

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED SEDDIK
BEN YAHIA – JIJEL



FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVILE ET HYDRAULIQUE

Série :

Mémoire présenté pour obtenir le diplôme de
Master en génie civil

Filière : Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté par :

TIBOUCHE Mouna & MILAT Ikram

Intitulé

*Modélisation de l'influence de renforcement par
boulonnage sur la stabilité d'un tunnel- Cas de tunnel*

Constantine-Skikda

Dirigé par :

Mr. Djeghader Djamel

Soutenu publiquement devant le jury composé de :

- Président : LAAMARA
- Examineur : GOUDJIL

Année universitaire 2020/2021



Remerciements

Avant tous nous remercions le bon Allah qui nous a donné le courage et la force pour continuer. Merci de nous avoir éclairé le chemin de la réussite.

Nous remercions en particulier :

Mr. DJAGHADER Djamel, notre encadreur pour leurs orientations et leurs conseils.

Tous les enseignants de Géotechnique au niveau de l'université de Jijel.

Nos familles qui nous aident énormément pour accomplir ce travail.

Sans oublier les membres de jury d'avoir accepté de se porter juge de ce travail.

A tous, un grand merci.

Dédicace

*Après Au nom de Dieu, le plus gracieux, le plus
miséricordieux*

A mes très chers parents ;

Mon cher frère : Moussa ;

Tous mes chères sœurs surtout ma petite sœur Hadjer ;

*Mes chères fleurs : Wassim, Raghad et Fatima El-
Zahra ;*

*Mes chères amies et copines chacune de son nom et en
particulier :*

Selma, Ikram, Khadidja, Besma, Radja;

A mon binôme Ikram.

*Tous mes collègues de la promotion Master II Génie
Civil 2020-2021 option Géotechnique.*

Et à Tous ceux qui m'ont aidée.

Je dédie ce modeste travail.



Mouna



Dédicace

*Après Au nom de Dieu, le plus gracieux, le plus
miséricordieux*

Premièrement

*Je me salue à ma patience pendant cette mauvaise période,
à moi-même qui m'a enduré sans devenir fou*

Deuxièmement

J'ai le grand honneur de dédier ce travail :

Aux mes parents qui m'ont appris à résister à la tempête

Mes chers frères Takj eddine et Amine

Dédicace aux ma grand père et grand mère

A tous la famille Milat et Boulkamh

A mes cousines

Sabrina, Razika, Abir, Hadjer, Mayssa, Rahil, wiam

À tous mes copines

A mon binom Mouna et sa famille

Tous mes collègues de la promotion 2021 Génie Civil

À une cerise, le musc de fin



ikram





Sommaire

Résumé :

Ce travail de mémoire représente l'étude de l'effet et le rôle de la présence des boulons d'ancrages latéraux sur la stabilité du soutènement provisoire de tunnel ainsi que la stabilité du terrain autour de la zone excavée.

La modélisation numérique réalisée dans notre mémoire a été réalisée à l'aide du logiciel Geo5 (FEM), pour évaluer les différentes sollicitations agissant sur le tunnel et étudier son comportement en tenant compte des conditions du site.

Les résultats sont présentés sous forme de déplacements, moment fléchissant, efforts tranchants et tassement, en utilisant la méthode de creusement en demi-section. Ces résultats confirment que l'augmentation de la longueur des boulons d'ancrage entraîne une augmentation de la surface renforcée autour de tunnel, et par conséquent une diminution des sollicitations au niveau de soutènement provisoire de tunnel.

Mots-clés : tunnel, excavation, renforcement, creusement, boulon d'ancrage.

ملخص :

تمثل هذه الرسالة دراسة تأثير ودور وجود مسامير التثبيت الجانبية على ثبات دعامة النفق المؤقتة وكذلك ثبات الأرض حول المنطقة المحفورة.

تم تنفيذ النمذجة العددية التي تم إجراؤها في أطروحتنا باستخدام برنامج Geo5 (FEM) لتقييم الضغوط المختلفة التي تعمل على النفق ودراسة سلوكه مع مراعاة ظروف الموقع.

يتم عرض النتائج على شكل إزاحات، عزم الانحناء، قوى القص والتسوية، باستخدام طريقة الحفر نصف المقطع. تؤكد هذه النتائج أن الزيادة في طول مسامير التثبيت تؤدي إلى زيادة السطح المقوى حول النفق، وبالتالي تقليل الضغوط على مستوى دعم النفق المؤقت.

الكلمات المفتاحية: نفق، حفر، تسليح، مسامير التثبيت.

Abstract:

This dissertation represents the study of the effect and role of rock bolts on stability of temporary tunnel support as well as the stability of the ground around the excavated area. The numerical modeling carried out in our thesis was carried out using the Geo5 software (FEM), to evaluate the different stresses acting on the tunnel and to study its behavior taking into account the site conditions.

The results are presented as displacements, bending moment, shear forces and settlement, using the half-section digging method. These results confirm that the increase in the length of the anchor bolts leads to an increase in the reinforced surface around the tunnel, and consequently a reduction in the stresses on the temporary tunnel support level.

Keywords: tunnel, excavation, reinforcement, rock bolt.

Sommaire

Résumé	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des symboles	
Introduction generale.....	1

CHAPITRE I : Généralité sur les tunnels

I.1 Introduction	2
I.2. Définition d'un tunnel.....	2
I.3. Différentes catégories de tunnel	2
I.3.1. Classification des tunnels selon leur fonctionnement	2
I.3.2. Classification des tunnels selon leur mode d'exécution	3
I.3.2.1. Les tunnels ou cavités construits à ciel ouvert	3
I.3.2.2. Les tunnels construits en souterrain à faible profondeur	4
I.3.2.3. Les tunnels construits en souterrain à fort profondeur.....	4
I.3.2.4. Les tunnels construits par éléments immergés	4
I.3.3. Classification des tunnels selon la forme des ouvrages	5
I.4. Terminologie des tunnels	5
I .5. Avantage des tunnels.....	5
I .5.1. Caractéristiques du sous-sol	5
I .5.2. Sécurité	5
I .5.3. Esthétique	6
I .5.4. Economique	6
I.6. Les différentes méthodes d'exécution des tunnels	6

I.7. Les étapes d'exécution de projet d'un tunnel.....	6
I.8. Conditions d'une bonne étude.....	7
I.9. Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques	7
I.9.1. Reconnaissances géologiques	7
I.9.1.1. Objectif	7
I.9.1.2. Moyens de reconnaissances géologiques	7
I.9.2. Reconnaissances hydrogéologiques	8
I.9.2.1. Objectif.....	8
I.9.3.Reconnaissances géotechnique	9
I.9.3.1.Objectif.....	9
I.9.3.2.Moyen de reconnaissances géotechnique.....	9
I.10.Conclusion.....	10

CHAPITRE II : Techniques de creusement des tunnels

II.1Introduction	11
II.2.Technique de creusement.....	11
II.2.1.Exécution du creusement dans le terrain meuble	11
II.2.2. Exécution dans les terrains durs	14
II.3. Méthde de creusement mecanique	15
II.3.1.Machine à attaque global (Tunnelier)	15
II.3.2. Machine à attaque ponctuelle	16
II.3.3. creusement a l'explosif	17
II.4.Méthode de creusement	18
II.4.1.Méthode à plein section	18
II.4.2.Méthode de demi section	19

II.4.3.Méthode de la section devisé	20
II.5.Les mouvements de sol au moment de creusement d'un tunnel.....	21
II.6.La nouvelle méthode autrichienne	22
II.6.1.Principe méthode NATM	22
II.7.Conclusion	23

CHAPITRE III : Techniques de soutènement des tunnels

II.1.Introduction	24
III.2.Définition	24
III.3.Role de soutènement	24
III.4. Les différentes types de soutènement	25
III.4.1.Les soutènement agissants par sup portage	25
III.4.2. Les soutènements agissants à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant	30
III.4.3. Les soutènements agissent par confinement du terrain encaissant	31
III.4.4. Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechnique on hydrologiques	33
III.5.Conclusion	33

CHAPITRE IV : Présentation du projet de tunnel : Constantine-Skikda

IV.1Introduction	34
IV.2. Présentation du tunnel d'El-Kantour (T4)	34
IV.3. Implantation et tracé de tunnel T4	35
IV. 3.1. Tracé en plan	35
IV.3.2. Tracer en profil	36
IV.3.3. Dimensions du tunnel T4	36
IV.4. Reconnaissance géologique, géotechnique et hydrogéologique de tunnel T4	37
IV. 4.1. Géologie du site	37

IV.4.2. Condition géotechniques	41
IV.4.3. Condition hydrogéologiques	41
IV.5. Creusement	42
IV.6. Excavation des tunnels	42
IV.7. Soutènement	43
IV.8. Méthode de soutènement du tunnel T4	43
IV.8.1. Soutènement provisoire	43
IV.8.2. Paramètre de soutènement provisoire de tunnel T4	45
IV.9. Etanchéité du tunnel T4	49
IV.10. Paramètres géotechniques de la partie de calcul	50
IV.11. Résultats de sondage BH-S/OA- 38A	50
IV.12. Conclusion	52

CHAPITRE V: Calcul des contraintes

V.1 Introduction	53
V.2. Calcul de charge agissantes sur le soutènement de tunnel	53
V.2.1. Contrainte en demi-section supérieure	53
V.2.1.1. Pression verticale	54
V.2.1.2. Pression horizontale	55
V.2.2. Contraintes sur la structure globale	55
V.2.2.1. Pression verticale	55
V.2.2.2. Pression horizontale	56
V.2.3. Calcul des pressions agissant sur le radier	56
V.3 : Dimensionnement du soutènement provisoire	58
V.3.1. Définition des charges agissantes sur l'ouvrage	58
V.3.2. Les caractéristiques du soutènement provisoire	61
V.3.2.1. Les caractéristiques de Béton projeté	62
V.3.2.2 : Caractéristiques du profile HEB200	62

V.3.2.3. Les caractéristiques des boulons d’ancrage	62
V.3.3. Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte	63
V.3.3.1. Rigidités des cintres métalliques	63
V.3.3.2. Rigidité de la voûte en béton projeté	63
V.3.3.3. Les calculs des rigidités de soutènement provisoire	63
V.4. Conclusion	65

CHAPITRE VI : Modélisation et discussion

VI.1.Introduction	66
VI.2. Renforcement latéral de tunnel (Boulon d’ancrage)	66
VI.3. Modélisation de tunnel	68
VI.3.1.definition de programme geo5	68
VI.3.2. Présentation de modèle GEO5 FEM	68
VI.4. Caractéristiques du terrain et de soutènements	69
VI.5. Modélisation de tunnel par GEO5-FEM	71
VI.5.1. Phase 0 (topologie)	73
VI.5.2. Phase 1 : contraintes géostatiques primaires	78
VI.5.3. Phase 2 : Excavation de la Calotte du tunnel	78
VI.5.4. Phase 3 : Installation de soutènement – les cintres	79
VI.5.5. Phase 4 : Amélioration des caractéristiques de soutènement provisoire.....	81
VI.5.6. Phase 5 : Mise en place des boulons d’ancrages	82
VI.5.7. Phase 6 : Modélisation de l'excavation du stross + contre-voute.....	83
VI.5.8. Phase 7 : renforcement de la partie inférieure de tunnel avec un soutènement provisoire (stross+contre-voute+ béton projeté immature)	85
VI.5.9. Phase 8 : amélioration des caractéristiques matérielles du béton projeté mature (stross+contre-voute)	85

VI.6. Résultats et discussion	87
VI.6.1. Effet de renforcement latéral sur la stabilité du soutènement provisoire	87
VI.6.1.1. Moment fléchissant	87
VI.6.1.2. Effort tranchant	90
VI.6.2. Effet du mode de creusement sur la stabilité du sol entourant le tunnel	93
VI.6.2.1. Déplacement vertical	93
VI.6.2.2. Déplacement horizontal	96
VI.6.2.3. Tassement sur la surface libre	98
VI.7. Conclusion	101

CONCLUSION

Conclusion generale	102
---------------------------	-----

Liste des Figures

Figure I.1: Tunnel ferroviaire.....	3
Figure I.2: Tunnel routier.....	3
Figure I.3: Tunnel de navigation.....	3
Figure I.4: Tunnels de transport et d'évacuation.....	3
Figure I.5: Distinction entre tunnels profonds et peu profonds.....	4
Figure I.6: Profil en fer à cheval sans/avec radié vouté.....	5
Figure II.1: Bouclier à air comprimé.....	12
Figure II.2: Bouclier à boue.....	13
Figure II.3: Bouclier à pression de terre.....	13
Figure II.4: Bouclier à pression mécanique.....	14
Figure II.5: : Perforatrice Beaumont, construite en 1882 pour la tentative du percement des tunnels sous la manche (extrait de l'ouvrage AFTES 2000).....	15
Figure II.6 : Tunnelier à bouclier.....	16
Figure II.7 : Machine à attaque ponctuelle.....	17
Figure II.8 : Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif.....	18
Figure II.9 : Creusement à pleine section.....	19
Figure II.10 : Creusement à demi-section.....	20
Figure II.11 : Méthode de section divisée.....	21
Figure III.1 : Soutènement par blindage.....	26
Figure III.2 : Cintres lourds.....	26
Figure III.3 : Cintre légers.....	27
Figure III.4 : Cintres TH Détail dans la voûte d'une galerie.....	27
Figure III.5 : Exemple de dispositif de soutènement par tubes perforés.....	28
Figure III.6 : Exemple voûte-parapluie.....	29
Figure III.7 : Exemple Boulons à ancrage ponctuel.....	30
Figure III.8 : Exemple Boulons à ancrage réparti.....	31
Figure III.9: Boulons à friction.....	31
Figure IV.1: Portails sud de tunnels T4 (photo sur site).....	34
Figure IV.2: Tracé en plan et coupe longitudinale du tunnel T4.....	35
Figure IV.3: Coupe transversale du tunnel.....	37
Figure IV.4: Tracé du tunnel T4 sur la carte géologique de Smendou.....	38
Figure IV.5: Géologie locale de tunnel T4.....	39

Figure IV.6: Zone de végétation intense à Djebel Kantour.....	39
Figure IV.7: Zone du portail sud.....	40
Figure IV.8: Zone du portail nord.....	40
Figure IV.9: Cintres HEB –Tunnel T4.....	46
Figure IV.10: Boulon d'ancrage avec une plaque en acier (Tunnel T4)	47
Figure IV.11 : Béton projeté (Tunnel T4)	48
Figure IV.12 : Treillis soudé (Tunnel T4).....	48
Figure IV.13 : Etanchéité du tunnel T4.....	49
Figure IV.14 : Présentation de la partie de calcul	50
Figure IV.15 : Coupe transversale de la partie de calcul	51
Figure V.1 : Coupe transversale de tunnel avec les différentes couches au-dessus de Tunnel.....	53
Figure V.2 : Présentation des différentes dimensions	59
Figure V.3 : Soutènement provisoire.	62
Figure VI.1 : Variantes de tunnel en fonction de la longueur des boulons d'ancrage	67
Figure VI.2: Coupe transversale de tunnel (partie de calcul).....	69
Figure VI.3 : Cadre « Paramètres ».....	73
Figure VI.4 : Fenêtre de dialogue « Dimensions de l'espace de travail »	73
Figure VI.5 : Liste des points pour les interfaces individuelles entre les sols et les roches.....	74
Figure VI.6 : Fenêtre de dialogue « Ajouter de nouveaux sols ».....	74
Figure VI.7 : « Assignment » cadre	75
Figure VI.8 : Fenêtre de dialogue « New contact types »	75
Figure VI.9 : Module « Lining » – FEM – saisir les points et le soutènement	76
Figure VI.10 : Lignes d'excavation libres	76
Figure VI.11 : Fenêtre de dialogue « Nouveaux raffinements des points ».....	77
Figure VI.12 : Cadre « Générer le maillage » - Raffinement de points autour de la région d'excavation (longueur 0, 5 m).....	77
Figure VI.13 : Cadre « Analyse » Phase de construction 1.....	78
Figure VI.14 : Fenêtre de dialogue « New excavation » Phase de construction 2.....	78
Figure VI.15 : Cadre « Analyse » - Phase de construction 2 (déplacement vertical dz et cuvette de tassement).....	79
Figure VI.16 : Fenêtre de dialogue « Edit excavation properties ».....	80
Figure VI.17 : Saisie du revêtement primaire de la tête supérieure avec de nouvelles poutres – Phase de construction 3	80

Figure VI.18 : Modifier les propriétés de l'excavation » fenêtre dialogue– Phase de construction 4.....	81
Figure VI.19: Modifier les propriétés de soutènement provisoire, fenêtre dialogue « Edite beam properties »	81
Figure VI.20: Modifier les propriétés de l'excavation » fenêtre dialogue– Phase de construction 5	82
Figure VI.21: Fenêtre « New anchors »	82
Figure VI.22: Cadre « Analyse » - Phase de construction 5 (déplacement vertical dz et cuvette de tassement).....	83
Figure VI.23 : Dialogue fenêtre « Nouvelle fouille » – Phase de construction 6	84
Figure VI.24 : Cadre « Analyse » - Phase de construction 6 (déplacement vertical dz et cuvette de tassement).....	84
Figure VI.25 : Fenêtre « Editer excavation propretés » fenêtre dialogue– Phase de construction 7	85
Figure VI.26: Fenêtre de dialogue « Edite excavation properties » phase de construction 8.	86
Figure VI.27: « Analyse de tous les phases »	86
Figure VI.28: Moment fléchissant de tunnel pour chaque variante	88
Figure VI.29: Moment fléchissant en fonction de la longueur des boulons d'ancrages	89
Figure VI.30: Effort tranchant de tunnel pour chaque variante	91
Figure VI.31: Effort tranchant en fonction de la longueur des boulons d'ancrages	92
Figure VI.32 : Déplacement vertical pour chaque variante étudiée.....	94
Figure VI.33 : Déplacement vertical en fonction de la longueur des boulons d'ancrages.....	95
Figure VI.34 : Déplacement horizontal pour chaque variante étudiée.....	96
Figure VI.35 : Déplacement horizontal en fonction de la longueur des boulons d'ancrages	97
Figure VI.36 : Tassement de surface pour chaque variante étudiée.....	99
Figure VI.37: Tassement de surface en fonction de la longueur des boulons d'ancrages	100

Liste des tableaux

Tableau IV 1 : Paramètres géotechniques de la partie de calcul	51
Tableau V.1 : Les contraintes au niveau de tunnel.....	58
Tableau V.2 : 1: rapport (f/l).	60
Tableau V.3 : Les caractéristique de béton projeté.	62
Tableau V.4 : Caractéristiques mécaniques de soutènement provisoire	64
Tableau VI.1 : Valeurs des paramètres géotechniques de la section étudiée	70
Tableau VI.2 : Caractéristiques géométriques et mécaniques de soutènement provisoire	71
Tableau VI.3 : Taux de changement de moment fléchissant de tunnel.....	90
Tableau VI.4 : Taux de changement de l'effort tranchant de tunnel.....	93
Tableau VI.5 : Taux de changement de déplacement vertical de tunnel.....	95
Tableau VI.6 : Taux de changement de déplacement horizontal de tunnel.	98
Tableau VI.7 : Taux de changement de du tassement de surface.....	101

Liste des symboles

A	Aire de la section du cintre.
Ab	Section de béton projeté.
As	Section profile en acier.
B	Largeur de la galerie.
C	Cohésion initiale du terrain.
E	Module élastique.
γ_d	Poids volumique.
m	Hauteur de l'excavation
b	Largeur de l'excavation
R	Rayant d'excavation
k	Coefficient de poussée active
Φ	Angle de frottement.
Ψ	Angle de dilatation
μ	Coefficient de poisson
Eb	Module d'élasticité de béton projeté.
Es	Module d'élasticité de l'acier.
EI	Rigidité flexionnelle et normale.
EA	Rigidité normale.
Fbu	Contrainte de compression du béton projeté.
H	Hauteur de la couverture du sol.
h	Hauteur de la couche.
Is	Moment d'inertie de profilé.
Ib	Moment d'inertie de section de béton projeté.
N	Nombre de boulon.
Pv	Pression verticale.
Q	Poids total de l'arc.
Q ₀	Partie uniformément répartie de la pression géologique.
q	Surcharge. Sb section du boulon.
T	Effort tranchant calculé.
K ₀	Coefficient de pression des terres au repos.
σ_v	Pression verticale.

σ_h	Pression horizontale.
a	Distance entre les cintres.
P_h	Charge horizontale.
L	Longueur de boulons d'ancrage.
D	Diamètre de boulons d'ancrage.
A	Section du boulon.
φ	Diamètre.
E_b	Module de Young.
$E_s A_s$	Rigidité des cintres à la compression avant mise en place.
$E_s A_s'$	Rigidité des cintres à la compression après mise en place.
$E_s I_s$	Rigidité des cintres à la flexion avant mise en place.
$E_s I_s'$	Rigidité des cintres à la compression après mise en place.
E	Module d'Young
E_{eq}	Rigidité équivalente
I_s	Moment d'inertie de profilé.
$E_b A_b$	Rigidités de béton projeté avant mise en place.
$E_b A_b'$	Rigidités de béton projeté après mise en place
F_r	Force minimale de rupture
F_c	Force élastique
G_{eq}	Module de cisaillement équivalent
A_{eq}	Section équivalent

➤ Les logiciels

- Geo5
- Excel



Introduction Générale

Introduction générale

L'augmentation de la densité urbaine et l'extension des voies de communication (routes, autoroutes, voies ferrées, ouvrage d'art...) imposent souvent des franchissements difficiles qui conduisent généralement à la construction de tunnels, ouvrages souterrains ou passages inférieurs.

Pour cette raison, les ingénieurs doivent approfondies leurs études et leurs conceptions pour répondre aux besoins sociaux sans perturber de manière significative les activités sur le terrain.

Les tunnels dans les zones urbaines sont généralement des tunnels peu profonds pour des raisons techniques et économiques. La construction de ces tunnels ne peut être effectuée sans affecter le sol environnant et les structures adjacentes. Cependant, diverses techniques peuvent être associées telles que le renforcement des parois latérales de tunnel par l'utilisation des boulons d'ancrages scellés dans le terrain par un système d'injection. Cette technique permet d'améliorer les caractéristiques géotechniques du sol entourant le tunnel et de limiter les contraintes et les déformations dues à la perturbation du sol au moment d'excavation.

L'objectif principal de ce travail est d'étudier l'effet et le rôle de la présence des boulons d'ancrages latéraux sur la stabilité du soutènement provisoire de tunnel ainsi que la stabilité du terrain autour de la zone excavée. On prend comme exemple une partie de tunnel d'El-kentour qui rentre dans le projet de réalisation de l'Autoroute Est-Ouest au niveau la partie qui reliée Constantine à Skikda. Cette partie de tunnel qui se situe dans une couche de l'argile marneuse compacte avec une faible couverture par rapport à la surface libre.

Pour atteindre cet objectif, on opte le plan de travail suivant :

- Introduction générale
- Chapitre I : Généralités sur les tunnels.
- Chapitre II : Techniques de creusement des tunnels.
- Chapitre II : Techniques de soutènement des tunnels.
- Chapitre IV : Présentation du projet de tunnel : Constantine-Skikda.
- Chapitre V : Calcul des contraintes
- Chapitre VI : Modélisation (Logiciel Geo5) et discussion de résultats.
- Conclusion générale



Chapitre I
Généralité sur les tunnels

I.1. Introduction

Dans les temps modernes, le taux de croissance démographique et urbaine augmente de jour en jour d'une façon significative, qui conduit à l'augmentation du taux des trafics routiers pour assurer le transport humain et le transport des marchandises, et pour des raisons économiques et même sociologiques et stratégiques les tunnels sont particulièrement critiques, ils sont devenus les ouvrages essentiels des diverses constructions souterraines construites à l'époque moderne à des fins de communications les plus variées. Ce sont en effet des ouvrages souterrains destinés à établir une connexion ou une liaison entre deux points en vue d'instaurer des possibilités de transport ou de communication en supprimant obstacles topographiques et urbains qui les séparent.

I.2. Définition d'un tunnel

Un tunnel est une galerie souterraine livrant passage à une voie de communication (chemin de fer, canal, route, chemin piétonnier). On peut classer comme tunnels les grands ouvrages hydrauliques souterrains, tels que les aqueducs, collecteurs et émissaires destinés soit à l'amenée, soit à l'évacuation des eaux et certaines conduites établies en liaison avec les barrages et usines hydro-électriques [1].

I.3. Différentes catégories de tunnel

Les ouvrages souterrains constituent la solution adaptée à la création de nouvelles infrastructures en zone urbaine et au franchissement des zones montagneuses. Pour cela, au cours de ces dernières années, la réalisation de ce type d'ouvrage dans les sols meubles s'est beaucoup développée, notamment dans les zones urbaines.

Par conséquent, si nous nous référons à son objectif, nous avons plusieurs classifications de tunnels :

I.3.1. Classification des tunnels selon leur fonctionnement

- ❖ **Les tunnels de communication parmi lesquels :**
 - Les tunnels ferroviaires.
 - Les tunnels routiers.
 - Les tunnels de navigation.



Figure I.1 : Tunnel ferroviaire **Figure I.2 :** Tunnel routier **Figure I.3 :** Tunnel de navigation

❖ **Les tunnels de transport :**

- Adductions d'eau.
- Galeries hydrauliques.
- Égouts.
- Galeries de canalisation.



Galleries hydrauliques

Marchandises

Egouts

Figure I.4. Tunnels de transport et d'évacuation

❖ **Les tunnels et cavités de stockage :**

- Garages et parkings.
- Stockages liquides ou gazeux.
- Dépôts.

I.3.2. Classification des tunnels selon leur mode d'exécution :

On peut distinguer :

I.3.2.1. Les tunnels ou cavités construits à ciel ouvert :

Considérés que les tunnels superficiels sont caractérisés selon Panet (1995) par le rapport ($H < 2B$).

- H est la profondeur de l'axe du tunnel.
- B est la largeur du tunnel.

I.3.2.2. Les tunnels construits en souterrain à faible profondeur :

Les tunnels situés à faible profondeur sont caractérisés selon Finie (1981) par un rapport ($H/B < 10$).

H est la profondeur du terrain de recouvrement.

B est la largeur du tunnel.[3]

I.3.2.3. Les tunnels construits en souterrain à forte profondeur :

Si le diamètre du tunnel (ou le diamètre équivalent lorsque la section transversale n'est pas circulaire) est inférieur à la profondeur de son axe, c'est-à-dire $H / B > 10$, où H est la profondeur du tunnel, le tunnel est considéré comme plus profond. L'axe du tunnel, le diamètre de B. Cela revient à dire qu'en raison du poids de la couche de sol à la profondeur moyenne du tunnel (la profondeur du tunnel), la variation de la contrainte verticale avant et entre l'excavation est négligeable par rapport à la contrainte verticale avant les fouilles.

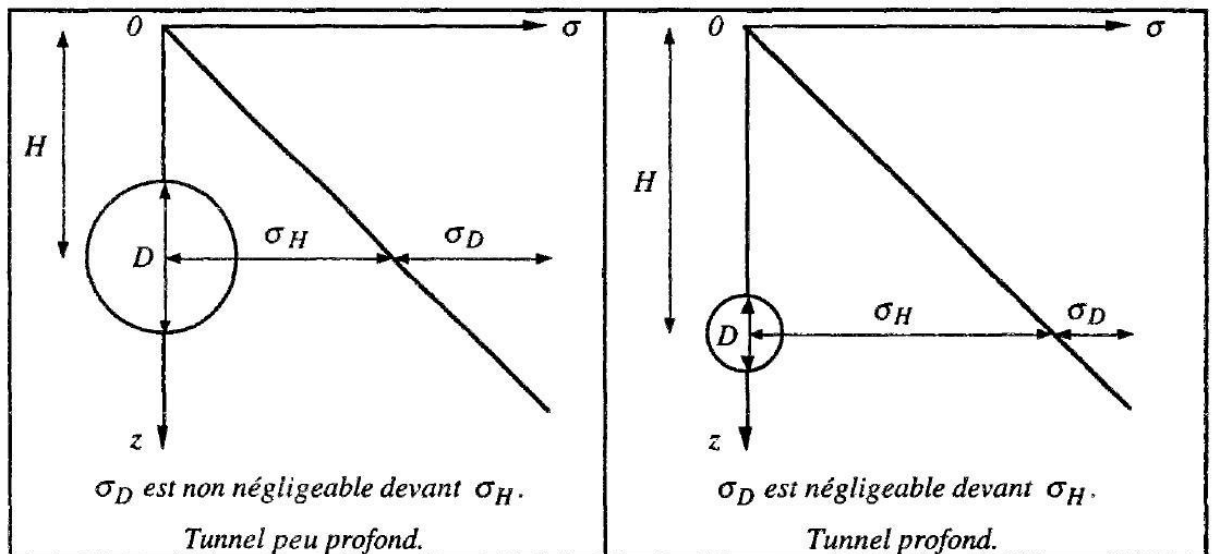


Figure I.5 : distinction entre tunnels profonds et peu profonds.[4]

I.3.2.4. Les tunnels construits par éléments immergés

Les tunnels immergés sont un processus de traversée de rivières navigables ou de ports de mer dans des conditions compétitives. Dans ce cas, une plus grande profondeur de la rivière (15 à 16 m) et une plus grande liberté doivent être mises de côté Hauteur (45 à 55 m) des navires, d'autres solutions, comme un pont fixe avec une grande portée et une longue pente d'entrée, doivent être laissées en permanence, ou un trou très profond dans la fondation doit être creusé,

ce qui n'est pas toujours faisable. La construction de tunnels ouverts dans la partie couverte par un batardeau continu gênera la navigation et augmentera le débit d'eau.

