(x)
%
figure,
t=1:max(size(x));
subplot(211)
plot(t,y,t,cal,'r')
legend('y','Prediction');
ylabel('Prediction Movement');
title('Results for ELM method');

subplot(212)
plot(t,y-cal)
legend('Error');
ylabel('Error');
title('Error estimation for ELM method');
```

```

% break
%=====
% Testing
%=====
c1=30;
xn = Deplacement(c1:end,2);
yn = Deplacement(c1:end,1);

% PREDICTION Extreme Learning Machine
caln = sim(net1,xn');

std(yn-caln')
break
%=====
% "Prediction
%=====
load Deplacement1.txt;
xn1 = Deplacement1(1:end,1);

% PREDICTION Extreme Learning Machine
PREDICTION = sim(net1,xn1');

PREDICTION'

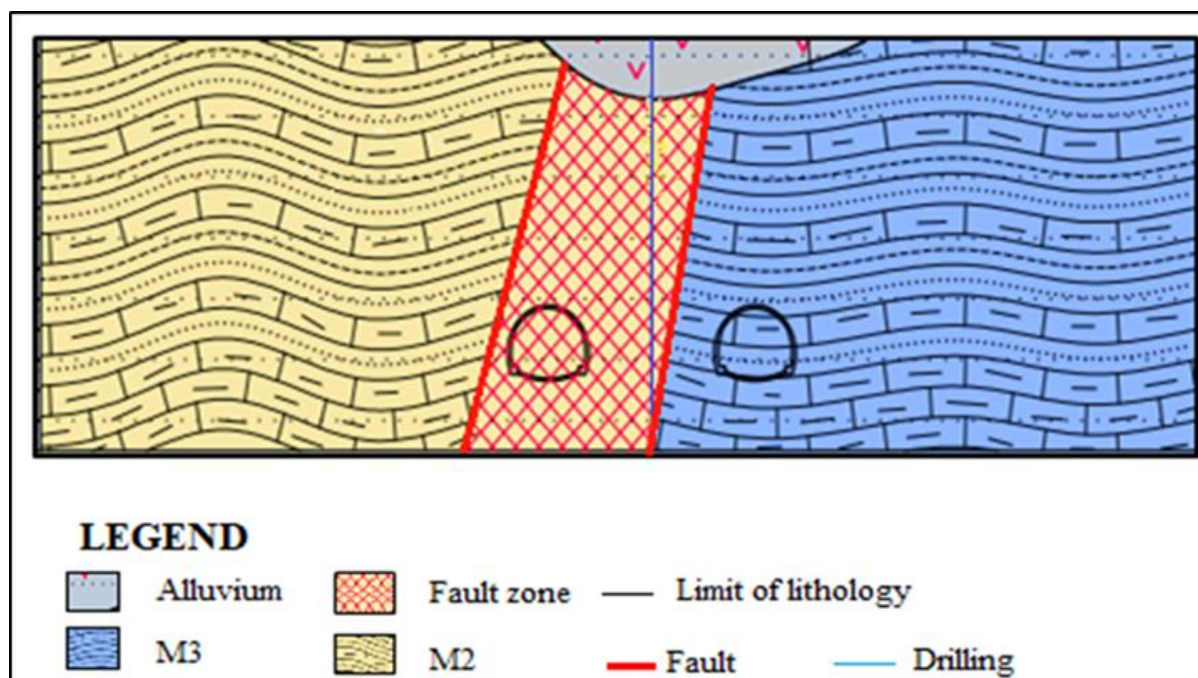
```

Sondage	Profondeur (m)	Essais physiques-chimiques								Essais mécaniques				RCS avec mesures de mod, De Yoooung et Poisson	
		yh	Sr	W	Lim. Atter.			Granulo.	Granulo. par sedimentation	Cisaillement CU		Cisaillement CD			
		(t/m3)	(%)	(%)	wl	wp	IP	<2mm	<0,08mm	Cu (Mpa)	Φ(°)	Cu (Mpa)	Φ(°)	Rc (Mpa)	E (Mpa)
ST-B1	03,70-04,10	1,98	89,57	21,15	21,73		29	98	86,17			0,012	12,92	-	-
	07,70-08,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	11,60-11,90	2,39	100	8,77	18,02		14	79,64	42,59	-	-	-	-	-	-
	17,15-17,50	2,35	82,09	6	17,74		14	52,02	26,77			-	-	-	-
	27,20-27,50	1,84	35,96	7,46	16,62		16	81,96	50,05			-	-	-	-
ST-B2	18,80-19,05	-	-	1,16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	23,76	3110,3274
	33,00-33,01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	42,85-43,25	-	-	5,07	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,62	437,5594