I.3.3. Classification des tunnels selon la forme des ouvrages

On peut distinguer :

- Les tunnels proprement dits et les puits qui sont des ouvrages à grand développement linéaire et dont la section est constante ou peu variable.
- Les cavités aux formes plus ramassées et souvent moins régulières dans lesquelles aucune des dimensions n'est prépondérante.

I.4. Terminologie des tunnels :

Sur la figure on trouve quelques notions sur la terminologie des tunnels

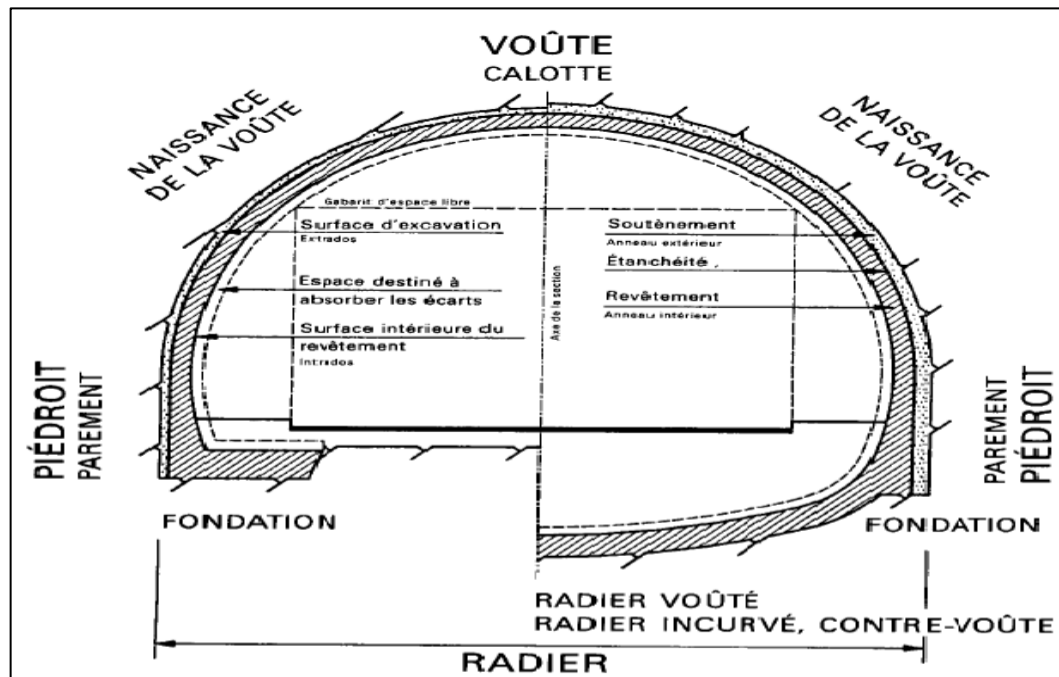


Figure I.6 : Profil en fer à cheval sans/avec radié voûté

I.5. Avantage des tunnels

I.5.1. Caractéristiques du sous-sol :

Permet le franchissement d'obstacles naturels (reliefs important, cours d'eau) « espace » ou presque disponible.

I.5.2. Sécurité :

Protection naturelle du souterrain (mécanique, thermique, acoustique, hydraulique) vis-à-vis de la surface, mais au sein même du sous-sol.

I.5.3. Esthétique :

Protection de la surface (vis-à-vis des risques et de nuisances liées à certaines activités). Écran visuel naturel créé par le milieu géologique (pour dissimuler les installations disgracieuses et régler les problèmes d'esthétique)

I.5.4. Economique :

Permet la suppression des dénivellations couteuses (transport de marchandises).

Permet de minimiser la distance parcourue.

I.6. Les différentes méthodes d'exécution des tunnels

Il y'a quatre méthodes principales d'exécution des tunnels qui sont utilisées. Le choix de la technique à utiliser résulte d'un compromis entre les exigences liées à la géométrie de l'ouvrage à construire, les caractéristiques du terrain à creuser, les spécificités du site et de son environnement et les contraintes géologiques et hydrogéologiques (présence ou non de la nappe phréatique).

- Tunnel dans le rocher :
 - Méthode traditionnelle à l'explosif.
 - Méthode par attaque ponctuelle.
- Tunnel en terrain difficile :
 - Méthode par prédécoupage mécanique ;
 - Méthode de creusement au tunnelier.

Les avancées des dernières années dans les technologies de perçage, de soutènement et de revêtement permettent aujourd'hui d'effectuer des travaux sur tous types de terrains.

I.7. Les étapes d'exécution de projet d'un tunnel

Les principales étapes à suivre lors de l'étude d'un projet de tunnel

- Phase 1 : reconnaissance géologique du site.
- Phase 2 : détermination des contraintes *in situ* ainsi que des caractéristiques du massif.
- Phase 3 : choix d'une méthode d'excavation.
- Phase 4 : choix d'un modèle mécanique.

Calcul statique par méthode simplifiée, méthode numérique détaillée ou les deux.

- Phase 5 : concept de sécurité, hypothèses des ruptures.
- Phase 6 : excavation du tunnel.
- Phase 7 : instrumentation *in situ* et suivi des données [5]

I.8. Conditions d'une bonne étude :

Une reconnaissance de tunnel bien conduite doit obéir aux règles suivantes :

1 - Les géologues et géotechniciens chargés de l'étude doivent avoir une expérience des travaux souterrains et une bonne connaissance de la géologie et de l'hydrogéologie de la région étudiée.

2 - Ils doivent être parfaitement informés par le maître d'œuvre du « Programme » et ainsi connaître toutes les contraintes liées au projet : contraintes à imposer sur l'aménagement, marges d'installation des têtes, environnement, présence ou projet de la plupart cas à impliquer, sur un même projet, des géologues ayant une bonne connaissance de la géologie régionale et des spécialistes de disciplines diverses : hydrogéologues, tectonistes, géophysiciens, mécanique des sols ou des roches, etc. Construction ou travaux à proximité...etc.

3-Ils doivent également rester en contact étroit avec l'ingénieur en charge du projet pour s'assurer que le relevé réalisé correspond bien aux exigences de l'ingénieur pour la conception des structures géométrie, choix de la méthode, support de dimensionnement, revêtement... etc.

4-Le chef de projet doit réserver suffisamment de temps pour chaque étape de la procédure afin que l'enquête requise à chaque étape puisse être pleinement menée. Il est à noter que dans certains cas, ces délais peuvent être très longs, par exemple pour la bibliothèque de reconnaissance.

I.9. Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques :

Les reconnaissances et les études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques doivent fournir au concepteur du tunnel toutes les informations nécessaires, telles que :

I.9.1. Reconnaissances géologiques :

I.9.1.1. Objectif :

Pour les reconnaissances géologiques :

La géologie régionale, histoire géologique et tectonique du massif, la description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, leur qualité et leur discontinuité.

I.9.1.2. Moyens de reconnaissances géologiques :

- ✓ **Inventaire des données existantes :**
- ❖ Documents cartographiques (carte géologique 1/50000 essentiellement) et photographiques (photos aériennes et photos satellites).
- ❖ Documents géologiques produits par les facultés, les écoles, laboratoires de recherche.
- ❖ Renseignements météorologiques.

✓ **Levé géologique de surface :**

Le levé géologique détaillé du site et sa transcription sous forme de documents graphiques tels que cartes, coupes, blocs-diagrammes, schémas interprétatifs constituent l'outil fondamental et prioritaire du géologue.

Le levé géologique doit obligatoirement comporter :

- ❖ Le levé de tous les affleurements avec indication de leur validité.
- ❖ Le recensement des éléments relatifs à la structure tectonique (mode de plissements).
- ❖ La mesure de l'orientation des discontinuités dans le cas des roches (stratification, diaclases, schistosité, fissures).

I.9.2. Reconnaissances hydrogéologiques :

I.9.2.1. Objectif :

Les reconnaissances hydrogéologiques : les informations aquifères et les terrains imperméables, la nature des venues d'eau possibles le long du tracé, leur charge, leur débit, la composition chimique et minéralogique des eaux.

I.9.2.2. Moyens de reconnaissances hydrogéologiques :

✓ **Inventaire des données existantes :**

- ❖ Documents et études donnant des indications sur les nappes et les caractéristiques hydrauliques des terrains dans la zone concernée (sondages antérieurs, pompages, ...etc).
- ❖ Documents climatiques et météorologiques.
- ❖ Archives de constructions et météorologiques.
- ❖ Archives de constructions d'ouvrages souterrains dans les conditions analogues ou situées à proximité, puits de pompage en site urbain, etc

✓ **Levé hydrogéologique de surface :**

- ❖ Il est effectué en même temps que le levé géologique et peut comprendre :
- ❖ Le levé des sources, puits, ...
- ❖ Le levé des zones d'infiltration.
- ❖ Les mesures de débit des sources et puits (à répéter pour pouvoir prendre en compte les variations saisonnières).

Les synthèses des levés géologiques et hydrogéologiques figurent généralement sur le même document.

I.9.3. Reconnaissances géotechniques :

I.9.3.1. Objectif :

Les objectifs de l'étude géotechnique :

- De déterminer les valeurs des paramètres déterminants pour l'analyse des conditions de stabilité et pour le dimensionnement des soutènements et revêtements.
- De recueillir toutes les informations nécessaires pour situer les différents matériaux étudiés au sein des classifications géotechniques.
- De détecter les points singuliers et les précautions particulières qu'il convient de prendre pendant les travaux.
- Et de procéder aux études spécifiques relatives à la mise en oeuvre des méthodes d'exécution envisagées.

I.9.3.2. Moyens de reconnaissances géotechniques :

✓ Inventaire des données existantes :

- Documents et études donnant des indications sur les caractéristiques mécaniques des sols, et des roches des conditions analogues.
- Archives de constructions d'ouvrages souterrains situés à proximité ou dans des massifs similaires.

✓ Essais de laboratoire :

On se bornera à citer les essais les plus utilisés dans le cadre des reconnaissances des ouvrages souterrains.

✓ Sols :

Essais d'identifications : masse volumique, teneur en eau naturelle, indices des vides, limites d'Atterberg, granulométrie et sédimentométrie, minéralogie.

Pour déterminer les caractéristiques mécaniques des sols et de calculer la déformation de la surface : essais de cisaillement à la boîte, essais triaxiaux, essais œdométriques, gonflement, essais de compression simple.

✓ Roche :

Densité sèche, porosité, teneur en eau naturelle, vitesse du son, essais de compression simple, mesures du module d'Young et du coefficient de poisson, essais de Franklin et brésilien pour la détermination des caractéristiques mécaniques de la roche.

Essais de cisaillement à la boîte pour la détermination des caractéristiques de joints. Essais triaxiaux, essais œdométriques, gonflement, essais d'altérabilité, analyses minéralogiques pour les roches et susceptibles d'évoluer rapidement (marnes, anhydrites...). Essais particuliers (abrasivité, formabilité...) nécessaires à l'étude d'emploi de machines à forer.

Il faut retenir que la validité des résultats de tous ces essais est liée à la qualité des échantillons prélèvements et à leur représentativité. Les spécifications techniques concernant de ces prélèvements doivent donc être clairement définies dès le début des reconnaissances.

I.10. Conclusion :

Une brève explication des ouvrages souterrains a été présentée dans ce chapitre, avec une exposition des différents types et classification de ces ouvrages selon leur fonctionnement, leur mode d'exécution et leur forme. La réalisation de ces ouvrages nécessite une étude et une conception approfondies basées essentiellement sur les reconnaissances géologiques, géotechniques et hydrogéologiques du terrain.



Chapitre II
Techniques de Creusement des Tunnels

II.1. Introduction

Les tunnels peuvent être creusés dans une variété de terrains, et les techniques d'excavation dépendent de la nature du sol ou de la roche. Quelques notions de base sont nécessaires avant de parler sur les techniques de construction de tunnels. Les différentes données doivent donc être prises en compte, comme le type de sol, sa stabilité et la profondeur à laquelle on souhaite atteindre, etc. C'est ainsi que les techniques de construction doivent prendre en compte l'hydrologie et la géologie du sol.

II.2. Technique de creusement

Les gens construisent des tunnels depuis l'Antiquité. Les techniques de construction autrefois pignon et creusées à la main se sont progressivement développées, les techniques de creusement ont beaucoup évolué ces dernières années, le choix de la méthode de creusement est le point décisif du projet d'un point de vue financier et de planification. Différentes méthodes d'excavation peuvent être effectuées selon différents modes d'attaque en fonction de la qualité du terrain rencontré.

On peut distinguer deux types de terrain :

- Creusement dans les terrains meubles.
- Creusement dans les terrains durs.

II.2.1. Exécution du creusement dans les terrains meuble

Parmi les différentes machines, on peut citer :

- **Le Bouclier a front pressurisé**

Ce type de couverture est particulièrement adapté aux sols mous et aux aquifères, se produit généralement dans les formations de vallée alluviales et sédimentaires. Il a progressivement remplacé les méthodes de traitement sur le terrain par la congélation ou l'injection, ce qui s'est avéré nécessaire dans des formations très difficiles, entraînant de longs délais et des coûts de production élevés.

- A) Bouclier d'air comprimé : Cette ancienne méthode de confinement est encore largement utilisée pour connaître la pression hydrostatique en répondant à certaines conditions géologiques (couverture du sol suffisante, granulométrie fine, présence d'un niveau perméable). Les inconvénients de ce procédé sont

généralement liés à l'hétérogénéité du sol et aux fuites d'air qui peuvent conduire à un risque accru d'affaissement. Des processus supplémentaires (jeu de glissement partiel, boue avant, couverture mécanique) aident à réduire certaines des restrictions sur l'utilisation de l'air comprimé.



Figure II.1 : Bouclier à air comprimé

B) Bouclier à pression de boue : La pression de rétention des boues équilibre à la fois la pression hydrostatique et la pression du sol avec des boues imperméables qui se déposent sur la surface de travail. Les boues chargées avec le matériau excavé avec la tête de coupe sont extraites en continu à l'aide de pompes hydrauliques et le matériau est transporté hydrauliquement. Ce procédé nécessite l'installation d'une station d'épuration pour poncer les boues et les régénérer. Les limites d'utilisation sont liées à des sols hétérogènes avec la présence de blocs nécessitant un concassage voire une intervention frontale, et des sols très imperméables nécessitant des additifs dans les sédiments.

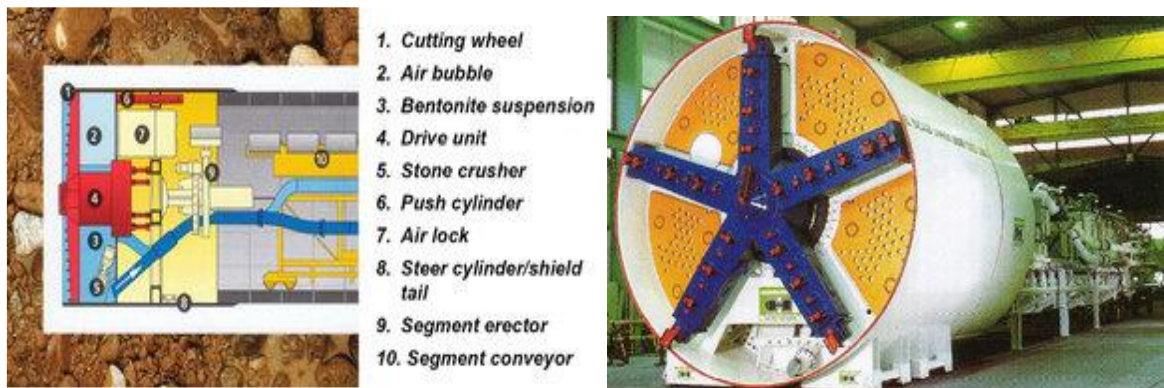


Figure II.2 : Bouclier à boue

C) Bouclier à pression de terre : Dans ce type de bouclier, les déblais sont fermés dans la chambre d'abattage et évacués avec un débit adapté à la vitesse du bouclier. Le substrat, quant à lui, doit être suffisamment maniable pour fournir une pression uniforme dans la chambre et suffisamment imperméable pour maintenir une pression d'eau vers l'avant suffisante, le cas échéant, pour créer un gradient de pression dans le bouclier. Comparé au confinement hydraulique des boues, le type de protection contre les chocs permet un fonctionnement en mode fermé ou ouvert sans modification significative, et conduit ainsi à des taux de progression plus élevés.

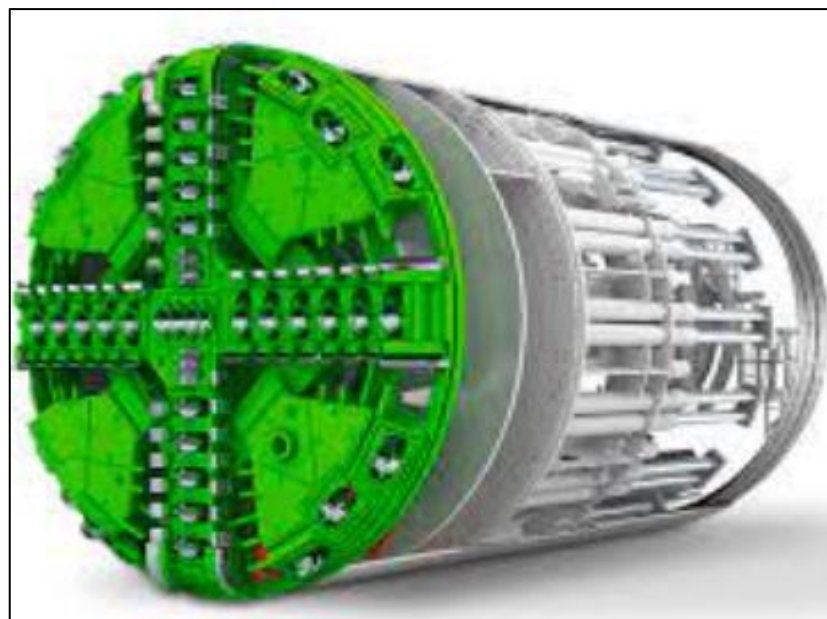


Figure II.3 : Bouclier à pression de terre

D) Bouclier à pression de terre : Appelé aussi couvercle aveugle, utilisé en terrain très mou et malléable ($C_u < 30\text{KPa}$), ce matériau est équipé à l'avant d'une cloison fixe avec des trous réglables. Pour des sols plus cohésifs, il peut être équipé d'un disque de coupe percé de lumières réglables pour l'évacuation des plants (sous forme de copeaux). La stabilité du front est assurée par la force de pression de la machine elle-même.

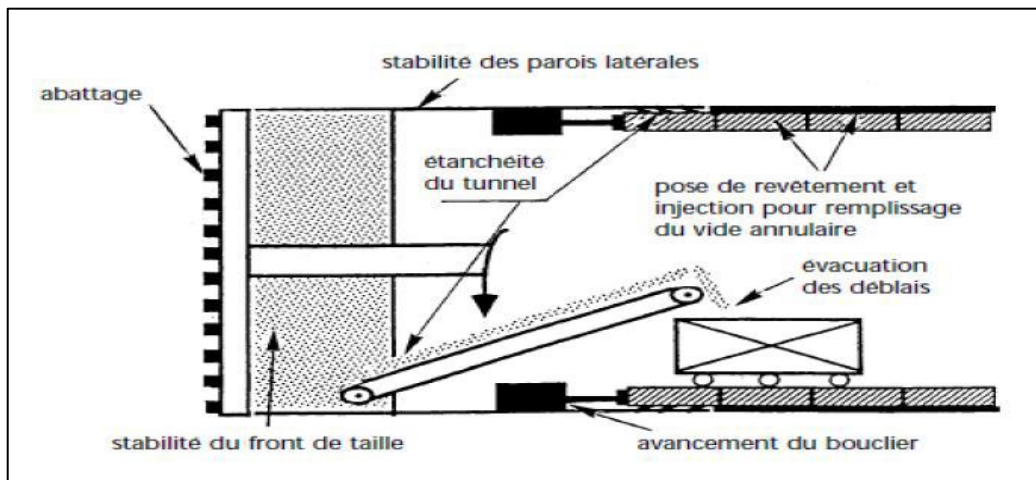


Figure II.4 : Bouclier à pression mécanique

E) Les boucliers ouverts (non pressurisés) : Laisant le front visible et accessible, ils peuvent être utilisés au mieux dans des sols cohésifs sans pente hydraulique importante et qui ne présentent aucune instabilité en façade ou en roches tendres.

II.2.2 Exécution dans les terrains durs :

Dans le cas d'un sol dur ou de roches, on peut avoir deux types de creusement :

- Creusement mécanique.
- Creusement explosif.

On peut citer deux exercices principaux :

- Machine à attaque global T.B.M
- Creusement à attaque ponctuelle B.T.M

II.3. Méthode de creusement mécanique

En 1881, la première machine à creuser un tunnel mécanique est conçue effectuée par le colonel de Beaumont, lors de la première reconnaissance pour construction du tunnel sous la Manche. Cette machine a creusé avec succès 2,5 km 2,14 mètres de diamètre entre 1882 et 1883.

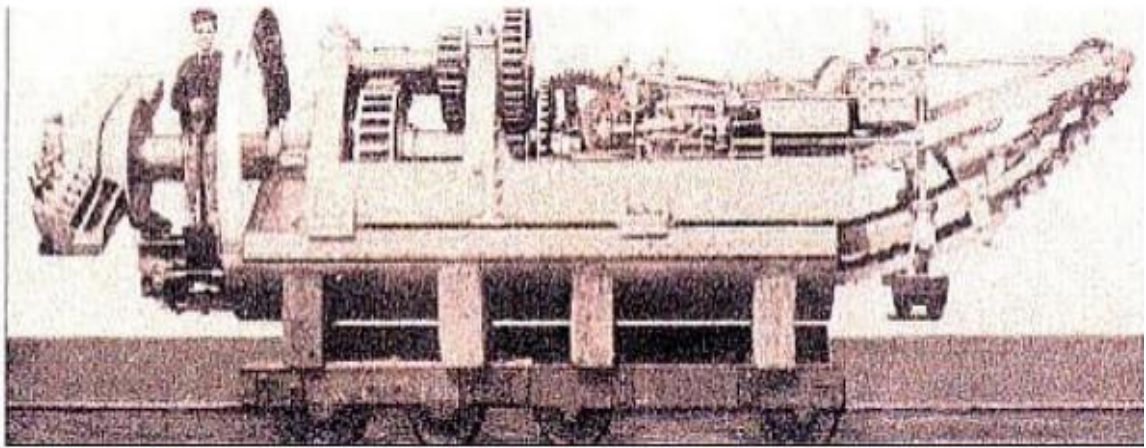


Figure II.5 : Perforatrice Beaumont, construite en 1882 pour la tentative du percement des tunnels sous la manche (extrait de l'ouvrage AFTES 2000).

II.3.1. Machine à d'attaque globale (Tunnelier) :

Le creusement mécanisé des tunnels a connu des développements importants durant les vingt dernières années, en particulier grâce à l'apparition et aux évolutions technologiques des tunneliers. Ils ont permis d'élargir le domaine de réalisation des tunnels dans des conditions géologiques délicates, pour une grande gamme de diamètres et de terrains (sols meubles, roches tendres, argiles molles, terrains instables ou aquifères, etc.) en améliorant considérablement la productivité des chantiers.[5]



Figure II.6 : Tunnelier à bouclier

II.3.2. Machine à d'attaque ponctuelle

Les machines d'attaque ponctuelle sont généralement montées sur un châssis à chenilles automoteur. Ce châssis supporte un bras mobile éventuellement télescopique équipé d'une tête de fraisage capable de balayer une face avant plus ou moins grande autour de sa position moyenne. Sur les machines à entraînement radial (telles que Paurat, Dosco, Demag ou certains Eickhoff), la fraise tourne autour d'un axe situé dans le prolongement du bras. Dans les machines à coupe croisée (Alpine, Westfalia ou certains Eickhoffs), le couteau, également appelé tambour, tourne autour d'un axe perpendiculaire au bras et attaque tangentielllement la surface du front.

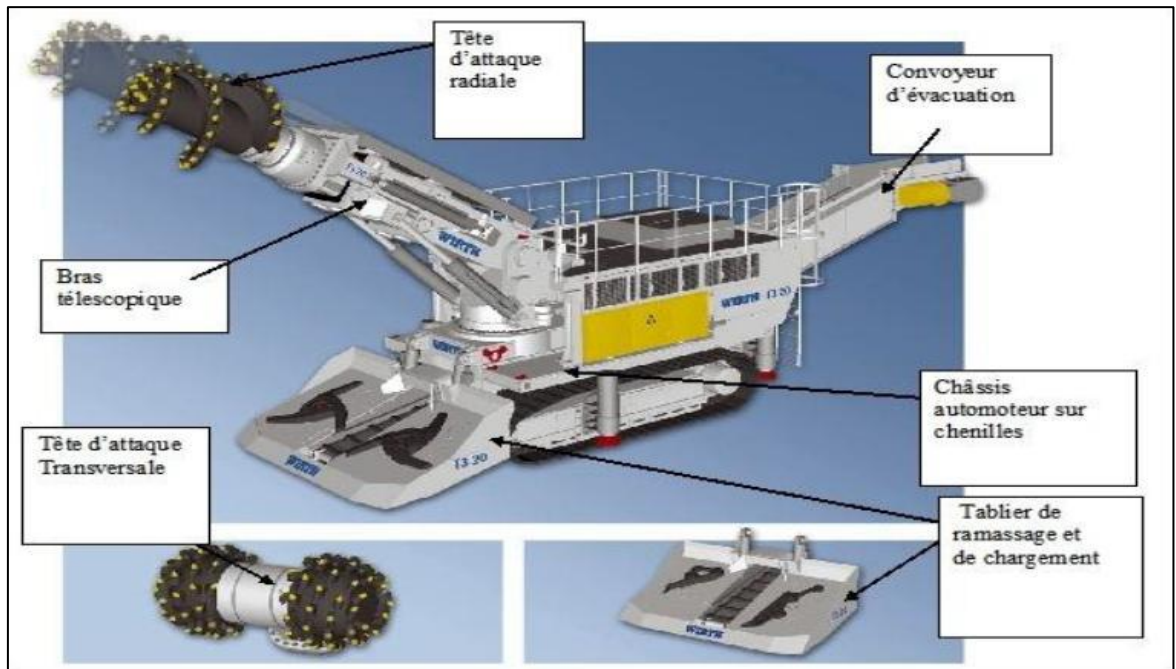


Figure II.7 : Machine à attaque ponctuelle

II.3.3. Creusement à l'explosif :

Pendant de nombreuses années, l'abattage à l'explosif était le plus fréquent utilisé pour creuser des tunnels dans des roches de dureté moyenne à élevée, dans la mesure où elle est également connue sous le nom de méthode conventionnelle de creusement de tranchées. Il est largement utilisé pour faire des tunnels dans les rochers, pour lesquels des explosions manuelles (marteaux, pelle hydraulique) ou les terrassements mécaniques ne sont plus possibles de ce point de vue technique ou économique.