	52,85-53,10	-	-	2,71	-	-	-	-	-	-	-	-	-	19,79	2,687664
	60,85-61,20	-	-	1,31	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	63,50-63,80	-	-	2,07	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	70,20-70,45	-	50,33	0,44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	78,80-79,10	-	41,96	0,95	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	88,75-89,00	-	100	2,19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,08	575,7613
	94,50-95,00	-	-	0,43	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5,07	622,244
ST-B3	3,00-3,45	-	-	6,05	34	17	17	89,01	79,09	-	-	-	-	-	-
	15,60-16,00	-	-	3,32	IMP			81,26	72,56	-	-	-	-	-	-

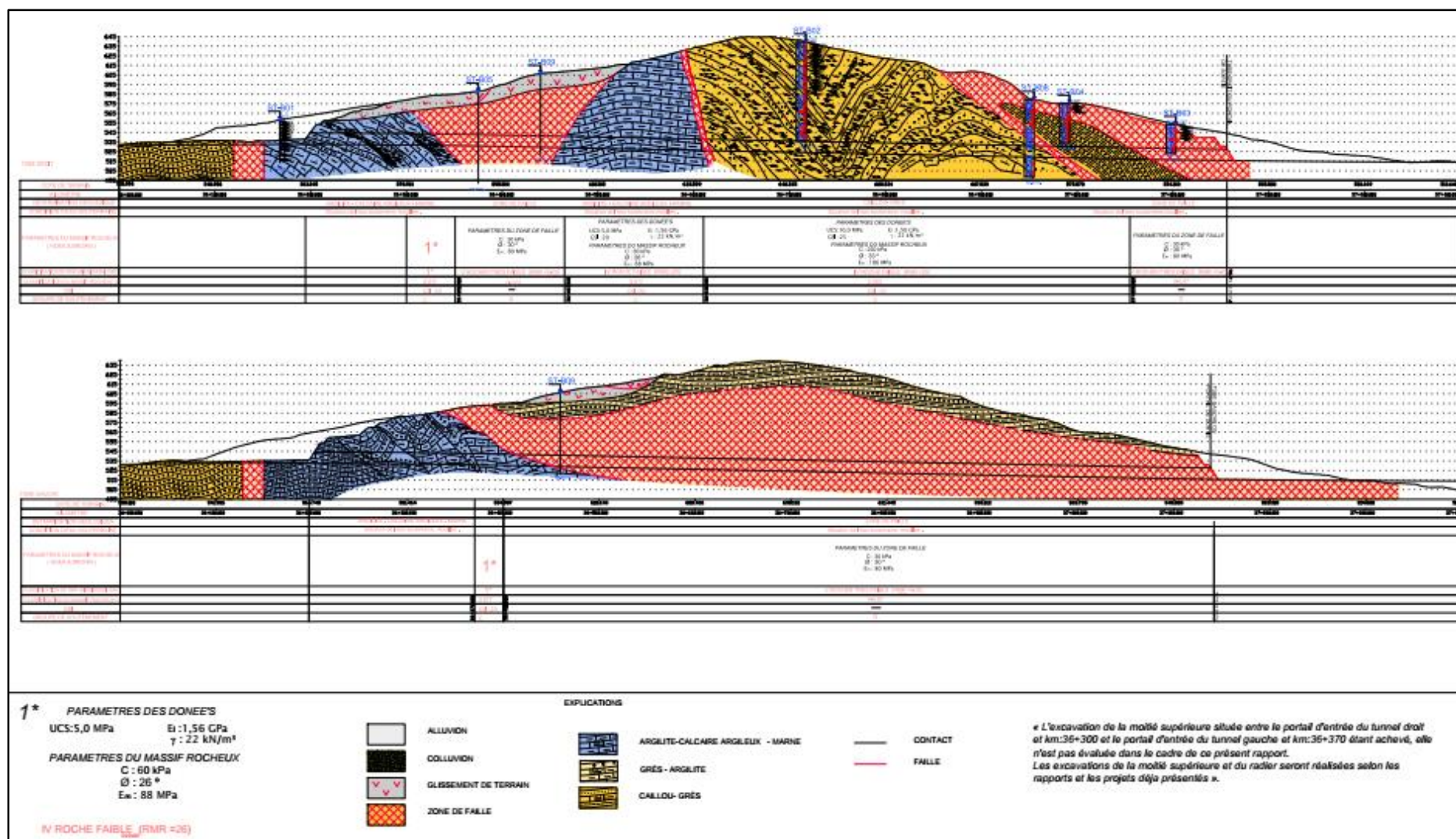
	20-75-21,00	-	-	3,9	IMP			83,08	73,06	-	-	-	-		
	26,00-26,28	-	100	3,35	NM	NM	NM			-	-	-	-	3,61	391,05
ST-B4	05,20 - 05,40	2,07	77,3	13,07	10	35	25	68,5	54,23	-	-	0,02	28,63	-	-
	34,40 - 34,63	-	100	1,85	-	-	-	-	-	-	-	-	-	40,25	-
	19,40 - 19,65	-	100	1,55	-	-	-	-	-	-	-	-	-	40,691	7177,6
	22,55 - 22,80	-	99,3	2,09	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7,14	1711
ST-B5	01.82 - 02.15	2,09	80,72	13,41	31,56	-	15	82,58	67,42	-	-	0,067	40	-	-
	04.40 - 04.70	1,99	100	26,02	47,69	-	26	100	100,00	0,027	13	-	-	-	-
	07.50 - 07.80	2,33	100	9,32	33,18	-	15	100	100	-	-	-	-	-	-
	12.18 - 12.50	2,25	100	13,68	-	-	-	100	100	-	-	0,06	39	-	-