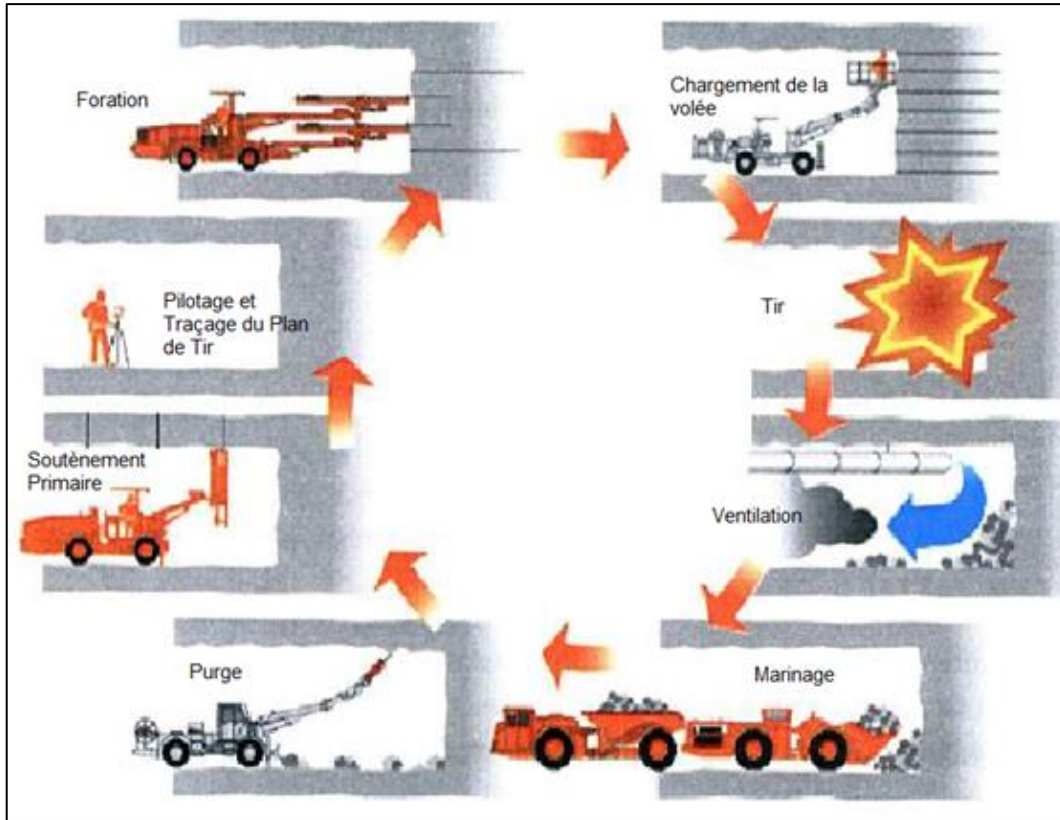


Figure II.8 : Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif.

II.4. Méthodes de creusements :

On distingue trois méthodes de creusement :

- _ Méthode de creusement à pleine section.
- _ Méthode de la demi-section.
- _ Méthode de la section divisée

II.4.1. Méthode à pleine section

✓ Description

Il faut comprendre que la méthode d'excavation en pleine section comprend des techniques progressives qui provoquent un nettoyage complet unique de la section principale de la structure. Dans la méthode d'excavation en demi-section, la partie supérieure de la section transversale est d'abord creusée, la partie inférieure est réalisée avec un décalage dans le temps. Si nécessaire, le support doit être renforcé avant de creuser la bande, à la fois dans la partie supérieure (arches, boucliers, béton projeté, béton) et dans la partie inférieure (micropieux sous les supports de voûte, jointoiment des colonnes sur

les parois latérales). En général, le revêtement final n'est appliqué qu'une fois que toute la section a été déterrée.



Figure II.9 : creusement à pleine section

✓ **Domaine d'application**

La méthode de creusement à pleine section nécessite un équipement considérable (hauteur de tranchée élevée, importance du volume de décapage à chaque vol), elle fonctionne donc bien quand il semble qu'elle peut être utilisée sur de grandes longueurs. Sol homogène, ne nécessitant aucun support autre que des boulons et du béton projeté. L'évolution du matériel tend à augmenter au maximum le nombre de sites attaqués. Le cas échéant (en soutenant le front au besoin), la méthode d'excavation de section complète est plus préférable pour contrôler les mouvements, car elle évite les problèmes de ré-excavation en terrain déjà confiné.

II.4.2. Méthode de demi-section

✓ **Description**

La méthode de creusement en demi-section consiste à creuser la moitié supérieure du tunnel (CALLOTE), qui peut atteindre une hauteur de 5 à 6 mètres. Nous installons des cintres pour le sécuriser et coulons le béton, puis creusons la seconde moitié inférieure (croix). Il est recommandé pour les grands tunnels (supérieurs à 40 à 50 m²), car il permet de contrôler les problèmes de stabilité en tenant compte de la réduction de la taille de la face de travail.

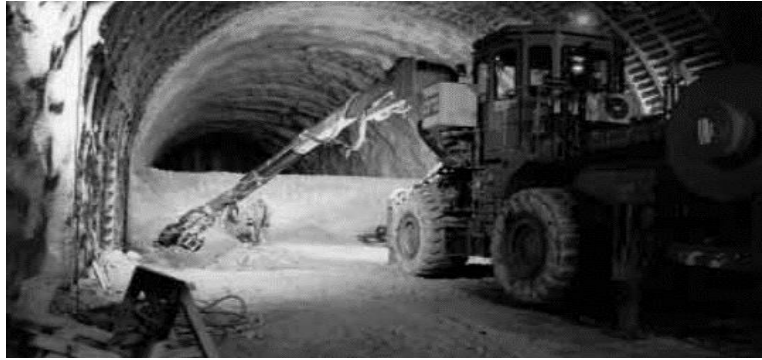


Figure II.10 : creusement à demi-section

✓ **Domaine d'application**

Dans les sols hétérogènes qui nécessitent beaucoup de supports, l'excavation en demi-section est plus adaptée. Ensuite, il peut être utilisé très largement en modifiant la longueur d'avancement de l'unité. Sur certains terrains difficiles, le support peut être installé très rapidement en plaçant le support dans l'excavation extérieure et en le flambant temporairement sur la clôture centrale. Contrairement aux méthodes de creusage de trous dans des sections séparées (comme les couloirs de faîtage, les passages de naissance et les cours d'exploitation forestière), le but fondamental de la demi-section est de permettre l'installation rapide de supports ou de revêtements dans toute la partie supérieure. Par rapport à l'ensemble de la pièce, il présente les avantages suivants : il nécessite moins de matériau et adopte la méthode de terrassement habituelle pour creuser la fosse de fondation.

II.4.3. Méthode de la section divisée

✓ **Description**

La méthode de creusement en section divisée est utilisée pour les tunnels de gabarit important et avec un front de taille non stable. Cette méthode consiste à diviser le front de taille en plusieurs sections avec la mise en place d'un soutènement provisoire pour chaque partie creusée (Figure II.11). Cependant, cette technologie présente des inconvénients économiques, puisqu'elle nécessite beaucoup de matériaux et matériel et un temps d'application relativement long.

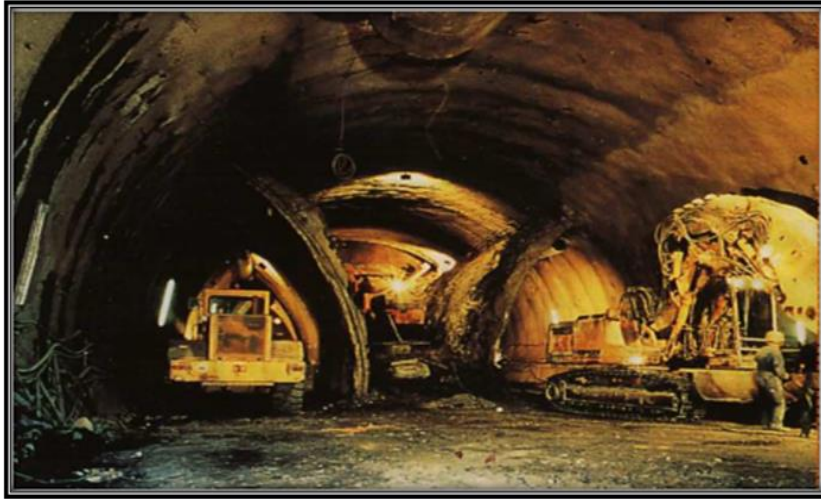


Figure.II.11 : Méthode de section divisée

✓ **Domaine d'application**

Avant le développement des méthodes de pré-appui et de renforcement de front de taille, lorsque les caractéristiques du sol ne sont pas suffisantes pour garantir que le front de taille a une stabilité suffisante en pleine ouverture ou en demi-section, la méthode de propulsion segmentée est utilisée.

II.5. Les mouvements de sol au moment de creusement d'un tunnel

Lors de l'excavation des tunnels, des perturbations vont déséquilibrer le comportement interne du massif, créant des déformations et des déplacements du sol, il en résulte des tassements plus ou moins significatifs qui peuvent affecter la stabilité des constructions voisines (bâtiments et ouvrages d'art). En site urbain désordres peuvent avoir conséquences humaines et économiques inacceptables.

L'importance de ces tassements est en relation étroite avec les conditions géologiques et hydrologiques, la profondeur de l'ouvrage souterrain et la méthode de réalisation retenue. Les mouvements de surface apparaissent en fait comme liés à une série de phénomènes concomitants dans le court terme [7] :

- a) Perte de sol au front de taille ;
- b) Déplacement de sol vers le vide laissé, soit par le bouclier lors de sa progression, ou la distance de pose du soutènement en arrière du front de taille ;
- c) Déplacement de sol vers les vides latéraux créés par le bouclier ;

d) Déformation du soutènement du tunnel ;

II.6. La nouvelle méthode autrichienne :

La nouvelle méthode autrichienne (NMA, ou NATM en anglais) a été développée dans les années 1960 et a découvert tout intérêt dans le domaine des roches fragiles. L'idée générale de cette méthode est d'utiliser de la roche intacte à quelques mètres du tunnel pour stabiliser la roche à proximité de la structure. A cet effet, une longue tige d'acier est enfoncée dans la roche puis boulonnée.

II.6.1. Principes de méthodes NATM :

NATM intègre les principes du comportement des masses rocheuses sous la charge et le suivi de la performance de la construction souterraine pendant la construction. Le NATM n'est pas un ensemble de travaux d'excavation et de techniques spécifiques de soutien et a souvent été décrite comme une 'conception' approche de la tunnellation fournissant un rapport optimiser en fonction des conditions des sols observées, mais plus exactement il s'agit d'une "conception que vous surveillez" approche basée sur la convergence et la divergence observée dans la muqueuse ainsi que la cartographie des conditions de la roche dominante.

Il y a sept éléments sur lesquels est basée la méthode NATM

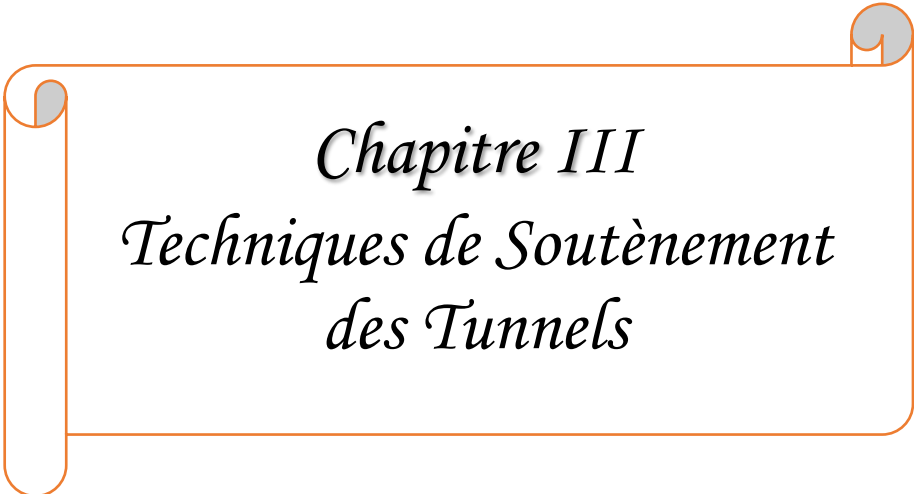
NATM comprend sept éléments :

1. Exploitation de la résistance de la masse rocheuse native : dépend de la conservation de la résistance intrinsèque de la masse rocheuse environnante en tant que composant principal du support du tunnel. Le support principal est dirigé pour permettre à la roche de se soutenir.
2. Béton projeté protection : Ameublissement et roche excessive déformation doit être minimisé. Ceci est réalisé en appliquant une fine couche de béton projeté immédiatement après l'avancée de la face.
3. Mesure et surveillance : Les déformations potentielles de l'excavation doivent être soigneusement surveillées. NATM nécessite l'installation d'instruments de mesure sophistiqués. Il est intégré dans la doublure, le sol et forage. En cas de mouvements observés, des supports supplémentaires ne sont installés qu'en cas de besoin, avec une économie globale résultante au coût total du projet.

4. Support flexible : La doublure principale est mince et reflète les récentes couches conditions. Un support actif plutôt que passif est utilisé et le tunnel est renforcé par une combinaison flexible de boulons de roche, treillis métallique et nervures en acier, non par un revêtement en béton plus épais.
5. Clôture du inverser : particulièrement cruciale en terrain mou, la fermeture rapide de l'invert (la partie inférieure du tunnel) qui crée une bague porteuse est importante, et présente l'avantage d'engager la force inhérente de la masse rocheuse entourant le tunnel.
6. Arrangements contractuels : Le NATM étant basé sur des mesures de surveillance, des changements de support et de méthode de construction sont possibles, mais seulement si le système contractuel le permet.
7. Classification des masses rocheuses, allant de très dur à très doux, détermine les mesures de soutien minimales requises et évite le gaspillage économique résultant de mesures de soutien inutilement fortes. Des conceptions de système de support existent pour chacune des principales classes de roches. Celles-ci servent de lignes directrices pour le renforcement des tunnels.

II.7. Conclusion

Le choix des techniques et des méthodes de creusement de tunnel dépend essentiellement de la nature du terrain et de matériel disponible sur chantier. L'ingénieur du site ou le concepteur doivent tenir compte la forme du tunnel ainsi que leur gabarit pour assurer la stabilité du terrain que ce soit au front de taille ou à la paroi latérale, et la sécurité des ouvriers en phase de réalisation de tunnel.

A decorative scroll frame with an orange border and grey scroll tabs at the corners. The text is centered within the frame.

Chapitre III
Techniques de Soutènement
des Tunnels

III.1. Introduction

Les ouvrages de soutènement sont des ouvrages courants de génie civil. Ils sont construits en nombre pour des usages aussi variés que le blindage d'excavation pour la réalisation d'ouvrages souterrains (parking, voirie, sous-sols d'immeubles, etc.) La détermination des forces agissant entre le sol et les structures porteuses est une étape importante en géotechnique. Une conception sûre et économique d'un écran de soutènement nécessite une connaissance approfondie des pressions de terre passives et actives.

III.2. Définition

Le soutènement du sol, est une technique qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite. La retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples : préserver les routes et chemins des éboulements et glissements de terrain , structurer une berge naturelle en un quai (ports maritimes et voies navigables), rendre cultivables des zones pentues et limiter l'érosion par ruissellement (culture en terrasses), parer en soubassement les fondations d'édifices de grande hauteur ou de digues , créer des obstacles verticaux de grande hauteur (murs d'escarpe et glacis dans les fortifications), soutenir des fouilles et tranchées de chantier pour travailler à l'abri de l'eau (batardeau), établir des fondations ou créer des parkings souterrains, etc.

On trouve des murs de soutènement en pierres sèches, en moellons, en pierres de taille, en briques, en béton armé, en acier, en gabions, voire en bois ou en polymère (vinyle) [6].

III.3. Rôle de soutènement :

Il a le rôle de protection et de sécurité, pour le personnel travaillant sous terre (contre les chutes de petits blocs)

Le soutènement a pour but

- De garantir la sécurité du personnel travaillant dans la galerie,
- D'assurer la stabilité des parois de celle-ci dès la phase d'abattage du terrain et, si nécessaire, d'en limiter les déformations,
- De protéger le terrain dans le cas où celui-ci est susceptible de subir une évolution défavorable (altération, déconsolidation, etc...), après ouverture, conduisant à une diminution inacceptable de ses caractéristiques [6].

III.4. Les différents types de soutènement :

III.4.1. Les soutènements agissants par sup portage

Les cintres métalliques constituent une ossature généralement discontinue, en forme d'arc ou de portique, disposés selon la section transversale du tunnel. Ces cintre (voussoirs) peuvent être en béton armé ou en fonte, et sont spécialement employés dans les tunnels creusés avec un bouclier [7].

a) Les cintres

- **Les cintres métalliques lourds et blindage :**

Ils sont généralement utilisés comme cintres de soutènement ou de renforcement. En raison de leur inertie, ils sont en effet en mesure dans la plupart des cas, et, s'ils sont correctement appuyés et bloqués de ralentir et délimiter les déformations du terrain encaissant. La pression de soutènement qu'ils développent au contact du terrain et qui dépend des conditions de l'avancement et du délai qui s'écoule entre leur mise en place et la pose du revêtement peut permettre, dans certains cas, la stabilisation du terrain encaissant. En raison même de leur inaptitude à la déformation, certains profils sont toutefois susceptibles de rupture brutale si la pression exercée par le terrain devient, du fait de sa déformation contrariée, supérieure à la capacité de résistance du cintre. Ce peut être notamment le cas s'il s'agit de souterrains de grandes dimensions sous forte couverture. Sous cette réserve, ils peuvent être utilisés dans les cas où le maintien de la géométrie de la section est impératif ou s'il s'agit de limiter très strictement l'étendue de la "zone de terrain décomprimé autour du tunnel (tunnels urbains sous faible couverture)

Les blindages pour rôle d'assurer la continuité du soutènement de la paroi de la galerie entre les cintres. Ils constituent une sorte de peau masquant totalement ou partiellement la paroi et s'opposant à ses déformations dans l'intervalle des cintres. Ils ne sont nécessaires que dans la mesure où les caractéristiques mécaniques du terrain encaissant ne sont pas suffisantes pour lui permettre d'assurer lui-même ce transfert de charges sans déformation excessive en prenant appui directement sur les cintres. Ils peuvent également être nécessaires pour éviter la dégradation superficielle du terrain ou son érosion sous l'action des circulations d'eau [8].



Figure III.1 Soutènement par blindage

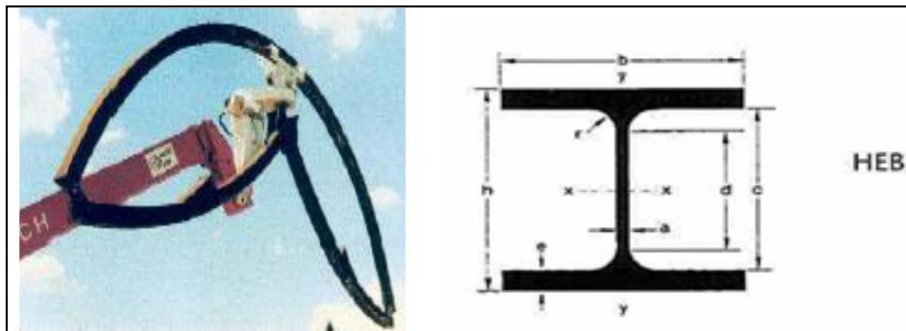


Figure III.2 Cintres lourds.

- **Les cintres métalliques légers et coulissants**

Ces cintres présentent une capacité de portance limitée et une grande déformabilité. Ils sont d'un maniement beaucoup plus aisé que les cintres rigides et peuvent être utilisés à titre uniquement de protection ou constituer un véritable soutènement du terrain. Comme dans le cas des cintres lourds, le blindage éventuel du terrain peut être assuré à l'aide de planches en bois, de plaque de tôle pliée ou de treillis soudé ; mais les cintres métalliques légers peuvent être également associés à l'utilisation de béton projeté avec lequel ils demeurent parfaitement compatibles en raison précisément de leur souplesse. On peut distinguer parmi les types de cintres métalliques légers les cintres coulissants, les profilés légers et les cintres en tôle pliée.

Dans le cas des cintres coulissants, la déformabilité est obtenue par le mode d'assemblage des éléments d'un même cintre qui permet le coulissement contrôlé des profils métalliques l'un contre l'autre. Dans les types les plus courants, les profils sont disposés en recouvrement sur une longueur d'une quarantaine de centimètres et serrés à l'aide de deux étriers ou anneaux de guidage. La résistance au glissement dépend de l'intensité du serrage des étriers. Lorsque les efforts normaux supportés par le cintre sont supérieurs à cette résistance, le coulissement se produit qui permet une légère expansion du terrain entraînant une réduction corrélative de la pression de soutènement donc de l'effort supporté par le cintre. Si le comportement du terrain est de type élastique, la stabilisation pourra intervenir rapidement. Si les caractéristiques du terrain (loi de comportement et contraintes géostatiques) sont telles que la pression de soutènement maximum que peut exercer le cintre n'est pas suffisante pour assurer la stabilité, le mouvement se poursuivra par coulissements successifs. L'amplitude et la fréquence de ces mouvements dépendent des caractéristiques du cintre et du terrain. Dans ce cas, la convergence des parois de la galerie est seulement freinée [8].

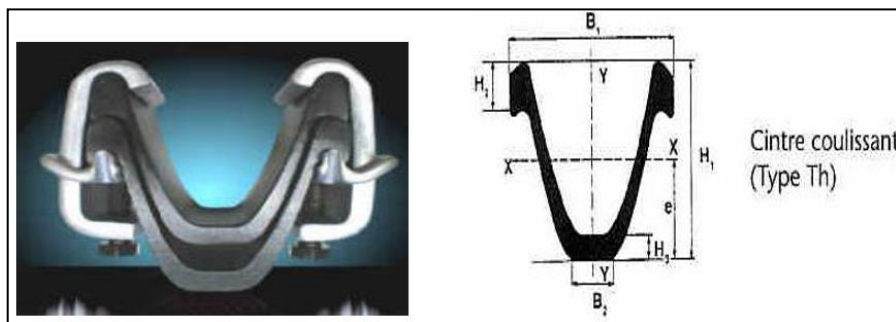


Figure III.3 Cintres légers.



Figure III.4 : Cintres TH Détail dans la voûte d'une galerie

b) Tube perforé

Pour s'opposer au tassement des terrains qui débute en avant même du front de taille, il est possible de procéder, à partir d'une chambre de forage, au fonçage de tubes métalliques disposés longitudinalement au-dessus de l'extrados de la voûte à construire et qui prendront appui sur les cintres au fur et à mesure de la progression des travaux.

Les caractéristiques et l'écartement des tubes dépendent de la nature des terrains. Dans l'application qui a été faite du procédé lors de la construction du RER à Paris, il a été utilisé des tubes d'un diamètre de 20 cm distants de 50 cm et forés sur une longueur de 30 à 50 m. Il s'agit d'un procédé sûr, mais long et coûteux dont l'emploi semble réservé à la traversée de zones particulièrement délicates et sensibles à la décompression (passage sous immeubles en mauvais terrain). On trouvera dans le numéro 5 de la Revue de l'AFTES (page 225) la description détaillée de ce procédé, les forages étant effectués à partir de chambres de travail transversales distantes d'une cinquantaine de mètres [8].

On peut classer les pré-soutènements en 3 types :

- Voûte parapluie
- Pré-voûte
- Anneau renforcé

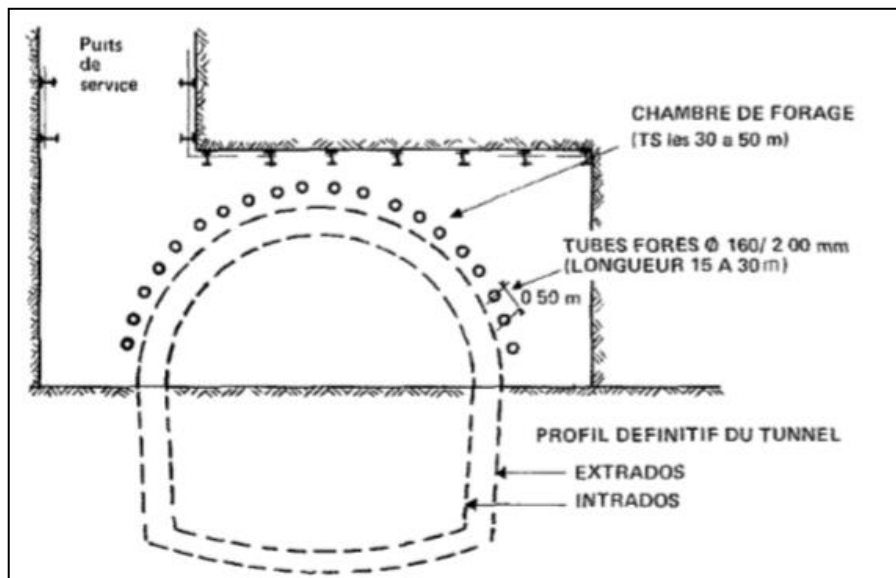


Figure III.5 Exemple de dispositif de soutènement par tubes perforés.

- **La voûte parapluie**

Il consiste à placer des barres ou tubes métalliques longitudinaux autour de la circonférence du front, le plus souvent dans le tiers supérieur ou le quart de la circonférence. Son objectif est d'obtenir la même quantité de pénétration devant le visage que sa hauteur, de limiter la décompression et d'éviter les surfaces de fracture potentielles affectant toute la longueur de la tranchée. En pratique et compte tenu des écarts lors de la perforation, la longueur des tuyaux métalliques ne dépassera pas 12 à 15 m, en outre, le chevauchement dépend de la hauteur de la section et du type de sol, et il est recommandé de ne pas être inférieure à 3 m [9].

La voûte parapluie peut se rencontrer sous deux formes particulières :

- **L'enfilage en calotte**

L'objectif de l'enfilage est d'assurer la sécurité immédiate de l'excavation avant la pose du soutènement.

- **Les voûte-parapluie emboîtées**

C'est une extension du procédé précédent, l'objectif, plus large, est de créer une véritable structure de soutènement, constituée de tubes métalliques (ou plus généralement de pieux) disposés en couronne subhorizontale suivant les contours de la section qui sera excavée et prenant appui sur des cintres posés au fur et à mesure de l'avancement [9].

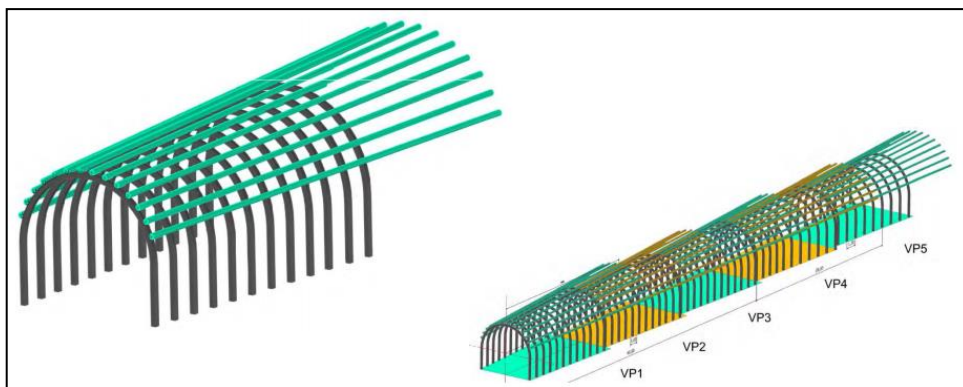


Figure III.6: exemple voûte-parapluie

▪ **Avantage du pré-soutènement par voûte parapluie**

- Assurer la stabilité durant l'excavation.
- Limiter les déformations.
- Les tubes métalliques peuvent être installés facilement en utilisant un jumbo

III.4.2. Les soutènements agissants à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant

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

- Boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine) ;
- Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier) ;
- Boulon à friction.

a) Boulons à ancrage ponctuel

Le boulonnage à ancrage ponctuel consiste à relier le plan de la surface excavée à un point profond de roche intacte. L'ancrage est généralement assuré par un dispositif mécanique (Figure III.7) mais peut occasionnellement être associé à un scellement de la barre en fond de trou par résine.

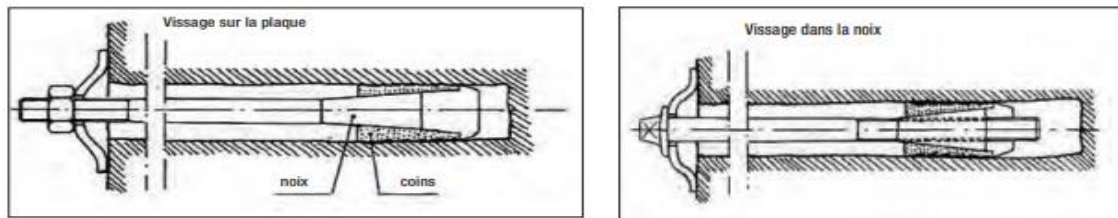


Figure III.7: Exemple Boulons à ancrage ponctuel

b) Boulons à ancrage réparti

Le boulonnage à ancrage réparti consiste à sceller des barres métalliques (ou autres) sur toute leur longueur dans le trou d'ancrage. Le produit de scellement est généralement de la résine, du mortier de ciment ou du coulis

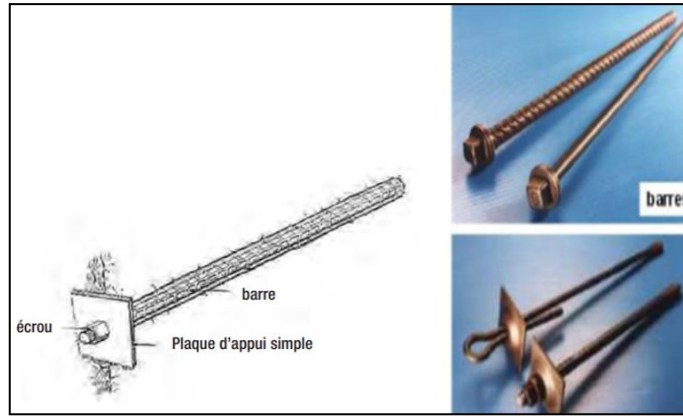


Figure III.8. Exemple Boulons à ancrage réparti

c) **Boulon à friction :**

Ils n'ont pas besoin de scellement et sont directement au contact des parois du forage par un emmanchement à force (tube fendu) ou par hydro-gonflage (dépliage d'un tube). Ces boulons, particulièrement adaptés aux roches tendres, ont maintenant pratiquement remplacé leurs aînés à ancrage ponctuel, car ils sont très rapides à mettre en place et agissent immédiatement [10].

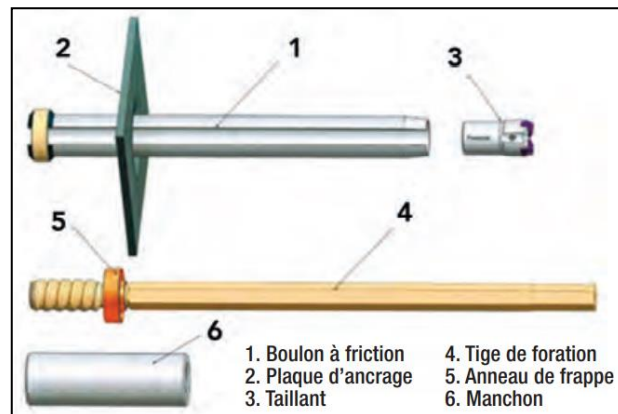


Figure. III.9: Boulons à friction.

III.4.3. Les soutènements agissent par confinement du terrain encaissant

❖ **Béton projeté**

Le béton projeté présente l'avantage de constituer une peau continue qui protège le terrain des altérations dues à l'air et à l'humidité, et qui obture les interstices. Il mit en œuvre

l'aide d'une machine de projection qui permette la projection sur une paroi sous l'impulsion d'un jet d'air comprimé.

Il existe deux techniques de projection par voie sèche ou par voie humide. La différence entre les deux techniques est liée à la manière dont l'eau de gâchage du béton est introduite (soit lors de la fabrication du béton, soit lors de l'application du béton).

Plusieurs conditions cependant doivent être remplies pour permettre l'emploi du béton projeté [11].

- Le découpage du rocher doit être assez précis pour que la coque de béton projeté présente une surface à peu près régulière.
- Le terrain doit être exempt de venues d'eau importantes qui compromettent la qualité de l'exécution et risquent de créer des sous-pressions locales incompatibles avec la résistance de la coque en béton.
- Le terrain doit présenter une cohésion minimale telle que la cavité demeure stable pendant la durée nécessaire à la projection du béton.

- **Avantages et inconvénients du béton projeté :**

La technique du béton projeté a un certain nombre d'inconvénients :

Investissement important : contrairement au béton traditionnel mis en place dans des banches, le béton projeté nécessite du matériel lourd : un compresseur avec machine à rotor et une équipe d'au moins quatre personnes. En ce sens, le béton projeté n'est pas compétitif pour des petits volumes, si ceux-ci sont réalisables à la bétonnière. Ce frein limite aussi le développement de la technique, étant donné que seules les entreprises avec des infrastructures conséquentes et des moyens financiers peuvent offrir ce type de service.

Vitesse d'exécution : une équipe correctement formée peut projeter jusqu'à 10 m³ par heure (soit 100 m² sur 10 centimètres d'épaisseur).

Coffrage limité : la technique du béton projeté ne nécessite pas de coffrage autre que celui sur lequel elle est projetée, là où le béton coulé l'est forcément dans un coffrage fond + mûr.

Chantier à accès difficiles : bien que le convoi 'compresseur + camion toupie' nécessite environ 40 mètres, la technique du béton projeté permet à un opérateur seul d'appliquer le béton dans un endroit étroit grâce au tuyau flexible.

III.4.4. Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechnique ou hydrologiques

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

III.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les principaux types de soutènement provisoire et soutènement définitif des tunnels avec une description de rôle des boulons d'ancrage dans la stabilité du terrain autour des sections excavées.



Chapitre IV
Présentation de projet

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons la description détaillée du tunnel T4 qui se trouve au Nord-est de la ville de Constantine, les reconnaissances géologiques et géotechniques adaptées, les caractéristiques mécaniques et physiques de sol, ainsi que les méthodes de creusement et de soutènement des deux tubes excavés, l'étanchéité et le drainage adaptés de tunnel.

IV.2. Présentation du tunnel El-Kentour (T4) :

Le tunnel T4 fait partie de l'Autoroute Est-Ouest, traverse Djebel El-Kantour sur une longueur totale de 2500 m. L'investigation géotechnique effectuée sur site indique que la zone en question est constituée essentiellement de marnes et d'argilites altérées surmontées par des conglomérats et des argiles dans les couches supérieures. La couverture maximale du tunnel est d'environ 235 m. La section la plus critique correspond à la plus faible couverture qui est de 17 m.

Ce tunnel autoroutier comprend deux tubes séparés par un écartement de 22 m. Chaque tube a un gabarit de 17.71 m de largeur et 12.76 m de hauteur lors de l'excavation. Un tunnel d'accès de 320 m de longueur a été conçu et connecté au tube principal à 811 m du Portail Nord, son objectif est d'améliorer l'avancement des travaux en ouvrant deux autres fronts d'attaque au milieu du tunnel tout en excavant vers le Portail Sud, ceci permet de procéder au creusement sur six (06) fronts d'attaque : deux (02) au Portail Nord, deux (02) au milieu du tunnel vers le sud et deux fronts au Portail Sud [12] .



Figure IV.1. Portails sud de tunnels T4 (photo sur site).

IV.3. Implantation et tracé de tunnel T4 :

IV.3.1. Tracé en plan :

Le franchissement du relief accidenté le PK 231+ 120 de la Section 4 a été réalisé à l'aide d'un tunnel à deux tubes. Le tracé vicinal de la RN3 desservant Constantine à Skikda sera maintenu fonctionnel.

La conception du tunnel à deux tubes a dicté la jonction à l'axe principal d'un deuxième axe qui prend naissance au PK 227+820, permettant le respect de la distance requise entre les axes des 2 tubes du tunnel. Ce second axe est projeté du côté Ouest de l'axe principal et continu jusqu'au PK 232+811,66 avant de rejoindre l'axe du tracé de l'Autoroute.

Le tunnel comprend ainsi deux chaussées séparées avec un écartement de 22 m prévu pour des besoins géologiques, et comporte aussi 5 communications inter tubes, notamment 3 galeries pour piétons et 2 galeries pour véhicules.

La grande partie du tunnel est développée sur une courbe cotée gauche de rayon 2500m pour le tube droit, et 2478m pour le tube gauche, à l'exception de l'entrée et de la sortie du tunnel qui, quant à eux, suivent un alignement droit. Deux passages d'urgence sont prévus à proximité des deux têtes du tunnel, au PK 229+170 et au PK 231+780, pour assurer le passage des véhicules de secours d'une chaussée à l'autre. De plus, deux interruptions du terre-plein central sont prévues au PK 228+825 et au PK 232+195, pour assurer le basculement de la circulation en cas d'urgence [13].

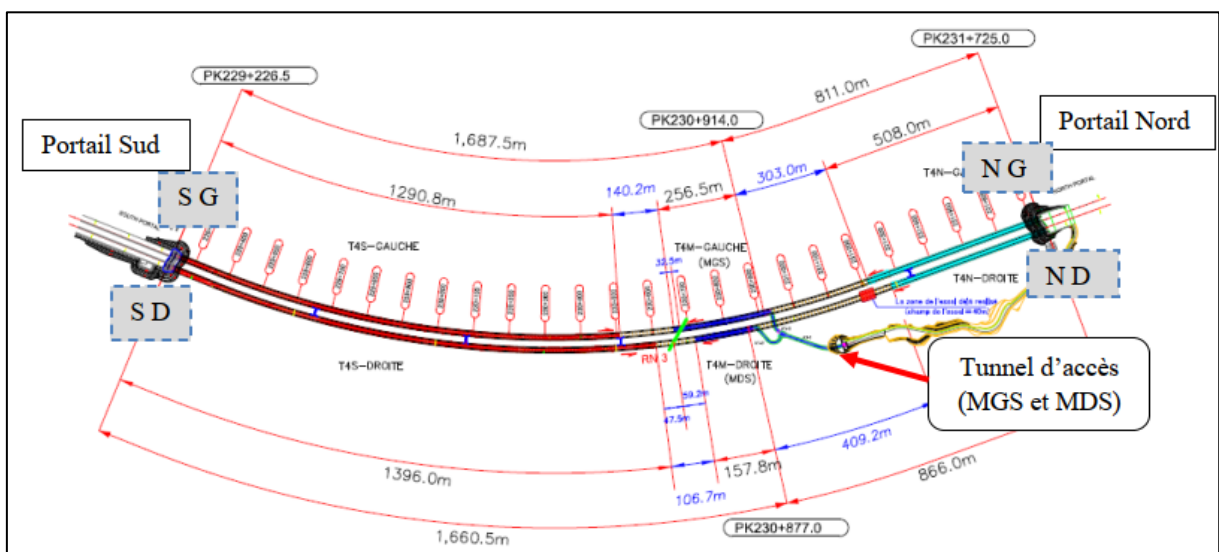


Figure IV.2 : Tracé en plan et coupe longitudinale du tunnel T4

IV.3.2. Tracer en profil :

La topographie au sommet du tunnel détermine la pente de 0,50%, ce qui entraîne une quantité considérable de remblais. Cependant, le tunnel lui-même commence par une parabole convexe d'un rayon de 12 000 m, qui traverse le tunnel jusqu'au PK 229 + 545 pour le tube gauche et PK 229 + 550 pour le tube droit. De là, la section longitudinale des deux tuyaux monte avec une pente de 3% jusqu'à ce que le tube droit atteigne PK 231 + 940 et le tube gauche atteigne PK 231 + 930 [13].

IV.3.3. Dimensions du tunnel T4 :

La section du tunnel a été choisie en fonction des caractéristiques géométriques, des données géologiques et géotechniques du terrain traversé, ainsi que de la hauteur de la toiture. Afin de tenir compte des conditions naturelles du terrain environnant, un profil arqué a été adopté pour assurer la stabilité de la structure pendant les conditions de construction et de service. Dans les sols de mauvaise qualité (Marne schisteuse et argileuse), un radier contre-voûté est prévu pour une stabilité supplémentaire (Tunnel T4), tandis que pour les parties qui traversent le calcaire, la voûte reposera sur des fondations en lames latérales. La section transversale typique des tunnels T4, ainsi que les données géométriques relatives sont présentées dans la Figure IV.3 qui comprend :

- Trois (3) voies dans chaque tube, d'une largeur de 3,50 m chacune.
- Une (1) bande dérasée de 0,5 m de largeur de part et d'autre.
- Deux (2) trottoirs de 1,0 m de largeur chacun [12].

Il n'y a pas de voie d'urgence pour la section à ciel ouvert de la route du tunnel. Le dégagement minimum recommandé par les autorités est de 5,25 mètres (le resurfaçage ultérieur de la route doit être pris en considération). L'espace disponible au-dessus du gabarit permet l'installation des équipements du tunnel (éclairage, ventilation, signalisation routière).

De même, il est prévu de réserver des passages pour les câbles (télécommunications et autres), les canalisations, les bornes d'incendie et les équipements de secours. Des entrées d'eau sont également prévues pour alimenter les bornes d'incendie.

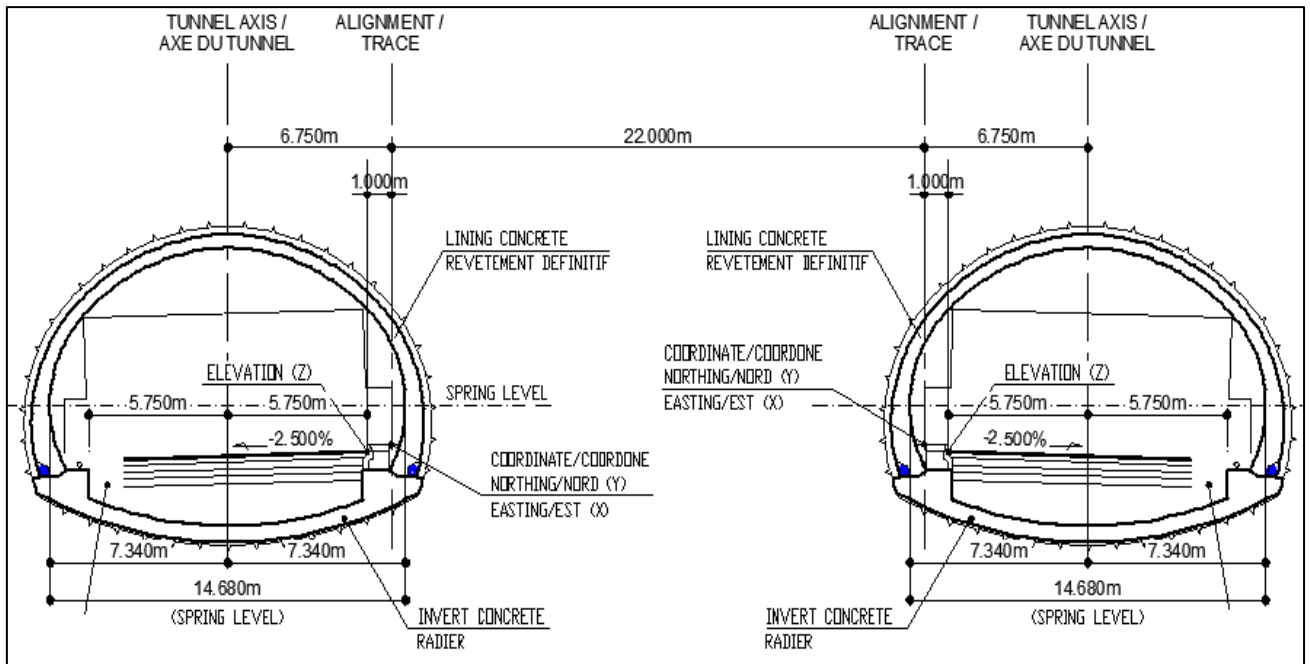


Figure IV.3. Coupe transversale du tunnel

IV.4. Reconnaissance géologique, géotechnique et hydrogéologique de tunnel T4

IV.4.1. Géologie du site :

a) Géologie régionale :

Le tunnel T4 est situé au nord-est de Constantine. Il traverse djebel el kantour du sud au nord et a une longueur totale d'environ 2500. Les traces du tunnel sont visibles sur la carte géologique au 1/50 000 Smendou La structure géologique principale de la zone est orientée le long de l'axe EAST-OUST, résultant en une intersection presque perpendiculaire à la direction du tunnel. La géologie du terrain traversant le tunnel est essentiellement la "couche tellienne" du Crétacé, composée de marnes et de calcaires, sous forme de blocs fortement plissés et cisailés, recouverts d'argile, de limon et de conglomérat. Sédiments quaternaires.

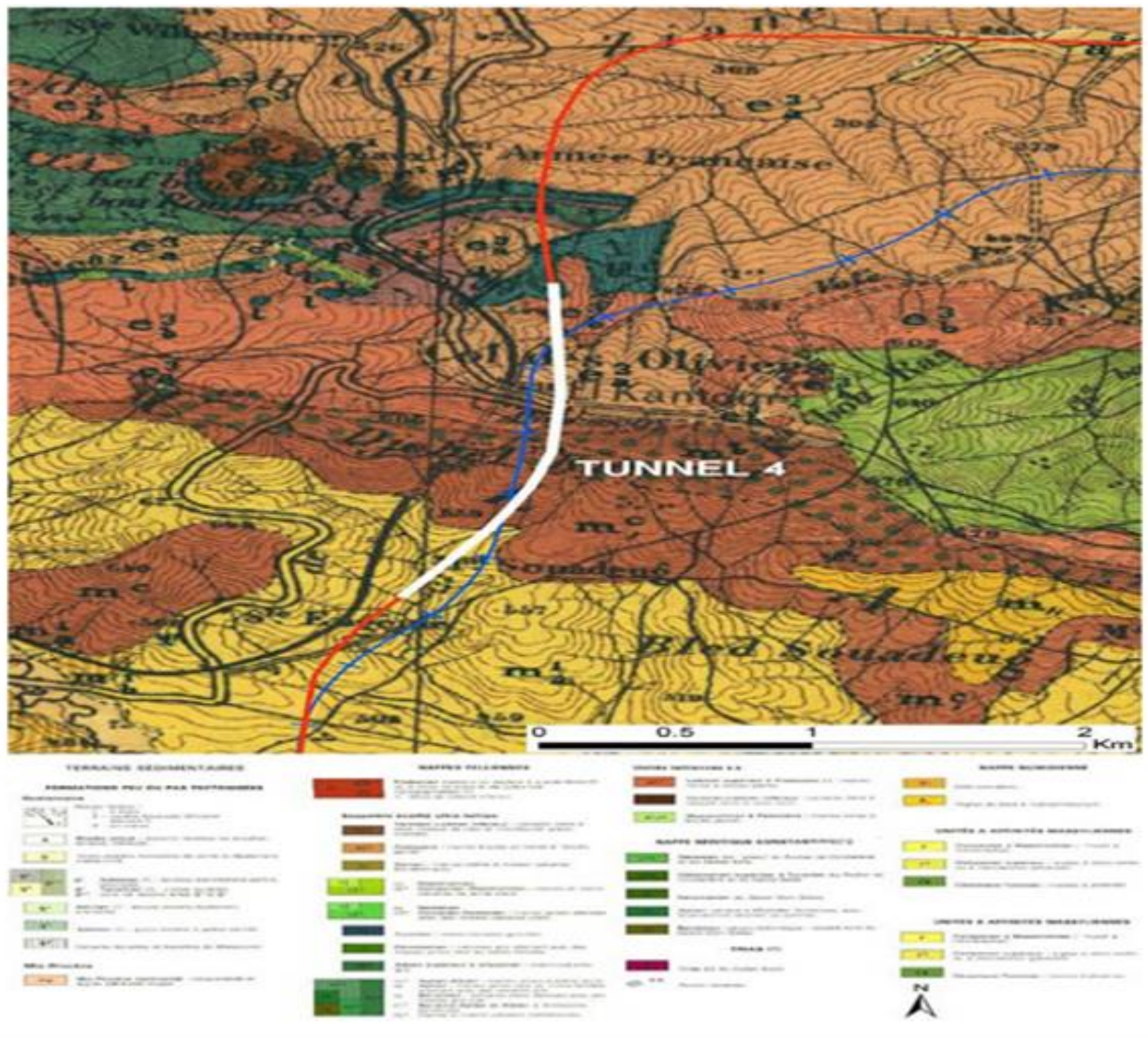


Figure IV.4. Tracé du tunnel T4 sur la carte géologique de Smendou.

b) Géologie locale :

Le plan et la partie géologique locale du tunnel T4 (montrant également l'emplacement des différents forages par rapport au tunnel T4) sont ces entrées. La figure V.5 montre les résultats de l'enquête et de l'exploration géophysique, les explique et les corrèle pour générer la section géologique du tunnel T4.

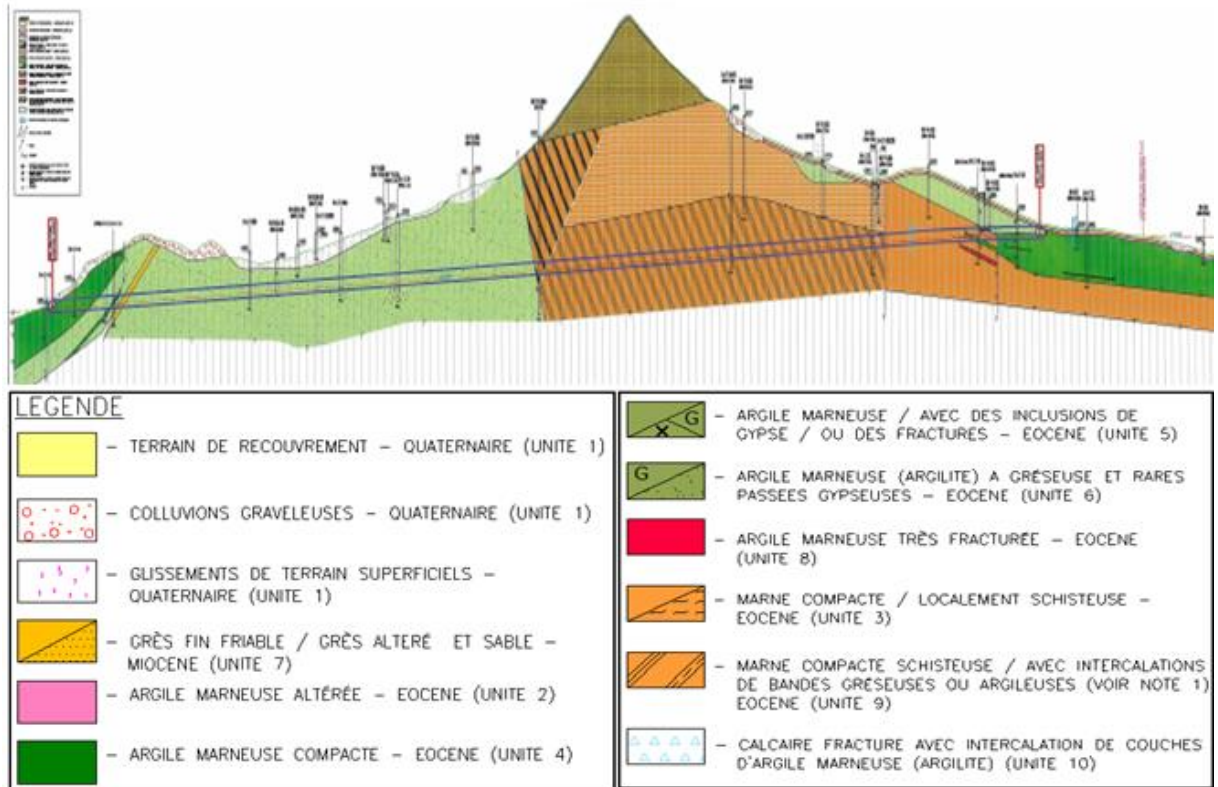


Figure IV.5. Géologie locale de tunnel T4



Figure IV.6: Zone de végétation intense à Djebel Kantour



Figure IV.7. Zone du portail sud



Figure IV.8: Zone du portail nord

En plus des couches supérieures, les unités géologiques dans la zone du portail sud sont formées d'argile et/ou de marne fortement altérée à décomposer. Comme l'on peut constater à partir des sondages au niveau du portail, il existe des plans de cisaillements et quelques fractures obliques. Quant au portail nord, il se situe au sein d'une zone de calcaire fracturé avec des passages argilo-marneux et qui est marqué par une tectonique intense (failles). Cette zone est couverte par des colluvions argilo-marneuses avec plusieurs affleurements de calcaire.

Durant l'excavation des portails et du tunnel, un suivi par inclinomètres et des points d'observations doivent être réalisés afin de vérifier la stabilité locale et globale du terrain.

Du point de vue tectonique, plusieurs failles de direction Est-Ouest ont été identifiées par les levés géologiques. Ces failles sont montrées sur les profils géologiques.

IV.4.2. Conditions géotechniques :

L'étude de l'ingénierie des tunnels est un processus très complexe, et il doit inclure une étude géotechnique basée sur l'enquête suivant :

- Les levés géologiques réalisés par des experts géologues,
- Une campagne de reconnaissance par sondages carottés (8 sondages), d'essais in situ : essais (4 sondages pressiométriques), des essais en laboratoire, six inclinomètres et quatre piézomètres.
- Un relevé géophysique par la méthode de résistivité électrique.

L'étude du projet d'un tunnel est un processus très complexe, au cours duquel il faut déterminer ses dimensions, son tracé, son type de revêtement et la méthode de percement adéquate. Si les dimensions de la section du tunnel dépendent peu des conditions naturelles, elles sont essentiellement conditionnées par l'usage réservé à cet ouvrage. Par contre, il est certain que le type de revêtement et la méthode de creusement dépendent des conditions naturelles rencontrées. Parmi ces dernières, les conditions géotechniques sont souvent décisives sur le choix de la variante définitive du tracé.

Les études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie. Elles doivent permettre de préciser la description du terrain et de prévoir leur comportement, ainsi que la stabilité des ouvrages pendant les différentes phases d'exécution et après leur achèvement. Pour cela, plusieurs essais sont à réaliser

- Essais in-situ.
- Essais en laboratoire.

IV.4.3. Conditions hydrogéologiques :

La surveillance et l'observation de la pression sur place montrent qu'il y a de l'eau dans des eaux peu profondes jusqu'à 6 m de profondeur en surface. Par conséquent, il est probable que le niveau des eaux souterraines sera élevé sur la majeure partie de la longueur du tunnel.

Cependant, la perméabilité de la marne est généralement faible, par conséquent, la quantité d'eau attendue rencontrée dans le tunnel sera très faible, et seules les zones rompues et faussées auront des afflux importants. Il est à noter que la source d'eau a été découverte lors de l'enquête géotechnique. En revanche, la faible résistivité expliquée par le mouvement géophysique confirme que la plupart des marnes traversant le tunnel T4 seront très proches de la saturation ou de la saturation.

-La présence d'eau a été signalée à des profondeurs différentes dans quatre des sondages au Tunnel4, les suivis piézométriques, des observations faites sur site ont révélés la présence d'eau à de faibles profondeurs jusqu'à 6 m en surface.

Il est donc probable qu'une nappe phréatique, relativement élevée, existe sur une grande partie de la longueur du tunnel. Cependant, les marnes sont généralement de faible perméabilité, et donc, la quantité prévue d'eau à rencontrer dans le tunnel sera assez faible, à l'exception des zones fracturées et faillées où des venues importantes d'eau auront lieu.

D'autre part, les faibles résistivités interprétées par la campagne géophysique confirment qu'une grande partie des marnes traversées par le tunnel T4 sera très proche de la saturation ou saturé [6].

IV.5. Creusement :

Trois différentes techniques de creusement pourraient être utilisées en fonction des caractéristiques du terrain :

- Creusement mécanique par pelle-rétro-caveuse.
- Creusement mécanique par machine à attaque ponctuelle.
- L'utilisation des explosifs.

La technique de creusement à adopter dépendra du comportement et du degré de fissuration du terrain.