	17.75 - 18.10	2,27	100	11,84	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	23.60 - 23.90	2,58	100	2,23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	27.40 - 27.70	2,58	100	2,31	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	37.90 - 38.30	2,58	100	6,77	32,36	-	14	100	100	-	-	NM		-	-
	41.20 - 41.70	2,35	100	10,1	40,69	-	20	91,42	72,15	-	-	-	-	-	-
	48.50 - 49.00	2,45	100	6,52	34,62	-	18	100	100	-	-	NM		-	-
	71.70 - 72.00	2,36	92,91	6,98	34,94	-	18	91,03	68,00	-	-	0,086	29	-	-
	76.70 - 77.00	2,34	100	8,83	33,93	-	17	100	100	NM		-	-	-	-
	79.03 - 79.30	2,26	89,84	9,71	34,40	-	19	100	100	-	-	NM		-	-
	85.64 - 85.89	2,26	87,81	9,49	35,92	-	17	100	100	-	-	0,056	32	-	-
	88.70 - 89.00	2,43	100	7,45	33,00	-	18	86,69	64,09	NM		-	-	-	-
ST-B6	05,83 - 06,12	2,20	94,86	12,85	33,34	-	16	87,48	75,58	0,046	35	-	-	-	-
	09,22 - 09,57	2,28	90,50	9,15	28,99	-	13	96,74	82,18	-	-			-	-
	33,40 - 33,70	-	92,67	3,98	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,03	39,079

	36,40 - 36,70	2,28	100,00	14,16	40,48	-	15	94,59	87,94	-	-	-	-	-	-
	47,40 - 47,70	2,63	100,00	0,93	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
SC-57	03,60-04,05	-	-	10,97	25,00	-	12,00	-	77,93	-	-	-	-	-	-
	04,60-04,80	2,18	-	14,59	43,00	-	19,00	-	53,06	-	-	-	-	-	-
	06,80-07,10	-	-		41,00	-	24,00	-	90,26	0,06	25,06	-	-	-	-
	09,55-09,90	2,18	-	13,63	34,00	-	16,00	-	88,13	-	-	0,05	11,75	-	-
	15,90-16,35	2,08	-	14,17	34,00	-	18,00	-	86,75	-	-	0,02	24,34	-	-

Annexe 10 ; Profil géologique de la section critique.



Annexe 11 : Profil en long du tunnel :



Annexe 12 : Tracé en Plan du tunnel