IV.6. Excavation des tunnels :

La méthode implique l'utilisation de méthodes de creusement traditionnelles, y compris des excavatrices, des pelles, des pics, des marteaux ou de simples machines d'attaque.

En suivant le processus d'excavation séquentielle et en installant des pré-supports et en améliorant le sol si nécessaire, le champ d'application de cette méthode peut être élargi.

Le processus d'excavation séquentielle implique l'excavation de la section du tunnel en deux ou plusieurs étapes avec un support temporaire partiel installé. Une fois toutes les étapes terminées, c'est terminé, et continuez à observer la déformation du support. Une fois la déformation stabilisée, le revêtement final sera placé.

Cependant, en utilisant cette méthode, nous pouvons optimiser le système de soutien temporaire et final. Les changements des conditions souterraines déterminent les changements dans les méthodes d'excavation (étapes et méthodes) et les systèmes de support temporaires.

IV.7. Soutènement :

Le soutènement provisoire exigé sera déterminé en utilisant les principes de la nouvelle méthode autrichienne (N.A.T.M). Il s'agit d'un ensemble comprenant du béton projeté, des treillis soudés, des cintres métalliques en profilé HEB et des boulons d'ancrage.

La mise en place du soutènement provisoire permet d'assurer la stabilité de l'excavation, avant d'installer une membrane d'étanchéité et de réaliser le soutènement définitif.

Le choix du profil courbe du tunnel est adopté pour :

- Réduire les poussées qui s'exercent sur le revêtement dans les terrains de mauvaise qualité mécanique ;
- Garantir la stabilité et minimiser les concentrations des contraintes majeures ;

La méthode d'avancement en sections divisées est utilisée lorsque les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer la stabilité nécessaire au front de taille.

IV.8. Méthode de soutènement du tunnel T4 :

IV.8.1. Soutènement provisoire :

Le soutènement sera réalisé par une combinaison de béton projeté, de treillis soudés, des cintres métalliques et des boulons d'ancrage. La variation de la nature de terrain (rocher médiocre à moyen), que le tunnel T4 va traverser, à dicter la préparation de quatre classes de soutènement standards pour être utilisé selon les conditions géologiques rencontrées.

De ces classes standards découlent des sous-classes qui sont des adaptations pour faire face à des instabilités locales traversées.

Ainsi, selon les conditions géométriques et géologiques traversées par le tunnel, une des classes définies ci-dessous sera adoptée [12].

- **Soutènement de classe A**

N'est pas prévue pour le tunnel T4 dont la qualité de la roche est médiocre, néanmoins cette classe est présente à titre indicatif. Le support défini par la classe A se compose d'une combinaison de boulons d'ancrage de 4 mètres de longueur et de béton projeté d'épaisseur 200 mm, renforcé par des treillis soudés.

- **Soutènement de classe B**

On s'attend à ce que la classe B soit employé en cas de formations rocheuses médiocres qui sont prévues dans les grès compactes, grès. Le terrain sera stabilisé grâce à un support constitué par une combinaison de béton projeté d'épaisseur 200 mm, renforcé par des treillis soudés, des cintres réticule et de boulons.

- **Soutènement de classe C**

Cette classe est un développement de la classe B pour la roche particulièrement médiocre et celle qui se rapproche des sols friables. L'installation de ce support est exigée aussi vite que possible (faisable) après l'excavation, et les trois phases d'excavation de la section (calotte, Stoss, radier) se suivent avec une proximité étroite pour assurer la fermeture de l'anneau de soutènement. Celles-ci devront être réajustées selon les résultats d'osculation du support durant la construction.

Pour cette classe des contraintes assez élevées vont se manifester lors du creusement, celles-ci ont dicté le recours à une épaisseur de béton projeté de 300 mm avec utilisation de cintres réticulés ou cintres métalliques en profilés allant jusqu'à HEB 200, ainsi que des boulons. Un radier temporaire en forme d'arc au niveau de la calotte sera fourni, si nécessaire, pour limiter la convergence latérale.

Dans les conditions prévues du sol, pour cette classe, on s'attend à ce que le front de taille reste stable à court terme à moins que des orientations défavorables de strates soient rencontrées.

Dans ce cas le contrefort de la face par clouage en fibre de verre sera réalisé avec l'application d'une mince couche de béton projeté.

Aussi si l'excavation du tunnel doit s'arrêter (pour n'importe quelle raison), il serait nécessaire de soutenir le front de taille de la même façon.

- **Soutènement de classe D**

Cette classe est prévue pour les sols d'états très médiocres. Cette condition est attendue dans des brèches de failles et des secteurs profonds très altérés. Elle nécessite l'avancement avec l'application systématique d'un confortement de la face et l'utilisation du radier temporaire au niveau de la calotte. Ceci pour pouvoir contrôler aux mieux les déformations.

Pour augmenter la capacité de ce support afin de faire face aux contraintes attendues une épaisseur de béton projeté de 400mm avec utilisation de cintres métalliques, en profilés allant jusqu'à HEB 200, ainsi que des boulons. Un radier temporaire en forme d'arc au niveau de la calotte sera placé pour limiter la convergence latérale.

Dans les conditions prévues du sol, pour cette classe, on s'attend à ce que dans la majorité des cas, la face ne soit pas stable et nécessitera un contrefort par clouage en fibre de verre avec l'application d'une mince couche de béton projeté.

IV.8.2. Paramètre de soutènement provisoire de tunnel T4 :

Le soutènement sera réalisé par une combinaison de béton projeté, treillis soudé, cintres métalliques et des boulons d'ancrage [14].

- **Les cintres lourds**

Cette procédure consiste à la fourniture et la mise en œuvre de cintre lourd de types HEB 120, 140, 160, 180, 200.

Le type des cintres utiliser dépend de type de la classe



FigureIV.9 : Cintres HEB –Tunnel T4

- **Boulons d'ancrage**

Boulons de type SN : les boulons SN consisteront en des barres déformées de renforcement introduit dans un forage rempli de coulis de ciment. Les boulons types SN ont une force minimale de rupture de 250 KN.

Les forages pour les boulons d'ancrage seront forés aux profondeurs dictées par les longueurs des boulons et les catégories de roches, ainsi qu'aux diamètres assurant la meilleure performance pour ce qui concerne l'installation et l'injection de ciment. Le diamètre minimal des forages ayant 10 mm plus larges que celui des boulons d'ancrage.

Les trous de forage devront être nettoyés de toutes boues et débris et l'installation des boulons d'ancrage suivra le forage et la préparation du trou de forage pendant 3 heures.

Avant l'installation des boulons d'ancrage, chaque trou de forage sera rempli avec du mortier de ciment en insérant le tuyau d'injection jusqu'au fond du trou de forage qui se retirera au fur et à mesure que le ciment sera injecté.

L'écrou du boulon coulé dans le ciment devra être resserré afin d'assurer un contact étroit de la plaque d'ancrage avec la surface en béton projeté, cette opération d'ajustement et de serrage devra être effectuée aussi que possible.

- Espacements transversaux et longitudinaux (e_T , e_L) constants ;
- Type et longueur des boulons (L_b) uniformes ;
- Orientation des boulons perpendiculaire à l'axe du tunnel.



Figure IV.10 : Boulon d'ancrage avec une plaque en acier (Tunnel T4).

- **Béton projeté**

Le béton projeté est très certainement le matériau qui suscite le plus d'intérêt dans le monde de tunnels.

Le béton projeté est composé de granulats, ciment, eau et accélérateurs de prise. Les granulats sont constitués de préférence de matériaux alluvionnaires, ou à défaut de produits concassés, à condition que le coefficient volumétrique soit supérieur à 0,15. Les caractéristiques de résistance du béton projeté prises en compte dans la note justificative sont les suivants :

- ✓ Résistance caractéristique du béton : $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$
- ✓ Module d'élasticité du béton : $E_c = 15.10^6 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Coefficient de Poisson : $\nu = 0.2$



Figure IV.11 : Béton projeté (Tunnel T4).

- **Treillis soudé**

L'armature du comportement à la traction est cornement obtenu par une armature en treillis soudé.

Le béton projeté à tendance à s'accrocher sur tous les objets rencontre. Il en résulte que le treillis soudé tient lieu d'encrant gênant la pénétration de béton, ce qui peut avoir pour conséquence de créer des défauts de remplissage.

Le treillis soudé utilisé est en acier doux de 6 mm de diamètre, selon une maille carrée de 15cm.

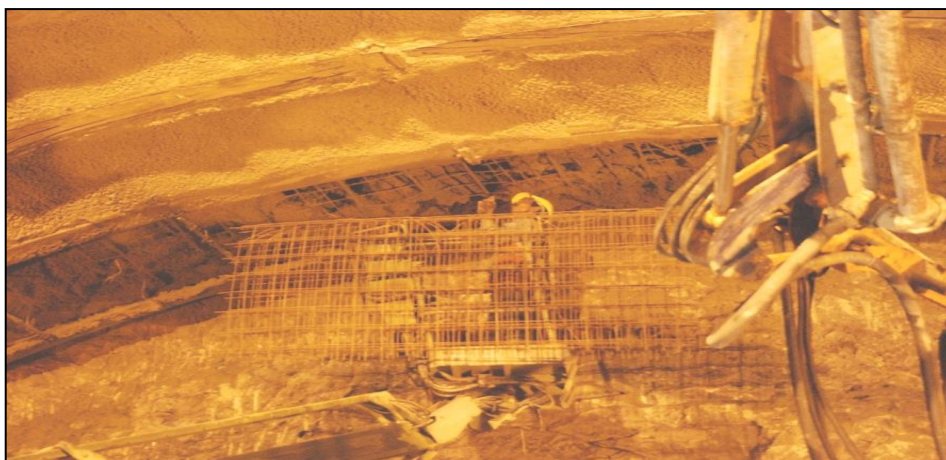


Figure IV.12: Treillis soudé (Tunnel T4).

IV.9. Etanchéité du tunnel T4 :

Une fois le soutènement terminé, un complexe d'étanchéité est mis en place afin d'éviter l'apparition de venues d'eau sur l'intrados de l'ouvrage (c'est à dire la ligne intérieure de la voûte).

Dans les sols se posent des problèmes de nappes (nappes phréatiques ou nappes suspendues dans des horizons perméables, réalimentés ou non).

Dans les roches, les venues d'eau importantes sont le plus souvent localisées (roches broyées, failles, zones fracturées). Des venues d'eau diffuses résultant de la porosité de la roche ou de sa fissuration sont courantes.

Des injections de coulis seront réalisées conformément aux résultats de l'étude de génie civil. Le plan d'injection exact à adopter dépendra du volume attendu des venues d'eau et de la géologie du site.

Pour le tunnel T4 les marnes altérées possèdent une perméabilité assez élevée, celle-ci diminue progressivement en profondeur avec le degré d'altération et devient faible pour les marnes compactes légèrement altérées. Néanmoins, les passages gréseux, même à des profondeurs assez importantes, vont constituer des cheminements faciles aux eaux souterraines. Ainsi, nous prévoyons l'application des injections de coulis sur 10 % de la longueur totale de l'excavation [9].



FigureIV.13 : Etanchéité du tunnel T4.

IV.10. Paramètres géotechniques de la partie de calcul :

La partie étudiée débute du PK : 231+100 jusqu'au PK : 231+120 sur une longueur de 20 m. Cette partie de calcul se situe dans une zone très proche de la zone instable qui présente des caractéristiques géotechniques médiocres. Le point de sondage le plus proche de cette partie est : BH-S/OA- 38A sur une profondeur d'environ 41.5 m (Figure IV.14).

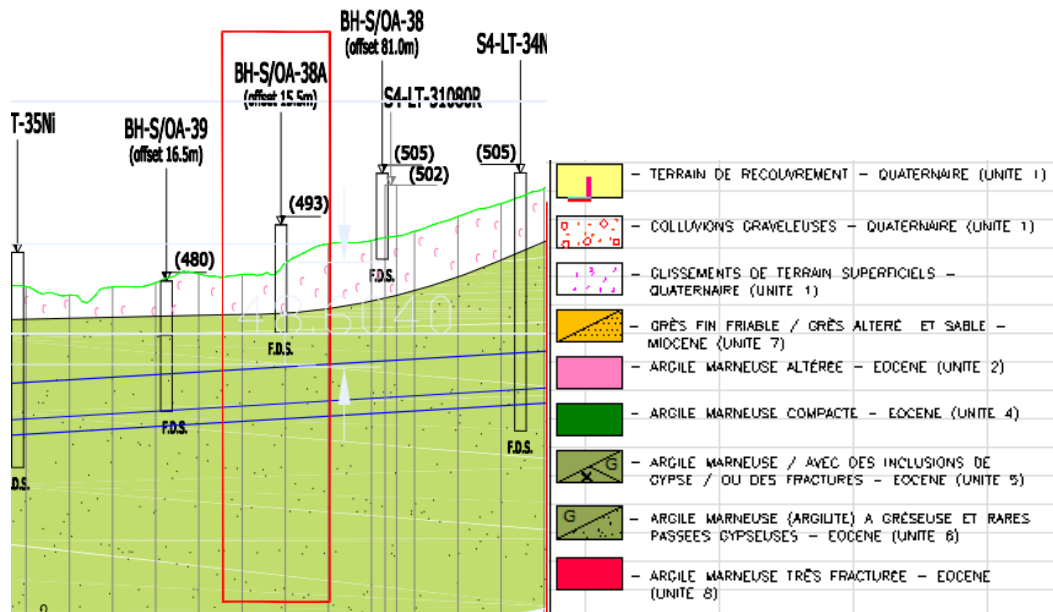


Figure IV.14 : Présentation de la partie de calcul

IV.11. Résultats de sondage BH-S/OA- 38A :

Le sondage a été suivi jusqu'à une profondeur de 41.5 m. Il se situe sur le tracé du tunnel sur le versant sud du Djebel El Kantour.

Au droit de ce sondage, les unités lithologiques suivantes ont été successivement identifiées :

- U1:(de 0 à 1.5m) Terrain de recouvrement Colluvions graveleuse – Quaternaire.
- U2:(de 1.5m à 4.7m) Argile marneuse altérée
- U6 : (de 4.7 à 70 m) Argile marneuse compacte avec des inclusions de gypse.

Les caractères de chaque unité sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.1. Paramètres géotechniques de la partie de calcul

Paramètres sélectionnés			
Unité de sol	U1	U2	U6
(KN/m ³)	16.5	17.5	20
E(MPA)	5	25	200
C(Kpa)	20	20	150
φ (°)	27	27	20

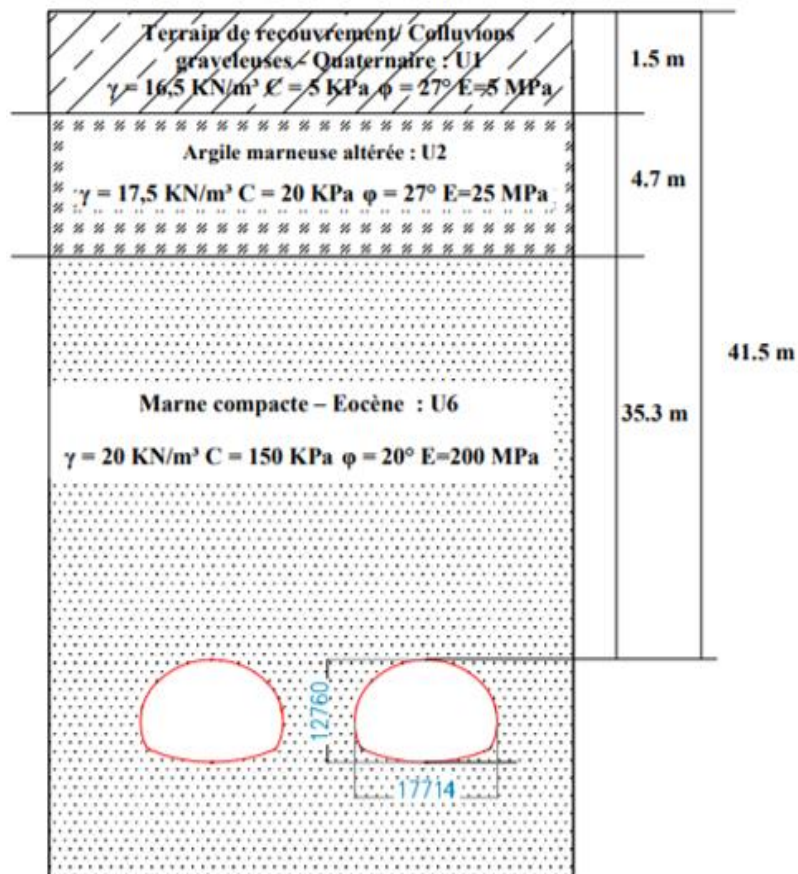


Figure IV.15: Coupe transversale de la partie de calcul

IV.12. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons décrit le tunnel T4 situé au Nord-Est de Constantine avec une présentation des propriétés géologique et géotechnique dans le but de déduire le comportement du sol et de soutènement au moment d'excavation de tunnel.



Chapitre V
Calcul des contraintes

V.1. Introduction

Au cours de la réalisation d'un tunnel, les contraintes préexistantes dans le massif se canalisent sur le contour de la cavité, créant un " effet de voute " qui rend possible la tenue de cette cavité - tout au moins lorsque l'état des contraintes initiales et les caractéristiques de résistance et de déformabilité du terrain l'autorisent.

Dans ce chapitre, nous avons calculé les différentes charges agissantes sur notre ouvrage par l'application de la méthode TERZAGHI. Qui est la plus utilisée vue sa fiabilité dans tous les cas possibles et sa considération pour plusieurs paramètres géotechniques et géologiques.

V.2. Calcul de charges agissantes sur le soutènement du tunnel

La figure V.1 présente une coupe transversale de la section de calcul de tunnel avec les caractéristiques géotechniques des différentes couches au-dessus de tunnel. Les pressions seront calculées par méthode de TERZAGHI [15] (Voire Annexe A).

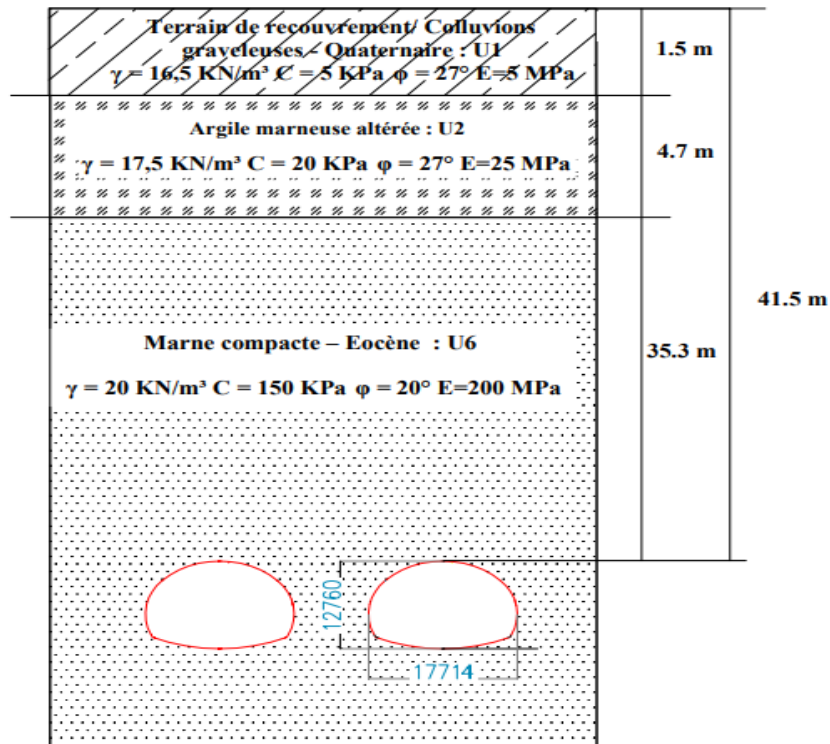


Figure V.1 : Coupe transversale de tunnel avec les différentes couches au-dessus de Tunnel

V.2.1. Contrainte en demi-section supérieure :

TERZAGHI suppose qu'une certaine quantité de roche ou de sol se décomprime et a tendance à converger vers le tunnel sous l'effet de la gravité.

Cette méthode permet de calculer la charge active verticale descendante en voute du tunnel par une formule analytique suivante ;

$$\sigma_v = \frac{(By-2C)}{2Ktg\varphi} \left[1 - e^{\frac{(-2KHtg\varphi)}{B}} \right] + qe^{\frac{(-2KHtg\varphi)}{B}} \quad (1)$$

Tel que :

C : Cohésion de terrain,

φ : Angle de frottement interne,

H : La couverture.

H_p : Hauteur de terrain décomprimé au-dessus de la voute,

H_t : Hauteur du tunnel.

Q : La surcharge de terrain + la surcharge en surface,

B : largeur du tunnel,

K : Coefficient des terres au repos variant de 1 à 1,5. Pour une hauteur correspondante à B,

K=1.

V.2.1.1. Pression verticale :

❖ **Méthode de TERZAGHI :**

$$B = b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2)$$

$$B = 17.714 + 2 \times 7.743tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{27}{2}\right) = 27.20m$$

Dans notre cas, on a :

$$H=41.5 > B \quad \text{donc : } K=1.5$$

➤ La pression verticale est :

$$\sigma_v = \frac{(By-2C)}{2Ktg\varphi} \left[1 - e^{\frac{(-2KHtg\varphi)}{B}} \right] + qe^{\frac{(-2KHtg\varphi)}{B}} \quad (3)$$

- Pour la couche de terrain de recouvrement :

$$\sigma_{v1} = \frac{(27.20 \times 16.5 - 2 \times 5)}{2 \times 1.5 \times tg27} \left[1 - e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 1.5 \times tg27)}{27.20}} \right] + 0e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 1.5 \times tg27)}{27.20}}$$

$$\sigma_{v1} = 23.25 \text{ KN/m}^2$$

- Pour la couche d'argile marneuse altérée :

$$\sigma_{v2} = \frac{(27.20 \times 17.5 - 2 \times 20)}{2 \times 1.5 \times \text{tg}27} \left[1 - e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 4.7 \times \text{tg}27)}{27.20}} \right] + 23.25 e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 4.7 \times \text{tg}27)}{27.20}}$$

$$\sigma_{v2} = 84.08 \text{ KN/m}^2$$

- Pour la couche d'argile marneuse compactée :

$$\sigma_{v3} = \frac{(27.20 \times 20 - 2 \times 150)}{2 \times 1.5 \times \text{tg}20} \left[1 - e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 35.3 \times \text{tg}20)}{27.20}} \right] + 84.08 e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 35.3 \times \text{tg}20)}{27.20}}$$

$$\sigma_{v3} = 189.67 \text{ KN/m}^2$$

V.2.1.2. Pression horizontale :

❖ Méthode de TERZAGHI :

$$\sigma_h = 0.3\gamma(0.5\text{m} + h_p) \quad (4)$$

$$h_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} \quad (5)$$

$$h_p = \frac{17.714}{2 \sin 20} = 25.89\text{m}$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 20 \times (0.5 \times 7.743 + 25.89) = 178.57 \text{ KN/m}^2$$

V.2.2. Contraintes sur la structure globale :

V.2.2.1. Pression verticale :

❖ Méthode de TERZAGHI :

La largeur de la voule de décharge :

$$B = b + 2mtg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$B = 17.714 + 2 \times 12.760 \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2}\right) = 35.58\text{m}$$

Dans notre cas, on a :

$$H=41.5 > B \text{ donc : } K=1.5$$

- La pression verticale est :

$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2K \text{tg}\varphi} \left[1 - e^{\frac{(-2KH \text{tg}\varphi)}{B}} \right] + q e^{\frac{(-2KH \text{tg}\varphi)}{B}}$$

- Pour la couche de terrain de recouvrement :

$$\sigma_{v1} = \frac{(35.58 \times 16.5 - 2 \times 5)}{2 \times 1.5 \times \text{tg}27} \left[1 - e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 1.5 \times \text{tg}27)}{35.58}} \right] + 0 e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 1.5 \times \text{tg}27)}{35.58}}$$

$$\sigma_{v1} = 23.55 \text{ KN/m}^2$$

- Pour la couche d'argile marneuse altérée :

$$\sigma_{v2} = \frac{(35.58 \times 17.5 - 2 \times 20)}{2 \times 1.5 \times \text{tg}27} \left[1 - e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 4.7 \times \text{tg}27)}{35.58}} \right] + 23.55 e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 4.7 \times \text{tg}27)}{35.58}}$$

$$\sigma_{v2} = 88.29 \text{ KN/m}^2$$

- Pour la couche d'argile marneuse compactée :

$$\sigma_{v3} = \frac{(35.58 \times 20 - 2 \times 150)}{2 \times 1.5 \times \text{tg}20} \left[1 - e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 35.3 \times \text{tg}20)}{35.58}} \right] + 88.29 e^{\frac{(-2 \times 1.5 \times 35.3 \times \text{tg}20)}{35.58}}$$

$$\sigma_{v3} = 279.23 \text{ KN/m}^2$$

V.2.2.2. Pression horizontale :

Méthode de TERZAGHI :

$$\sigma_h = 0.3\gamma(0.5m + h_p) \quad (6)$$

$$h_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} = \frac{17.714}{2 \sin 20} = 25.89m$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 20 \times (0.5 \times 12.760 + 25.89) = 193.62 \text{ KN/m}^2$$

V.2.3. Calcul des pressions agissant sur le radier :

Théorie des poids des terres :

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i \quad (7)$$

$$P = \sigma_v = 16.5 \times 1.5 + 17.5 \times 4.7 + 20 \times 35.3 = 813 \text{ KN/m}^2$$

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (8)$$

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) = 0.49$$

$$K_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (9)$$

$$K_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{20}{2} \right) = 2.04$$

On détermine Z pour $E_a = E_p$ par :

$$Z = \frac{pk_a - 2C (\sqrt{k_p} - \sqrt{k_a})}{\gamma (k_p - k_a)} \quad (10)$$

$$Z = \frac{813 \times 0.49 - 2 \times 150 (\sqrt{2.04} - \sqrt{0.49})}{20(2.04 - 0.49)} = 5.8m$$

➤ La résultante des efforts agissant à la direction de l'excavation est :

$$E = E_a - E_p = \frac{\gamma Z}{2} (Z + 2H) tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{1}{2} \gamma Z^2 tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (11)$$

$$E = \frac{20 \times 5.8}{2} (5.8 + 2 \times 41.5) \times 0.49 - \frac{1}{2} \times 20 \times 5.8^2 \times 2.04 = 1837.573 \text{ KN/m}^2$$

$$T_0 = \frac{2E}{\cos \varphi} \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (12)$$

$$T_0 = \frac{2 \times 1837.573}{\cos 20} \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right) = 1290.63 \text{ KN/m}^2$$

$$Y = \frac{Z}{tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} \quad (13)$$

$$Y = \frac{5.8}{tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)} = 8.28m$$

➤ La contrainte sous le radier est calculée par la formule :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} \quad (14)$$

$$\sigma = \frac{1290.63}{8.28} = 155.87 \text{ KN/m}^2$$

➤ Le soulèvement est vérifié par la formule :

$$\frac{T_0}{Y} \leq \left[\frac{4C}{(1 - \sin \varphi)} \right] (2 + \sin \varphi) \cos \varphi \quad (15)$$

$$\frac{T_0}{Y} = 155.87 \text{ KN/m}^2 \leq \left[\frac{4 \times 150}{(1 - \sin 20)} \right] (2 + \sin 20) \cos 20 = 2005.77 \text{ KN/m}^2$$

Les valeurs des contraintes choisissent pour le calcul, sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Les contraintes au niveau de tunnel

Contraint vertical	Demi-section	189.67 KN/m²
	Section globale	279.23 KN/m²
Contraint horizontale	Demi-section	178.57 KN/m²
	Section globale	193.62 KN/m²
Contraint au niveau de radier		155.87 KN/m²

V.3. Dimensionnement du soutènement provisoire :

V.3.1. Définition des charges agissantes sur l'ouvrage :

- La charge verticale :

$$P_v = \frac{Q+Q_0+\Delta G}{l} \quad (16)$$

$$Q_0 = \sigma_v = 279.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\Delta G = \left(\frac{f_k+l_k}{3} \gamma_h \right) \times a \quad (17)$$

$$a = 1 \text{ m}$$

$$R = 8.857 \text{ m}$$

$$r_k = 8.857 - 0.05 = 8.807 \text{ m}$$

$$r = 8.857 - 0.05 - 0.1 = 8.707 \text{ m}$$

$$r_b = 8.857 - 0.05 - 0.2 = 8.607 \text{ m}$$

$$2\phi_0 = 120^\circ \Rightarrow \phi_0 = 60^\circ$$

$$f_k = r_k(1 - \cos \phi_0) = 8.807 \times (1 - \cos 60^\circ) \quad (18)$$

$$f_k = 4.4035 \text{ m}$$

$$f = r (1 - \cos \varphi_0) = 8.707 \times (1 - \cos 60^\circ) \quad (19)$$

$$f = 4.35 \text{ m}$$

$$f_b = r_b(1 - \cos \varphi_0) = 8.607 \times (1 - \cos 60^\circ) \quad (20)$$

$$f_b = 4.304 \text{ m}$$

$$l_k = 2(r_k \cos \frac{\varphi_0}{2}) \quad (21)$$

$$l_k = 2 \times (8.807 \times \cos \frac{60}{2}) = 15.25$$

$$l = 2(r \cos \frac{\varphi_0}{2}) = 2 \times (8.707 \times \cos \frac{60}{2}) = 15.08 \text{ m}$$

$$l_b = 2(r_b \cos \frac{\varphi_0}{2}) = 2 \times (8.607 \times \cos \frac{60}{2}) = 14.9 \text{ m}$$

$$\Delta G = \left(\frac{f_k + l_k}{3} \gamma_h \right) \times a \quad (22)$$

$$\Delta G = \left(\frac{4.4035 + 15.25}{3} \times 20 \right) \times 1 = 131.02 \text{ KN/m}$$

$$Q = \gamma_c \frac{2\varphi_0}{360} 2\pi r \quad (23)$$

$$Q = 0.613 \times \frac{2 \times 60}{360} \times 2 \times 3.14 \times 8.707 = 11.17 \text{ KN/m}$$

$$P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l} \quad (24)$$

$$P_v = \frac{11.17 + 279.23 + 131.02}{15.08} = 27.95 \text{ KN/m}$$

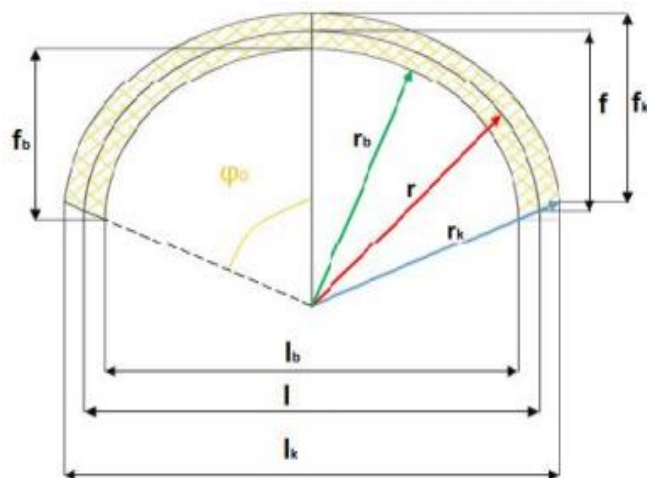


Figure V.2. Présentation des différentes dimensions

• **La charge horizontale :**

La charge horizontale est calculée selon la formule de Coulomb-Rankine [15] :

$$e_0 = \sigma_v k_a - 2C\sqrt{k_a} \quad (25)$$

$$e_0 = 189.67 \times 0.49 - 2 \times \frac{150}{2} \times \sqrt{0.49} = -12.01 \text{ KN/m}^2$$

$$e_1 = (H + f)\gamma_h k_a - 2C\sqrt{k_a} \quad (26)$$

$$e_1 = (41.5 + 4.35) \times 20 \times 0.49 - 2 \times 150 \times \sqrt{0.49}$$

$$e_1 = 239.33 \text{ KN/m}^2$$

$$e = \frac{e_1 + e_0}{2} \quad (27)$$

$$e = \frac{239.33 - 12.01}{2}$$

$$e = 113.66 \text{ KN/m}^2$$

$$p_h = e \frac{f_k}{f} \quad (28)$$

$$p_h = 113.66 \times \frac{4.4035}{4.35}$$

$$p_h = 115.06 \text{ KN/m}^2$$

• **Réactions d'appuis :**

Selon le rapport f/l on choisit les coefficients α et β à partir du Tableau V.2 (voire annexe B)

$$\frac{f}{l} = \frac{4.35}{15.08} = 0.28$$

Tableau V.2 : rapport (f/l).

f/l	α_m	β_m	α_h	β_h
0.28	0.00885	-0.00885	0.4685	0.1621

Alors :

$$\alpha_m = 0.00885$$

$$\beta_m = -0.00885$$

Les réactions d'appuis seront calculées pour la charge verticale et la charge horizontale :

- **Pour la charge verticale**

$$M_v = \alpha_m P_v l^2 \quad (29)$$

$$M_v = 0.0085 \times 27.95 \times 15.08^2 = 56.25 \text{ KN.m}$$

$$H_v = \alpha_h P_v l \quad (30)$$

$$H_v = 0.4685 \times 27.95 \times 15.08 = 197.47 \text{ KN}$$

$$V_v = P_v \frac{l}{2} \quad (31)$$

$$V_v = 27.95 \times \frac{15.08}{2} = 210.743 \text{ KN}$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2} \quad (32)$$

$$N_v = \sqrt{197.47^2 + 210.743^2} = 288.8 \text{ KN}$$

- **Pour la charge horizontale :**

$$M_h = \beta_m P_h l^2 \quad (33)$$

$$M_h = -0.00885 \times 115.06 \times 15.08^2 = -231.56 \text{ KN.m}$$

$$H_h = \beta_h P_h l \quad (34)$$

$$H_h = -0.1621 \times 115.06 \times 15.08 = -281.26 \text{ KN}$$

$$V_h = 0$$

$$\sigma_{\text{naissance}} = \frac{N_v}{A_s} + \frac{M_v}{W_s} < \sigma_e \quad (35)$$

$$\sigma_{\text{naissance}} = \frac{288.8}{78.1 \times 10^{-4}} + \frac{56.25}{570 \times 10^{-6}} = 36.97 \text{ Mpa} < \sigma_e = 275 \text{ Mpa} \dots \dots \text{ (OK)}$$

V.3.2. Les caractéristiques du soutènement provisoire

Pour le soutènement provisoire, on va calculer la rigidité flexionnelle et normale équivalente.

Le calcul de la rigidité flexionnelle et normale équivalente est comme suite :

$$EA_{eq} = E_b A_b + \left(\frac{E_{cin}}{E_b} - 1\right) E_b \frac{A_{cin}}{d} \quad (36)$$

$$EI_{eq} = E_b I_b + \left(\frac{E_{cin}}{E_b} - 1\right) E_b \frac{I_{cin}}{d} \quad (37)$$

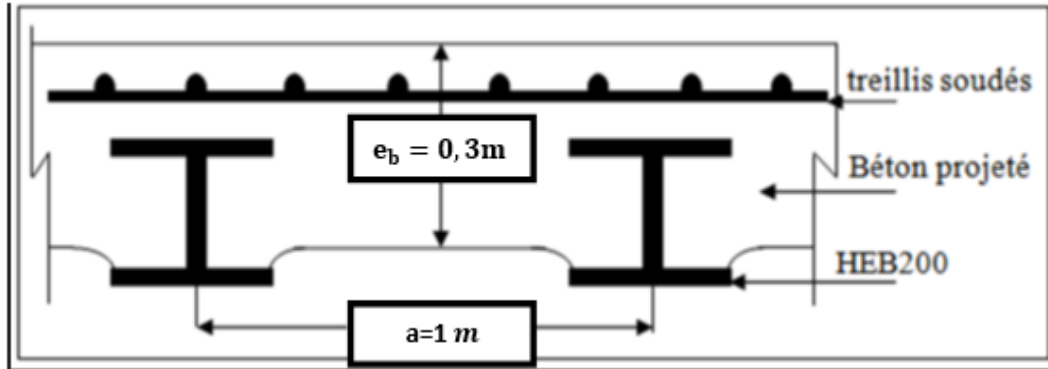


Figure V.3. Soutènement provisoire

V.3.2.1. Les caractéristiques de Béton projeté

Tableaux.V.3 : de caractéristique de béton projeté

Béton projeté					
e_b (m)	f_{c28} (MPa)	W (m ³)	E_b (kPa)	I_b (m ⁴)	ν
0,3	35	0,015	15.10 ⁶	2,25 10 ⁻³	0,2

V.3.2.2 : Caractéristiques du profile HEB200

Les différents constituants du soutènement provisoire (calottes, stross et contre voute) sont fabriqués à partir des profiles HEB200 :

$$\begin{cases} A_s = 78,1 * 10^{-4} m^2 \\ W_s = 570 * 10^{-6} m^3 \\ I_s = 5696 * 10^{-8} m^4 \\ E = 2,1 * 10^5 MP_a \end{cases}$$

V.3.2.3. Les caractéristiques des boulons d'ancrage

- La longueur de boulons d'ancrage $L_{max} = 6m$
- Diamètre de boulons d'ancrage $D=32mm$
- Section du boulon de $\phi = 32mm$ de diamètre

$$A = \frac{25^2}{4} \pi = \frac{32^2}{4} (3,14) = 803,84 mm^2$$

- Module de Young : $E_b = 2,1 * 10^5 MP_a$

V.3.3. Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte

V.3.3.1. Rigidités des cintres métalliques

➤ **A la compression :**

$$E_s \times A'_s = \frac{(E_s \times A_s)}{a} \quad (38)$$

$$E_s \times A'_s = \frac{(2,1 \times 10^8 \times 78,1 \times 10^{-4})}{1} = 1,640 \times 10^6 \text{ KN/m}$$

➤ **A la flexion :**

$$E_s \times I'_s = \frac{(E_s \times I_s)}{a}$$

$$E_s \times I'_s = \frac{(2,1 \times 10^8 \times 5696 \times 10^{-8})}{1} = 11,96 \times 10^3 \text{ KN/m} \quad (39)$$

V.3.3.2. Rigidité de la voûte en béton projeté

➤ **A la compression :**

$$\theta_n = \frac{(E_b \times e_b)}{(E_s \times A_s)} \quad (40)$$

$$\theta_n = \frac{(15,106 \times 0,3)}{(1,640 \times 10^6)} = 2,74$$

➤ **A la flexion :**

$$\theta_m = \frac{(E_b \times I_b)}{(E_s \times I_s)} \quad (41)$$

$$\theta_m = \frac{(15,106 \times 0,3^3)}{(12 \times 11,962 \times 10^3)} = 2,82$$

V.3.3.3. Les calculs des rigidités de soutènement provisoire

$$EA_{eq} = 15 \times 10^6 \times 0,3 + \left(\frac{2,1 \times 10^8}{15 \times 10^6} - 1 \right) 15 \times 10^6 \times \frac{78,1 \times 10^{-4}}{1} = 6,023 \times 10^6 \text{ KN/m}$$

$$EI_{eq} = 15 \times 10^6 \times 2,25 \times 10^{-3} + \left(\frac{2,1 \times 10^8}{15 \times 10^6} - 1 \right) 15 \times 10^6 \times \frac{5,696 \times 10^{-5}}{1} = 4,49 \times 10^4 \text{ KN/m}$$

$$EA_{eq} = 6,023 \times 10^6 \text{ KN/m (cintre et Béton projeté)}$$

$$EI_{eq} = 4,49 \times 10^4 \text{ KN.m (cintre et béton projeté)}$$

➤ **La détermination de E_{eq} et e_{eq} :**

$$EA_{eq} = 6,023 \times 10^6 \text{ KN/m}$$

$$EI_{eq} = 4,49 \times 10^4 \text{ KNm}^2/\text{m}$$

$$EA_{eq} = E_{eq} * A_{eq} \quad (42)$$

$$A_{eq} = e_{eq} * 1 = 0.299 \approx 0.3m$$

$$EI_{eq} = E_{eq} * I_{eq}$$

$$I_{eq} = \frac{1*0.3^3}{12} = 0.00225$$

$$4.49*10^4 = E_{eq} \times 0.00225$$

$$E_{eq} = 19.96* 10^6 \text{ kpa}$$

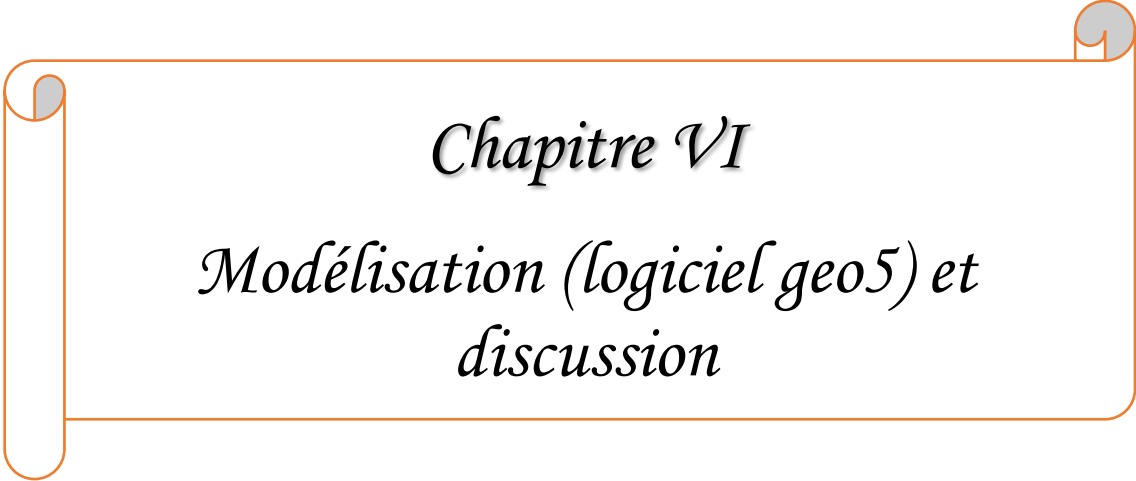
Le tableau suivant représente les caractéristiques mécaniques utilisées pour modéliser notre partie de calcul de tunnel en utilisant logiciel GEO5 FEM :

Tableau V.4 : Caractéristiques mécaniques de soutènement provisoire

	Cintres HEB200	Béton projeté	Boulons D'ancrage	
A (m²)	3.10 ⁻¹	3.10 ⁻³	ϕ (mm)	32
I (m⁴)	5696.10-8	2,25.10 ⁻³	L(m)	6
E (KN/m²)	2.1.10 ⁸	15.10 ⁶	E(KN/m ²)	2.1.10 ⁸
μ	0.2	0.2	μ	0.2
e_{eq}(m)	0.3		F _r (KN)	400
A_{eq}(m²)	3.10 ⁻¹			
I_{eq}(m⁴)	2,25.10 ⁻³			
E_{eq} (court terme) (KN/m²)	3,25. 10 ⁷			
E_{eq} (long terme) (KN/m²)	3,55. 10 ⁷			
G_{eq} (court terme) (KN/m²)	1,301705. 10 ⁷			
G_{eq} (long terme) (KN/m²)	1,401705. 10 ⁷			

V.4. Conclusion :

La méthode de TERZAGHI a été utilisée pour déduire les charges verticales et horizontales agissantes sur le soutènement en demi-section et sur la structure globale du tunnel. Ces sollicitations sont en fonction de la géologie locale de terrain entourant le tunnel. Les dimensions de soutènement provisoires (cintres, béton projeté et boulons d'ancrage) ont été calculées et vérifiées



Chapitre VI
Modélisation (logiciel geo5) et
discussion

VI.1. Introduction

La construction de tunnels nécessite une analyse et une conception approfondie pour assurer la stabilité de l'ouvrage et la stabilité du terrain autour de tunnel. Les sollicitations générées par la poussée du sol autour de la cavité peut provoques des déformations qui entraînent des dommages que ce soit au niveau de soutènement provisoire ou au niveau des ouvrages voisins. La méthode de creusement et de soutènement de tunnel est un paramètre très important qui assure la stabilité de tunnel est la sécurité des ouvriers au cours des travaux de réalisation.

Notre essentiel but dans ce chapitre est d'étudier l'effet de la longueur des boulons d'ancrage sur la stabilité de soutènement provisoire ainsi que la surface au-dessus de tunnel (tassement). Pour atteindre cet objectif, on a proposé plusieurs variantes qui sont en fonction de la longueur des boulons d'ancrages latéraux. Les différentes variantes proposées seront modélisées par un logiciel GEO5-FEM qui prend en considération la présence du non linéarité du comportement du sol et l'inertie de soutènement provisoire.

VI.2. Renforcement latéral de tunnel (Boulon d'ancrage) :

La présence des boulons d'ancrage latéraux au niveau du soutènement provisoire entraîne un changement de comportement de tunnel au moment d'excavation. Ils assurent une stabilité provisoire des parois (calotte et stross) et limitent les déformations due à l'excavation. Pour bien comprendre le rôle des boulons d'ancrage au sein du sol entourant le tunnel, on a proposé plusieurs variantes, dont la longueur des boulons le principal paramètre qui va changer.

Les caractéristiques des boulons d'ancrage sont :

- Diamètre $\varnothing=32\text{mm}$
- Module d'Young $E=210000\text{ MPa}$
- Coefficient de poisson $\mu=0.3$
- Force minimale de rupture $F_r = 250\text{KN}$
- Force élastique $F_c=400\text{ KN}$
- Longueur 0 - 6m

➤ Les variantes sont comme suit :

- Tunnel non renforcé : B0 (Figure VI.1. a)
- Tunnel renforcé par boulon d’ancrage de longueur 1m : B1(Figure. VI.1.b)
- Tunnel renforcé par boulon d’ancrage de longueur 2m : B2(Figure. VI.1.c)
- Tunnel renforcé par boulon d’ancrage de longueur 3m : B3(Figure. VI.1.d)
- Tunnel renforcé par boulon d’ancrage de longueur 4m : B4(Figure. VI.1.e)
- Tunnel renforcé par boulon d’ancrage de longueur 5m : B5(Figure. VI.1.f)
- Tunnel renforcé par boulon d’ancrage de longueur 6m : B6(Figure. VI.1.g)

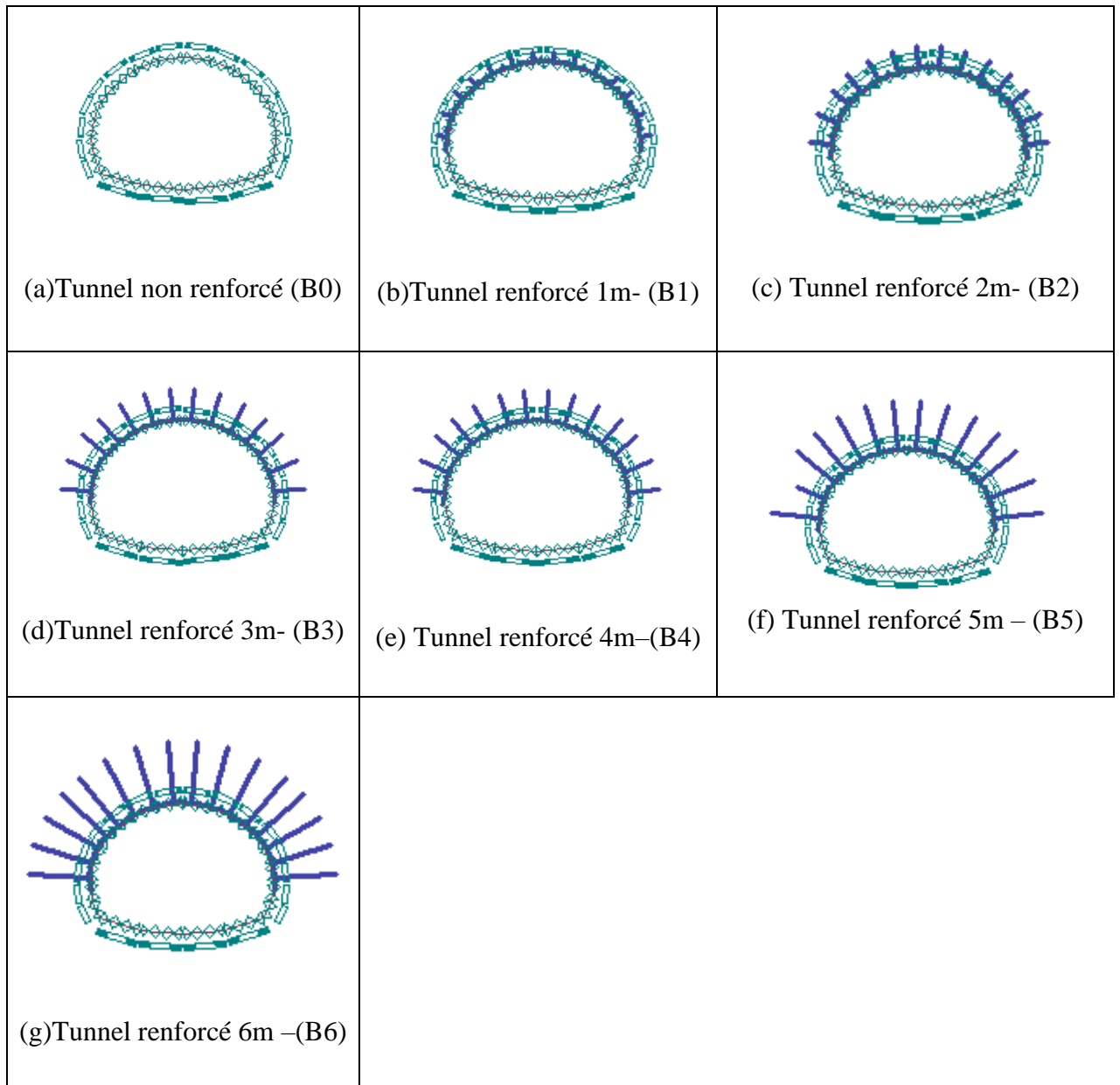


Figure VI.1 : Variantes de tunnel en fonction de la longueur des boulons d’ancrage

VI.3. Modélisation de tunnel :

VI.3.1. Définition de programme GEO5 :

Le logiciel GEO5-FEM est un logiciel géotechnique intuitif pour l'analyse de la majorité des problèmes géotechniques basés sur les méthodes analytiques et la méthode des éléments finis.

Le GEO5 FEM est utilisé pour calculer les déplacements, forces internes dans les éléments structurels, contraintes et déformations et zones plastiques dans le sol et d'autres quantités à chaque étape (phase) de construction (creusement, soutènement). Avec les modules d'extension, le programme effectue également l'analyse de l'excavation du tunnel, l'analyse du débit d'eau en régime permanent ou transitoire ou l'analyse de consolidation couplée.

VI.3.2. Présentation de modèle GEO5 FEM :

Le programme GEO5 FEM-tunnel aide à la conception et à la vérification des tunnels. Il contient des outils spéciaux pour définir les revêtements de tunnels, les systèmes d'ancrage, les joints rocheux et les zones de mortier renforcé. Le facteur de relaxation attribué à chaque étape de construction prend en compte l'effet 3D de l'excavation.

Le module d'extension FEM – Tunnel contient les fonctionnalités suivantes :

- Deux options pour modéliser le revêtement (éléments de poutre - 1D ou 2D standard)
- Possibilité de créer un modèle géométrique du revêtement en utilisant un assistant avec des données de format externe (tel que DXF).
- Introduction simple du revêtement dans le massif de sol / roche – la correction de la topologie et la génération de maillage sont entièrement automatiques
- Utilisation d'un facteur de relaxation pour modéliser le comportement 3D du massif pendant l'excavation
- Introduction des rotules des éléments de poutre
- Saisie des charges thermiques aux poutres
- Prise en compte du gonflement des sols
- Prise en compte du retrait du revêtement
- Analyse d'un revêtement secondaire soit en modifiant les paramètres géométriques des éléments (1D) soit en modifiant les paramètres du revêtement d'origine pour permettre le transfert des contraintes (éléments 2D)

- Mise en place de points de suivi dans tout le massif
- Représentation graphique de la distribution des efforts internes sur les parties actives du revêtement
- Génération automatique des ancrages fixés au revêtement
- Mise en place des ancrages comme une zone de massif de sol amélioré (région ancrée)

VI.4. Caractéristiques du terrain et de soutènements :

Le tunnel est creusé selon une méthode d'excavation conventionnelle (nouvelle méthode autrichienne de tunnelage par creusement en demi-section. Le terrain de recouvrement a une épaisseur approximative de 41.5 m. Le soutènement provisoire d'une épaisseur de 300 mm est en béton projeté de classe C 35/40. La voûte est renforcée avec des boulons d'ancrages d'une capacité de charge de 400 kN. Sur la base de l'évaluation des levés géologiques, nous allons supposer que les couches géologiques sont parallèles à la surface. La composition du profil géologique est décrite dans la figure. VI.2 et Tableau VI.1.

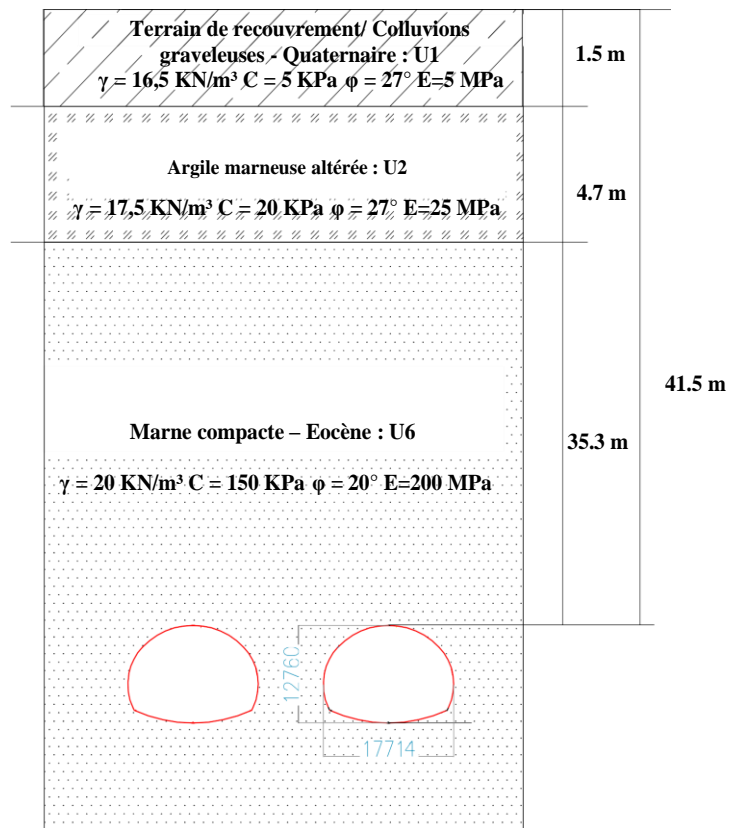


Figure VI.2. Coupe transversale de tunnel (partie de calcul)

Le tableau.VI.1. Représente les différentes caractéristiques géotechniques de terrain autour de tunnel pour le tronçon étudié.

Tableau VI.1 : Valeurs des paramètres géotechniques de la section étudiée

Paramètre	Désignation	Colluvions graveleuse – Quaternaire	Argile marneuse – Eocène	Marne compacte – Eocène	Unité
Modèle type	/	Mohr-Coulomb			/
Modèle					
Poids Volumique	γ_d	16,5	17,5	20	KN/m ²
Module de Young	E	5	25	200	KN/m ²
Coefficient de Poisson	μ	0,3	0,3	0,3	/
Terme de Cohésion	C	5	20	150	KN/m ²
Angle de Frottement	Φ	27	27	20	Degré
Angle de Dilatation	Ψ	0	0	0	Degré

Le soutènement provisoire du tunnel est constitué d'éléments cintres+béton projeté+boulon d'ancrage. Le tableau VI. 2 présentes les caractéristiques géométriques et mécaniques de soutènement provisoire

Tableau VI.2. : Caractéristiques géométriques et mécaniques de soutènement provisoire

	A (m ²)	I (m ⁴)	E (KN/m ²)	μ	e _{eq} (m)	A _{eq} (m ²)	I _{eq} (m ⁴)	E _{eq} (court terme) (KN/m ²)	E _{eq} (long terme) (KN/m ²)	G _{eq} (court terme) (KN/m ²)	G _{eq} (long terme) (KN/m ²)
Cintres HEB200	3.10 ⁻¹	5696.10 ⁻⁸	2.1.10 ⁸	0.2	0.3	3.10 ⁻¹	2,25.10 ⁻³	3,25. 10 ⁷	3,55. 10 ⁷	1,3.10 ⁷	1,40. 10 ⁷
Béton projeté	3.10 ⁻³	2,25.10 ⁻³	15.10 ⁶	0.2							

Boulons d'ancrages	φ(mm)	L(m)	E(KN/m ²)	μ	F _r (KN)
	32	6	2.1.10 ⁸	0.2	400

VI.5. Modélisation de tunnel par GEO5-FEM :

La réalisation de tunnel est effectuée tout en respectant les phases de creusement et soutènement pour assurer la stabilité du front de taille et la sécurité des ouvriers.

Pour la variante de tunnel non renforcé, les phases de creusement et de soutènement est d'environ 7 phases de construction. Par contre les variantes de tunnel renforcé nécessitent l'addition d'une phase supplémentaire pour l'emplacement des boulons d'ancrage latéraux.

La résolution de ce problème étape par étape va suivre le plan suivant :

1. Topologie : définition et modélisation du problème (éléments de contact, modélisation du revêtement).
2. Modélisation de la procédure de construction : matériau du de soutènement provisoire, étapes d'excavation et de creusement.
3. Phase de construction 1 : état de contrainte géostatique primaire du massif rocheux.
4. Phase de construction 2 : modélisation de l'excavation de la calotte, activation de l'ouverture excavée non soutenue.
5. Phase de construction 3 : renforcement de la voûte avec un soutènement provisoire (cintre + béton projeté immature).

6. Phase de construction 4 : amélioration des caractéristiques de soutènement provisoire (cintre+ béton projeté mature).
7. Phase de construction 5 : mise en place des boulons d'ancrage latéraux au niveau de la calotte avec une longueur $L = 1\text{m} - 6\text{m}$. (NB : cette phase de construction est utilisée juste pour les variantes qui contiennent des boulons d'ancrage B1, B2, B3, B4, B5 et B6).
8. Phase de construction 6 : modélisation de l'excavation du stross+contre-voute du tunnel, activation de l'ouverture excavée non soutenue.
9. Phase de construction 7 : renforcement de la partie inférieure de tunnel avec un soutènement provisoire (stross + contre-voute + béton projeté immature).
10. Phase de construction 8 : amélioration des caractéristiques matérielles du béton projeté mature (stross + contre-voute).
11. Résultats : cuvette de tassement de la surface du terrain, déformation du massif rocheux, répartition des efforts internes et déplacement du revêtement primaire du tunnel, efforts dans les ancrages.

➤ La modélisation dans le programme GEO5-MEF se déroule en deux parties :

1. Dans la première partie, l'utilisateur définit, en mode topologie, les dimensions de son modèle numérique, les interfaces entre les sols et les roches et leurs paramètres, la géométrie de la structure du tunnel à l'aide de points et de lignes et enfin les assignations aux interfaces appropriées.

2. Dans la deuxième partie, l'utilisateur définit les différentes phases de construction sont définies et soumet les calculs. La modélisation du processus de construction réel de travaux souterrains est basée sur les phases de construction en activant, désactivant ou en modifiant les matériaux dans les zones prédéfinies du modèle, en ajoutant et éventuellement en supprimant des éléments de poutre représentant des structures (par exemple le revêtement du tunnel) et en modifiant leurs paramètres (matériau, dimensions). On obtiendra un modèle numérique pour lequel on suppose que son comportement sera identique au comportement futur de la structure souterraine réelle et qui servira à en déterminer les dimensions.

VI.5.1. Phase 0 (topologie) :

Spécification des interfaces et des paramètres de sol du problème dans le cadre « Paramètres », nous allons utiliser :

- L'état de contraintes géostatiques pour le calcul de la phase de construction 1,
- L'état de contraintes pour le type de calcul,
- L'option « Tunnels » (qui permet de modéliser de manière réaliste le tracé de la construction du revêtement primaire du tunnel).

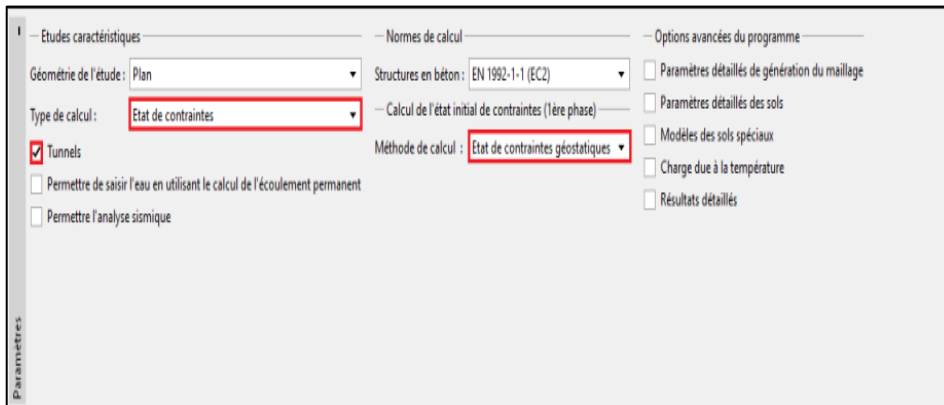


Figure VI. 3 : Cadre « Paramètres ».

A présent, nous allons définir l'étendue du modèle numérique. Pour ce problème, nous allons fixer les dimensions du modèle à -50 m ; 50 m et l'épaisseur de la couche étudiée à 70 m.

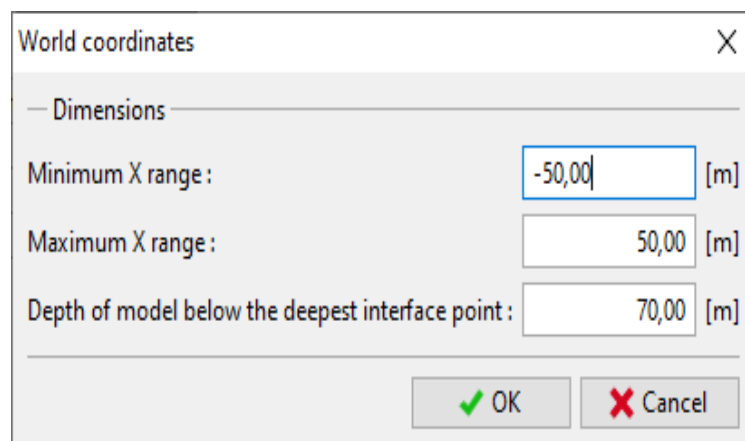


Figure VI.4. Fenêtre de dialogue « Dimensions de l'espace de travail ».

Dans Le cadre "Interface" sert pour saisir les interfaces individuelles des sols.

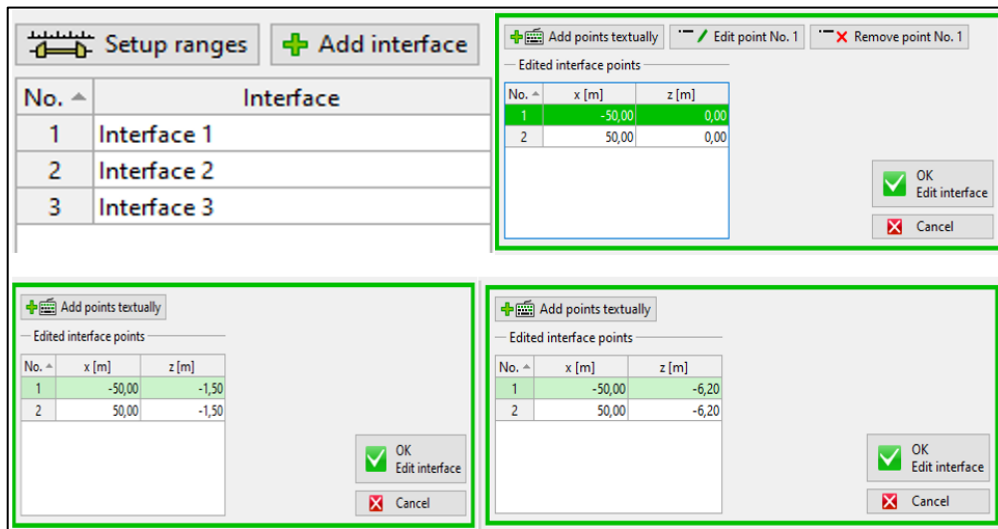


Figure VI.5 : Liste des points pour les interfaces individuelles entre les sols et les roches
 Dans le cadre « Sols », nous allons définir les paramètres du sol ou des couches rocheuses ainsi que les paramètres de la roche dans la région dans laquelle se trouvent les boulons. Nous avons appliqué le modèle de matériau de Mohr-Coulomb pour modéliser le problème. Cela nous permet de prendre en compte les régions de pannes locales ou globales.

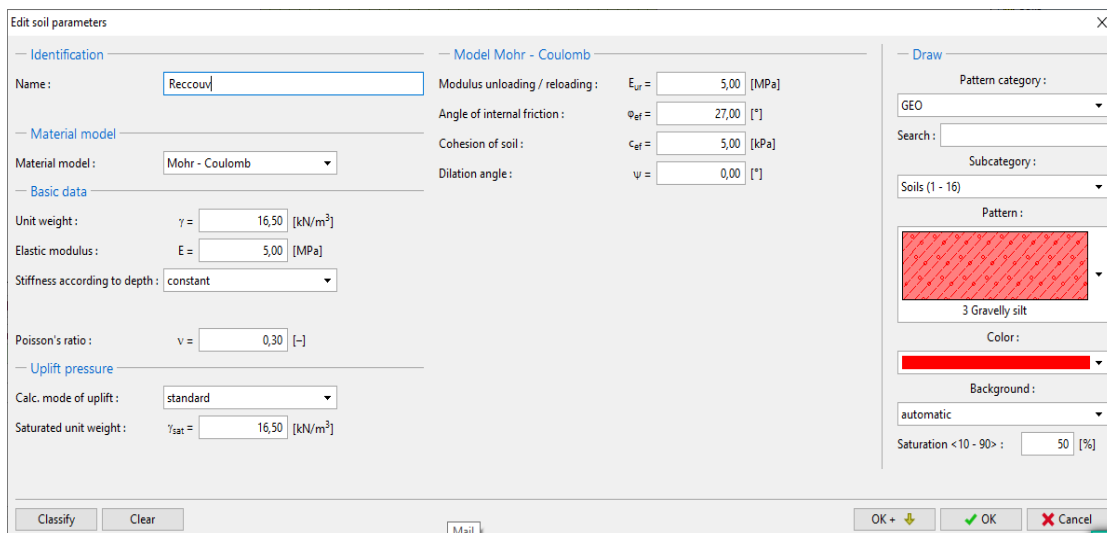


Figure VI.6 : Fenêtre de dialogue « Ajouter de nouveaux sols »

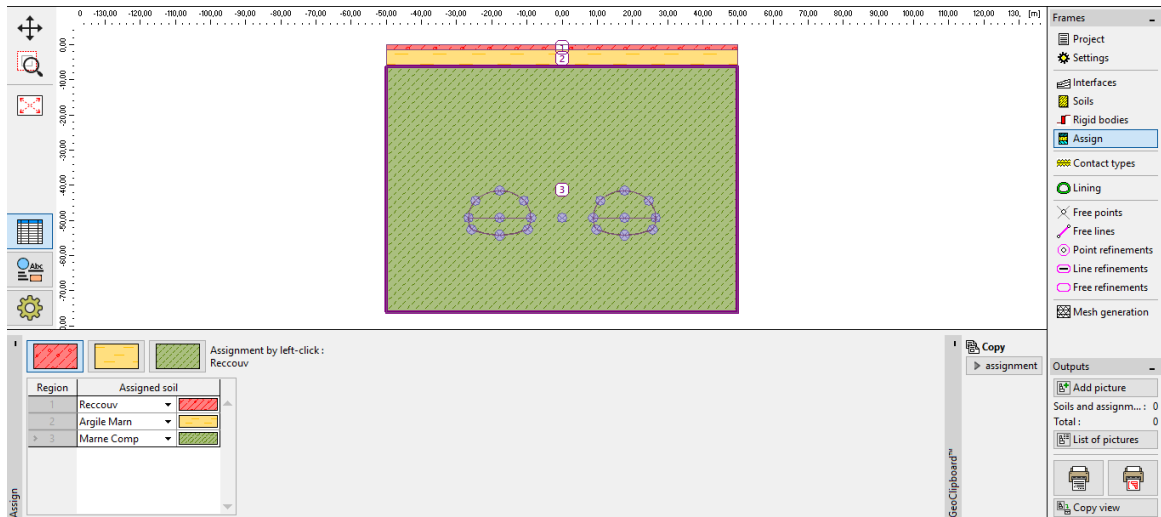


Figure VI.7 : « Assignment » cadre

L'étape suivante consiste à préciser le type d'éléments de contact, qui sont introduits à l'interface entre le revêtement et le sol ou la roche dans le cadre « Types de contact ». Nous supposons que les paramètres de contacts suivants existent à l'interface :

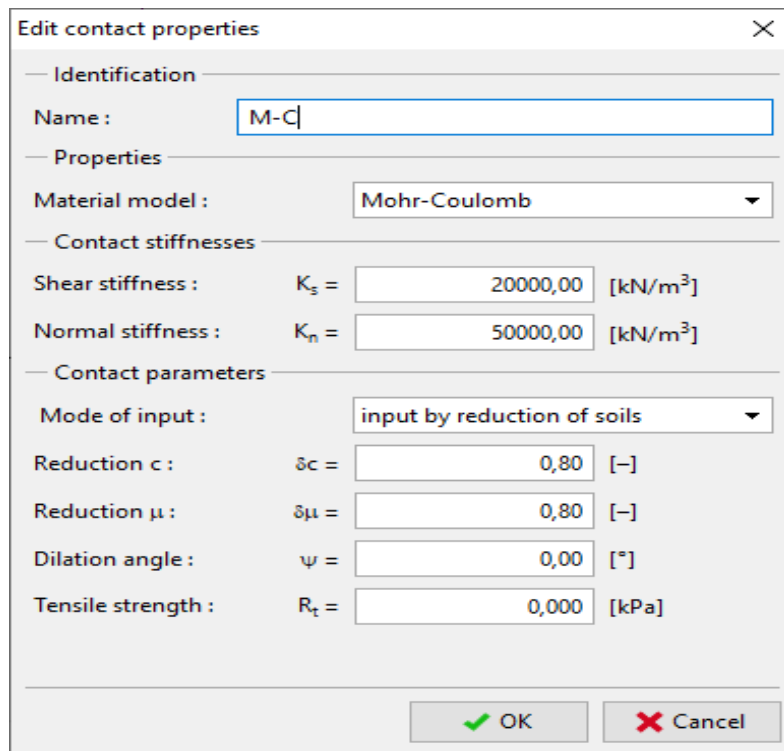


Figure VI.8 : Fenêtre de dialogue « New contact types »

On passe au cadre « Lining » et, à l'aide du bouton « Ajouter », préciserons le tunnel principal points de revêtement, la géométrie de l'excavation et son emplacement dans la région en cours de résolution.

Remarque : Nous pouvons spécifier le revêtement du tunnel dans le programme au moyen de points et de lignes individuelles ou nous peut le définir comme un macro-élément. L'avantage de cette dernière solution réside dans le fait que lorsque le profil géologique change, on peut déplacer le revêtement dans son ensemble de manière arbitraire (horizontalement ou verticalement).

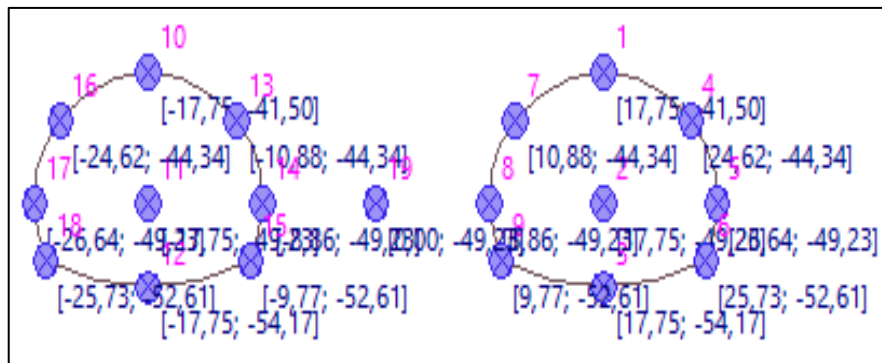


Figure VI.9 : Module « Lining » – FEM – saisir les points et le soutènement

La géométrie de la section excavée est précisée dans le module « Revêtement- FEM » au moyen de dix points libres (voir Figure VI.10),

Generator of anchored regions		Generator of shapes of lining		Add graphically		Add textually	
No. ^	Type of line	Mode of input	Lines topology				
1	arc	radius	Origin (26,64; -49,23) [m], end (24,62; -44,34) [m], radius 6,43 [m], orientation positive, angle acute				
2	arc	radius	Origin (24,62; -44,34) [m], end (17,75; -41,50) [m], radius 9,73 [m], orientation positive, angle acute				
3	arc	radius	Origin (17,75; -41,50) [m], end (10,88; -44,34) [m], radius 9,73 [m], orientation positive, angle acute				
4	arc	radius	Origin (10,88; -44,34) [m], end (8,86; -49,23) [m], radius 6,43 [m], orientation positive, angle acute				
5	arc	radius	Origin (8,86; -49,23) [m], end (9,77; -52,61) [m], radius 6,86 [m], orientation positive, angle acute				
6	arc	radius	Origin (9,77; -52,61) [m], end (17,75; -54,17) [m], radius 20,15 [m], orientation positive, angle acute				
7	arc	radius	Origin (17,75; -54,17) [m], end (25,73; -52,61) [m], radius 20,15 [m], orientation positive, angle acute				
8	arc	radius	Origin (25,73; -52,61) [m], end (26,64; -49,23) [m], radius 6,86 [m], orientation positive, angle acute				
9	arc	radius	Origin (-8,86; -49,23) [m], end (-10,88; -44,34) [m], radius 6,43 [m], orientation positive, angle acute				
10	arc	radius	Origin (-10,88; -44,34) [m], end (-17,75; -41,50) [m], radius 9,73 [m], orientation positive, angle acute				
11	arc	radius	Origin (-17,75; -41,50) [m], end (-24,62; -44,34) [m], radius 9,73 [m], orientation positive, angle acute				
12	arc	radius	Origin (-24,62; -44,34) [m], end (-26,64; -49,23) [m], radius 6,43 [m], orientation positive, angle acute				
13	arc	radius	Origin (-26,64; -49,23) [m], end (-25,73; -52,61) [m], radius 6,86 [m], orientation positive, angle acute				
14	arc	radius	Origin (-25,73; -52,61) [m], end (-17,75; -54,17) [m], radius 20,15 [m], orientation positive, angle acute				

Figure VI.10 : Lignes d'excavation libres.

Le maillage par éléments finis affecte de manière significative les valeurs résultantes des calculs. Préalablement à la génération du maillage proprement dite, nous allons augmenter la densité dans l'espace excavé (en utilisant une longueur du bord de l'élément $l = 0,5 \text{ m}$ et un rayon $r = 20 \text{ m}$ (Figure VI.11).

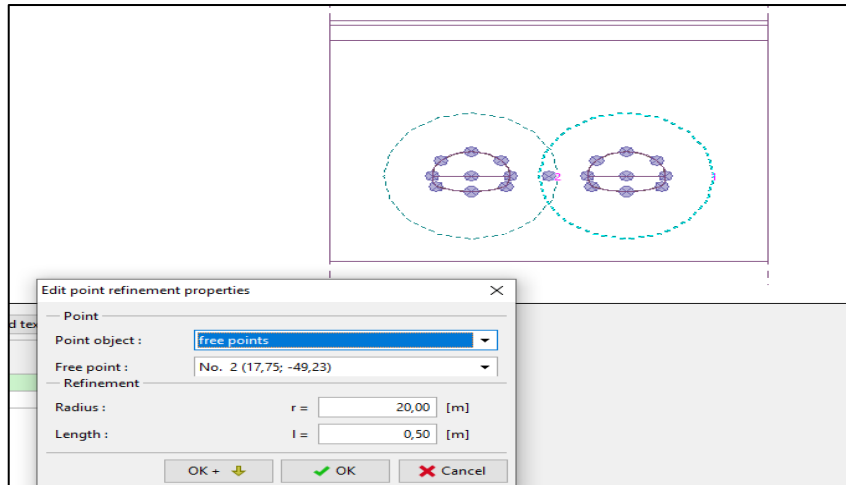


Figure VI.11 : Fenêtre de dialogue « Nouveaux raffinements des points ».

Par la suite nous passerons directement à la génération du maillage FEM. Dans le cadre « Génération du maillage », nous définirons la longueur du bord de l'élément à $2,0 \text{ m}$ et sélectionnerons l'option « Lissage du maillage ».

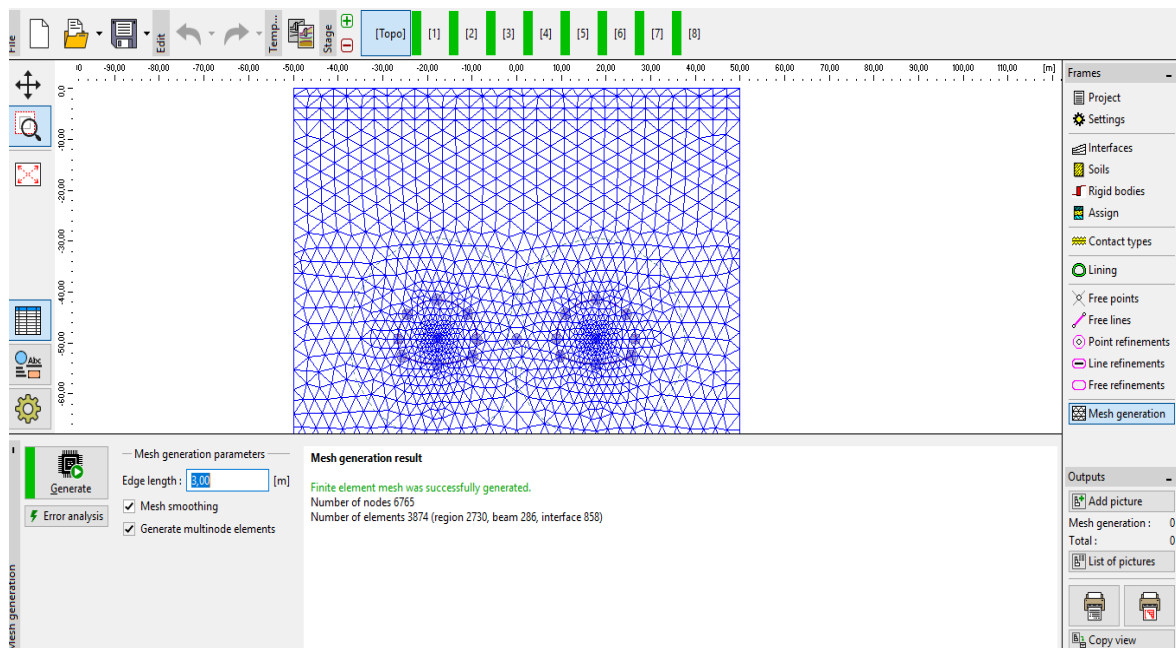


Figure VI.12 : Cadre « Générer le maillage » - Raffinement de points autour de la région d'excavation (longueur $0,5 \text{ m}$)

VI.5.2. Phase 1 : contraintes géostatiques primaires

Réaliser l'analyse de l'état de contrainte géostatique primaire du massif. Nous maintiendrons le paramètre d'analyse « Standard » pour toutes les étapes de la construction (Figure VI.13).

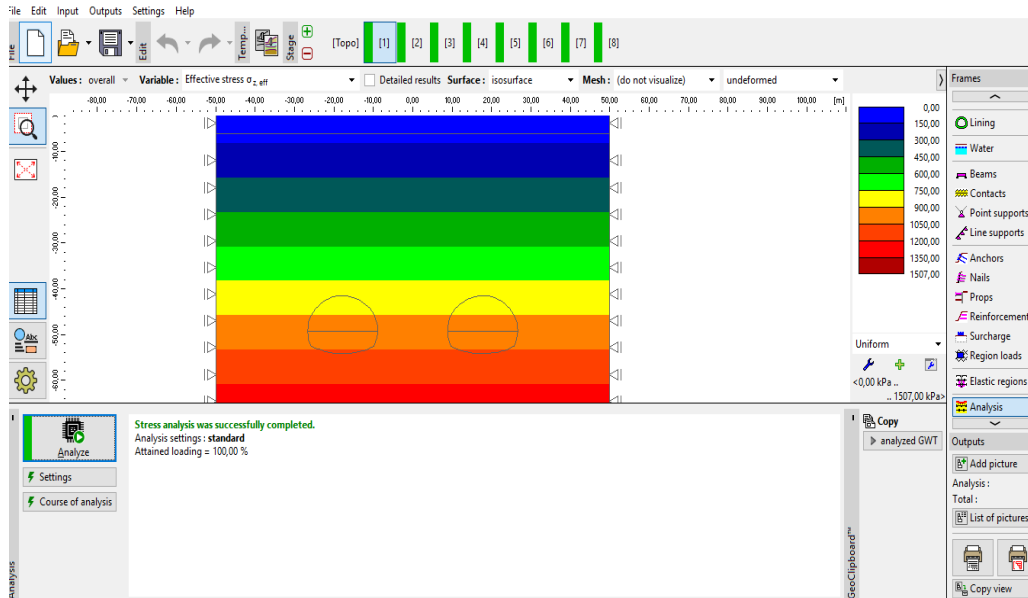


Figure VI.13 : Cadre « Analyse » Phase de construction 1

VI.5.3. Phase 2 : Excavation de la Calotte du tunnel

Dans cette étape de construction, on commence de l'activation du pourcentage de la charge sur l'excavation non soutenue de la calotte. Dans cette phase de construction, nous envisageons de désactiver 40% du sol (Figure VI.14).

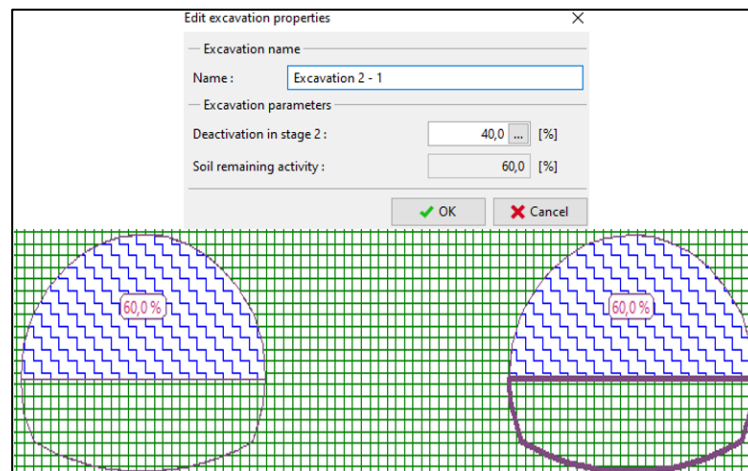


Figure VI.14 : Fenêtre de dialogue « New excavation » Phase de construction 2.

Nous allons maintenant soumettre les calculs « Analyse » et examiner les résultats concernant les déplacements, les déformations et les contraintes (Figure VI.15).

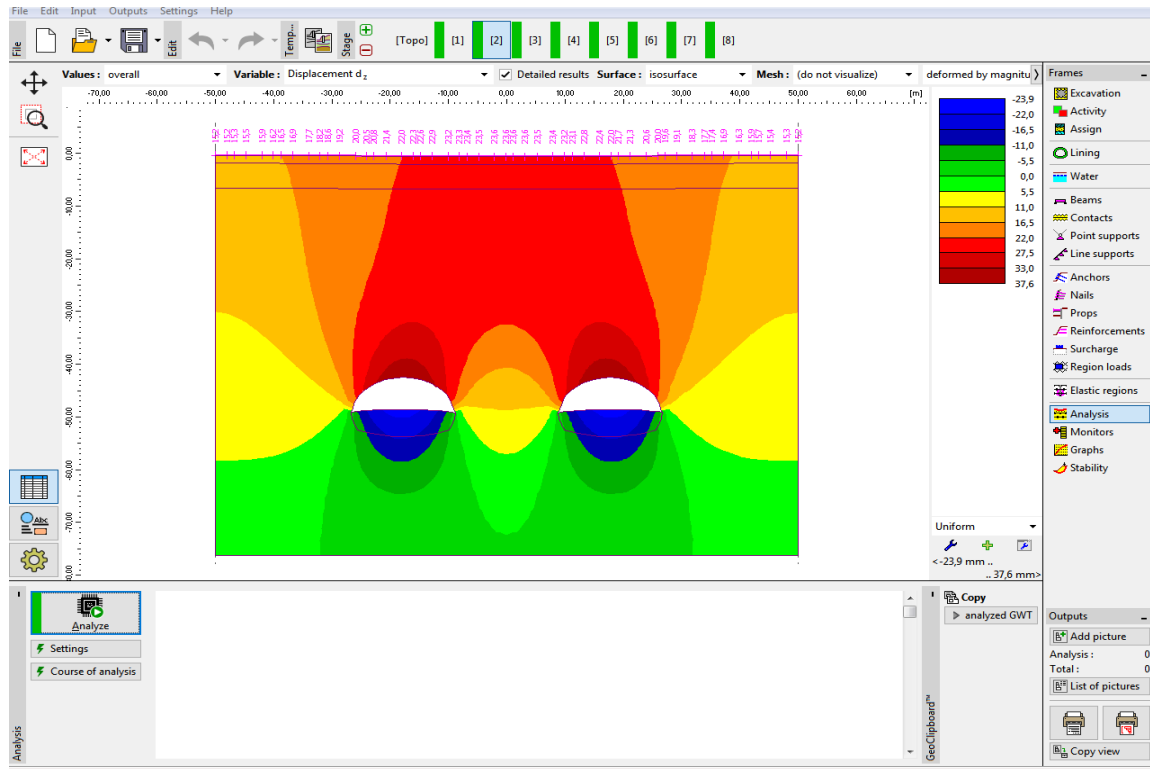


Figure VI.15 : Cadre « Analyse » - Phase de construction 2 (déplacement vertical dz et cuvette de tassement)

VI.5.4. Phase 3 : Installation de soutènement – les cintres

Dans cette phase, nous ajouterons l'étape de construction 3. Tout d'abord, nous allons modifier les propriétés de l'excavation en ajoutant 30% de la charge à l'aide du module « Edit excavation properties ». (Figure VI.16).

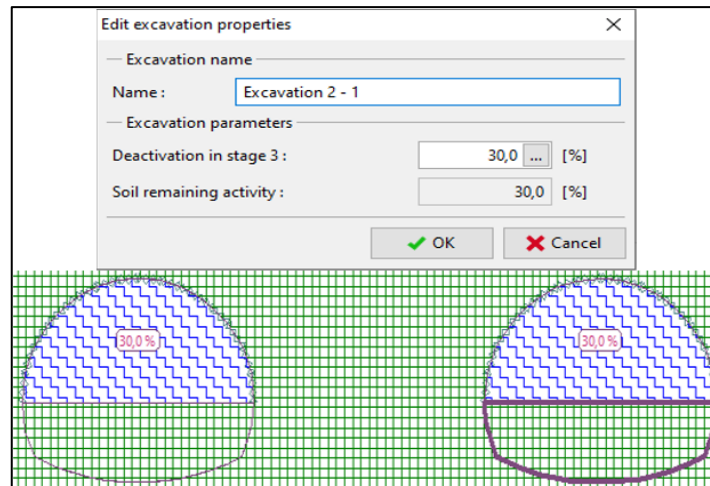


Figure VI.16 : Fenêtre de dialogue « Edit excavation properties »

Ensuite, nous modéliserons le tunnel avec la mise en place des caractéristiques mécaniques et géométrique à court terme de soutènement provisoire de la calotte (Figure.VI.17).

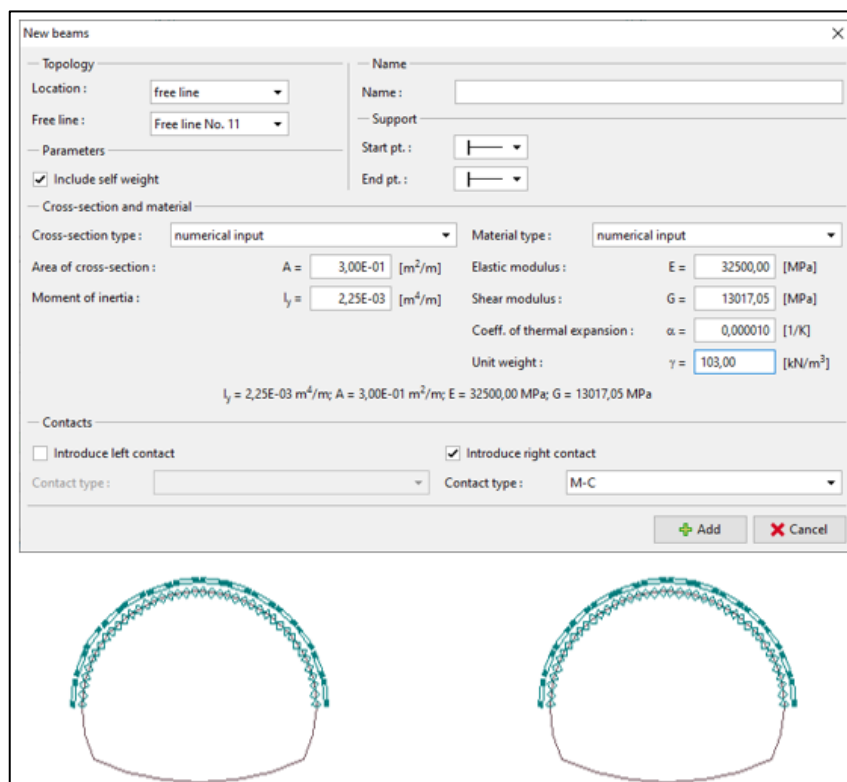


Figure VI.17 : Saisie du revêtement primaire de la tête supérieure avec de nouvelles poutres – Phase de construction 3

VI.5.5. Phase 4 : Amélioration des caractéristiques de soutènement provisoire

Dans cette phase, on commence à modifier les propriétés de l'excavation en ajoutant 20% de la charge à l'aide du module « Edit excavation properties » (Figure VI.18).

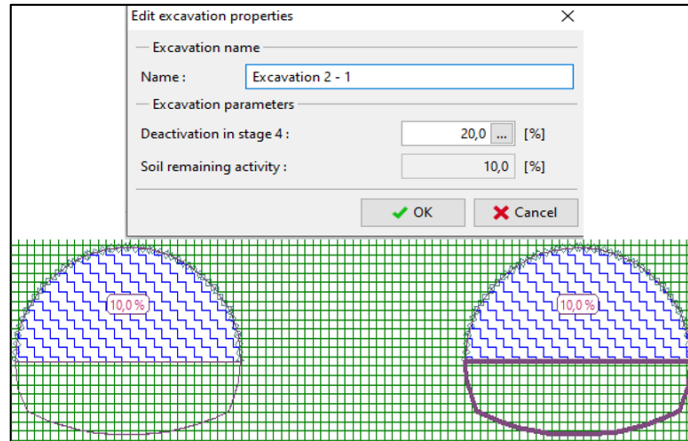


Figure VI.18 : Modifier les propriétés de l'excavation » fenêtre dialogue – Phase de construction 4.

Ensuite, l'amélioration des caractéristiques mécaniques et géométriques de soutènement provisoire (cintre+ béton projeté mature) (Figure VI.19).

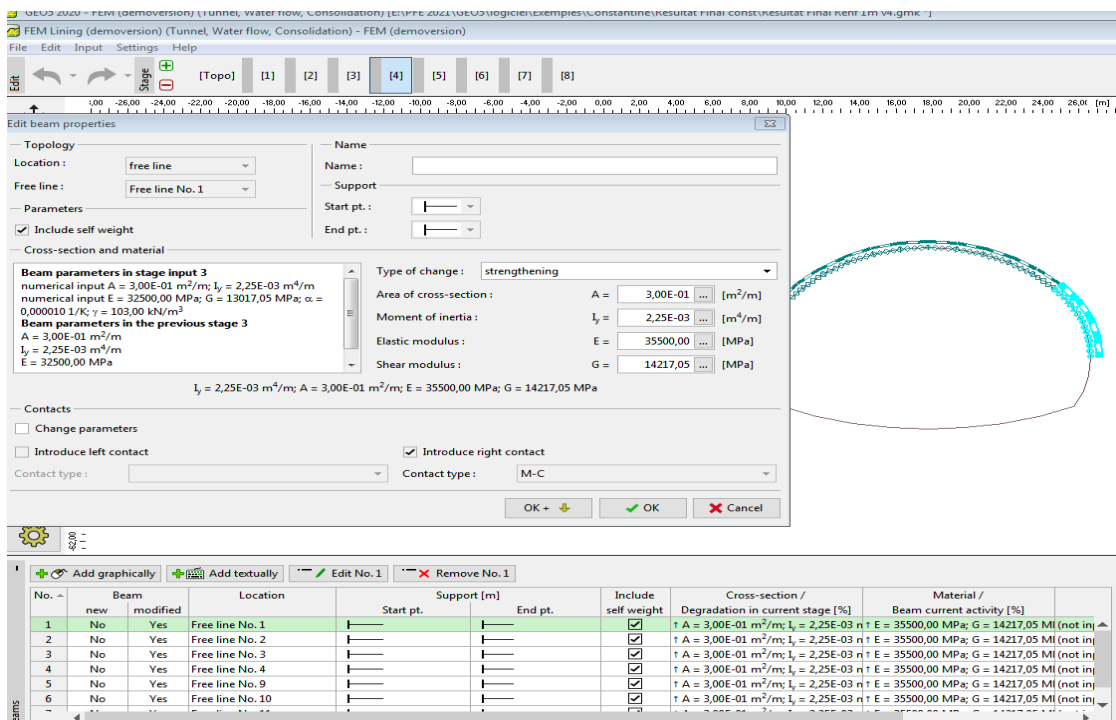


Figure VI.19 : Modifier les propriétés de soutènement provisoire, fenêtre dialogue « Edit beam properties ».

VI.5.6. Phase 5 : Mise en place des boulons d'ancrages

Cette phase de construction s'occupe à :

- Modification des propriétés de l'excavation en ajoutant 10% de la charge à l'aide du
- Module « Edit excavation properties » (Figure VI.20).

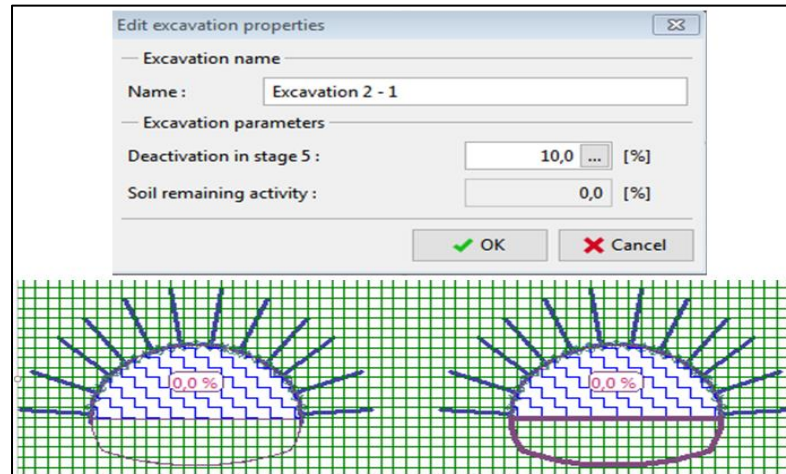


Figure VI.20 : Modifier les propriétés de l'excavation » fenêtre dialogue– Phase de construction 5.

- La mise en place des boulons d'ancrages latéraux en utilisant le module « Anchors », les longueurs des boulons d'ancrage allons de 1m jusqu'à 6m (Figure VI.21).

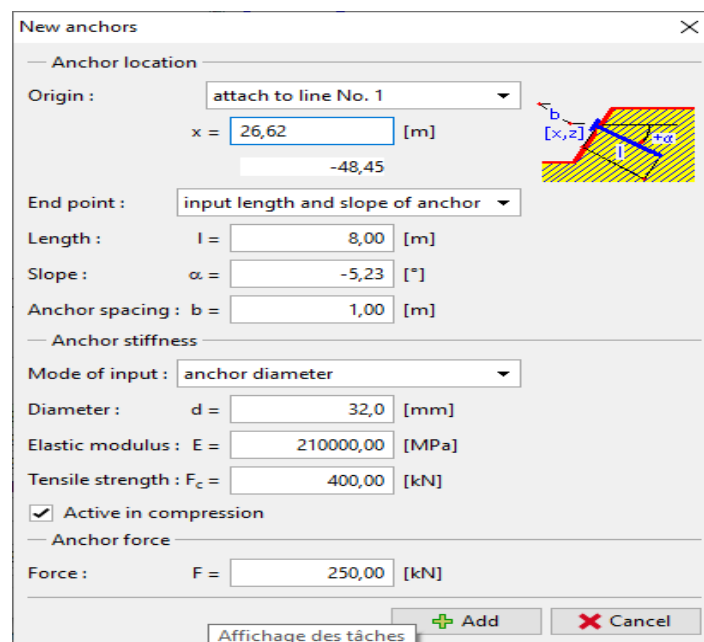


Figure VI.21. Fenêtre « New anchors ».

Nous allons maintenant soumettre les calculs « Analyse » et examiner les résultats concernant les déplacements, les déformations et les contraintes (Figure VI.22).

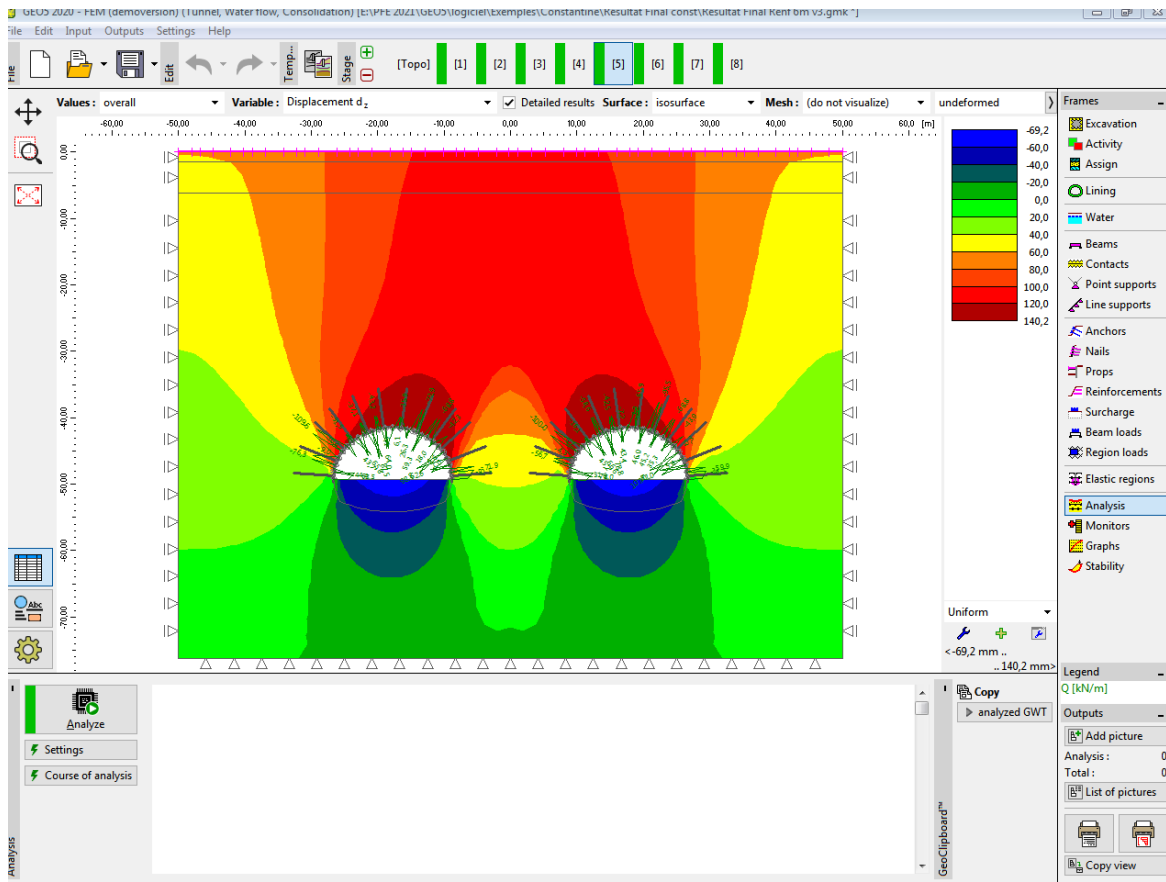


Figure VI.22 : Cadre « Analyse » - Phase de construction 5 (déplacement vertical dz et cuvette de tassement)

VI.5.7. Phase 6 : Modélisation de l'excavation du stross + contre-voute

Dans cette étape de construction, on commence de l'activation du pourcentage de la charge sur l'excavation non soutenue de stross et contre voute. Dans cette phase de construction, nous envisageons de désactiver 30% du sol (**Figure VI.23**).

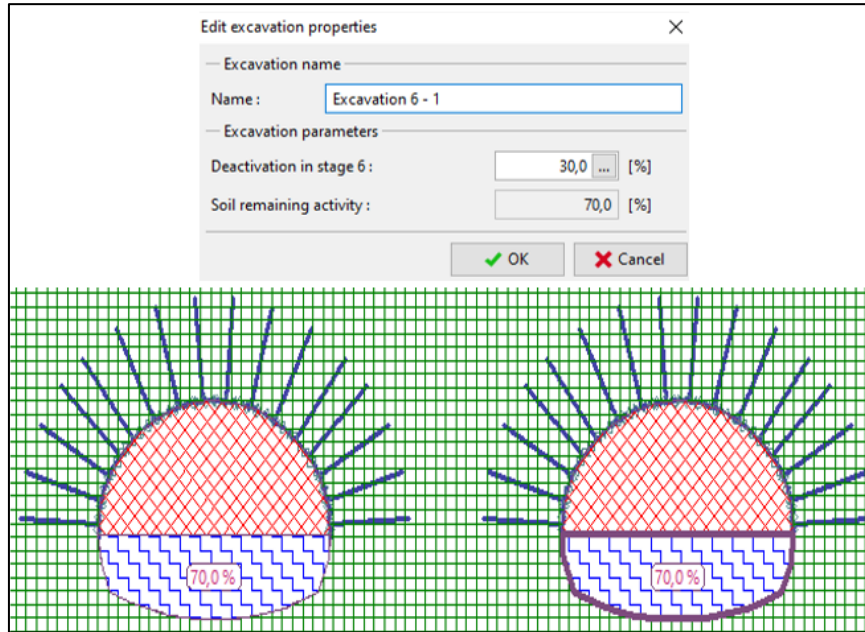


Figure VI.23 : Dialogue fenêtre « Nouvelle fouille » – Phase de construction 6

Nous allons maintenant soumettre les calculs « Analyse » et examiner les résultats concernant les déplacements, les déformations et les contraintes (Figure VI.24).

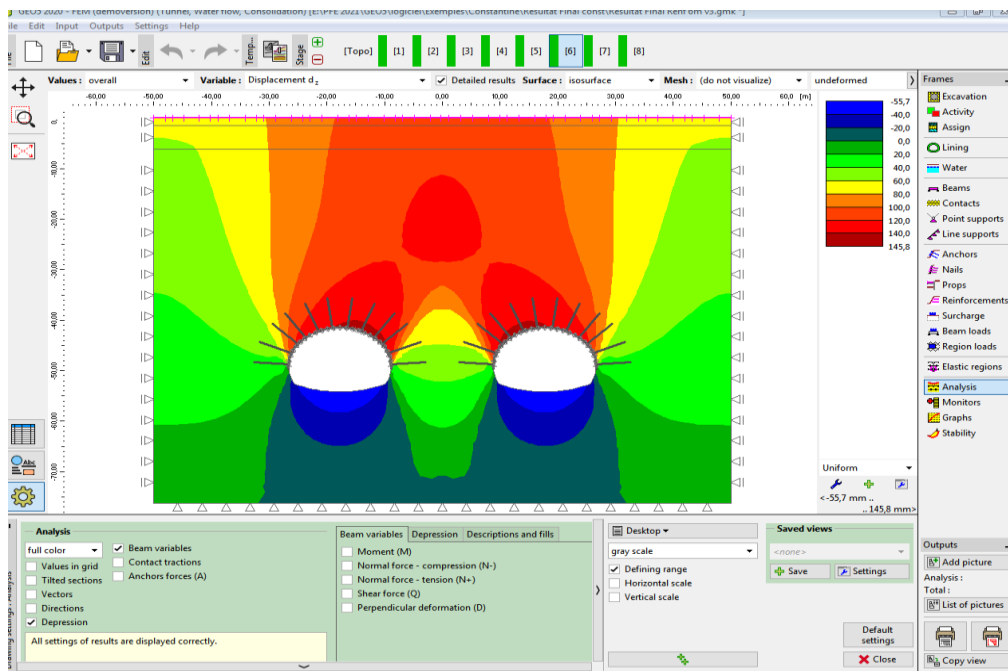


Figure VI.24 : Cadre « Analyse » - Phase de construction 6 (déplacement vertical dz et cuvette de tassement)

VI.5.8. Phase 7 : renforcement de la partie inférieure de tunnel avec un soutènement provisoire (stross+contre-voute+ béton projeté immature).

Nous allons activer le pourcentage de la charge sur l'excavation non soutenue de stross et contre voute. Dans cette phase de construction, nous envisageons de désactiver 35% du sol (Figure VI.25).

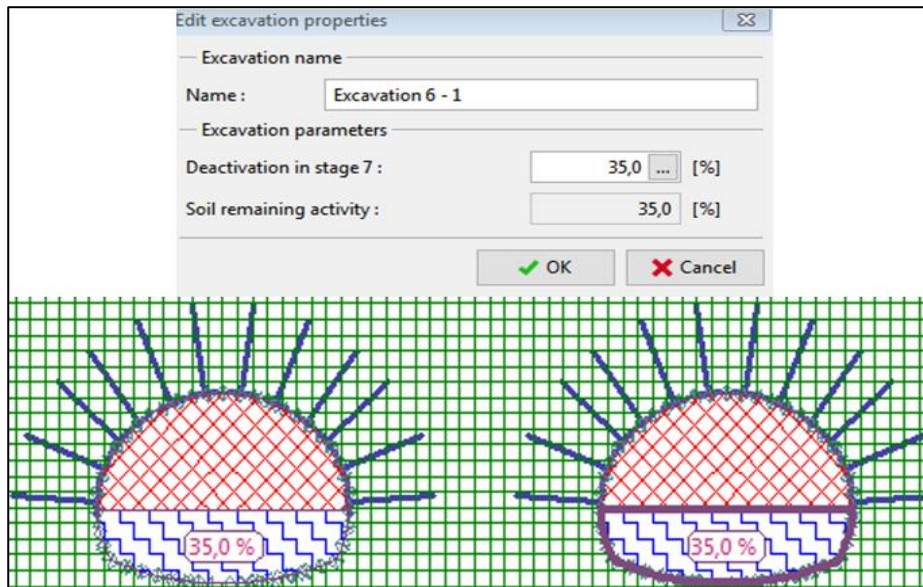


Figure VI.25 : Fenêtre « Editer excavation propretés » fenêtre dialogue– Phase de construction 7

VI.5.9. Phase 8 : amélioration des caractéristiques matérielles du béton projeté mature (stross+contre-voute).

Nous allons activer les 35 % restants de la charge agissant sur le massif rocheux. La procédure d'édition les propriétés de l'excavation sont similaires à celles utilisées dans les étapes de construction précédentes (Figure VI.26).

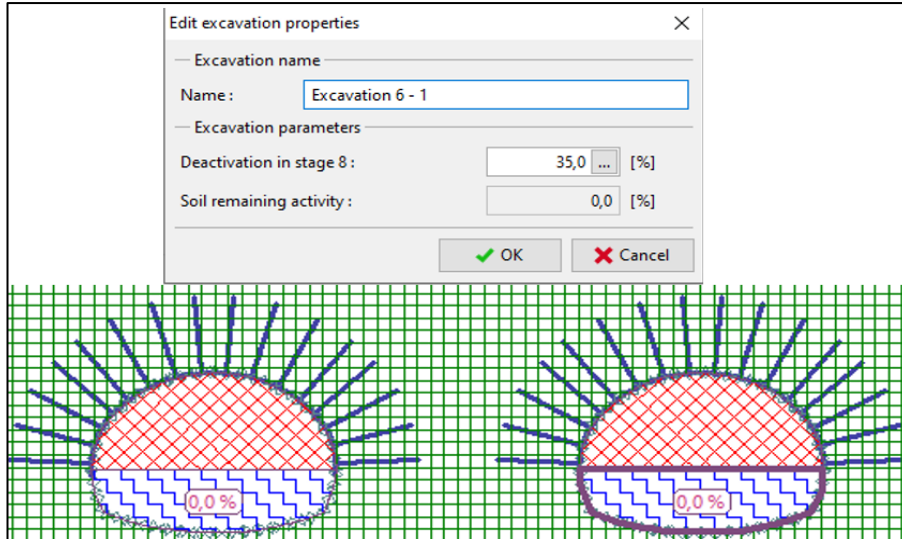


Figure VI.26 : Fenêtre de dialogue « Edite excavation propriétés » phase de construction 8

Ensuite, on passe à l'analyse de la dernière phase de construction pour déduire des déplacements, les contraintes et les sollicitations agissantes sur le soutènement provisoire (Figure VI.27).

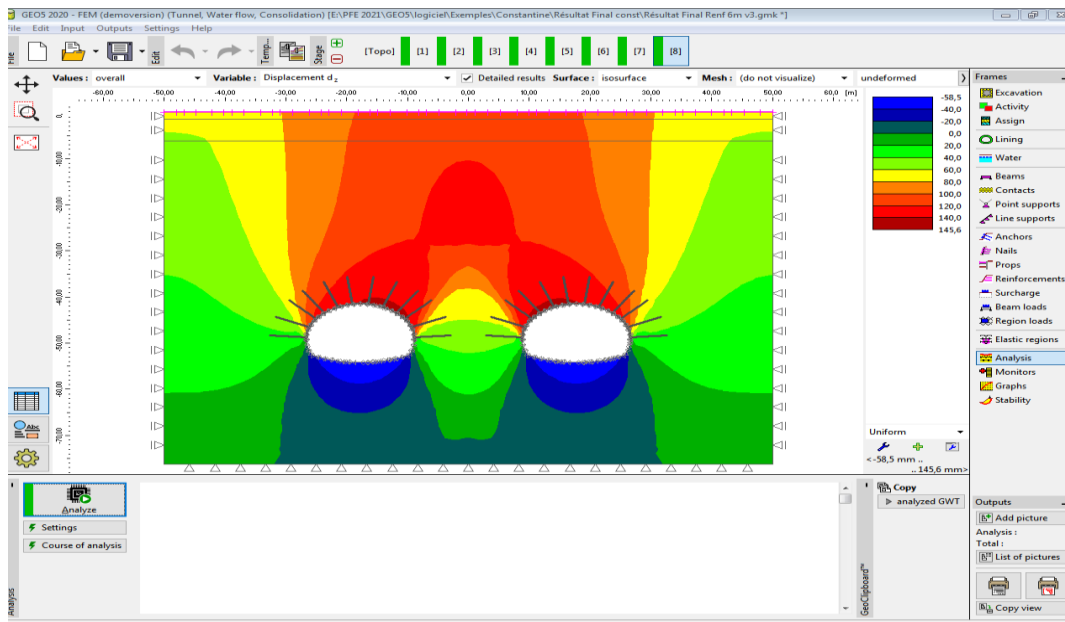


Figure VI.27 : « Analyse de tous les phases »

VI.6. Résultats et discussion :

Lors de creusement des tunnels, le sol subit plusieurs déformations dues aux différents modes de changement de la distribution du champ de contraintes autour du tunnel. Il en résulte des tassements plus ou moins significatifs qui peuvent affecter la stabilité du sol et des constructions voisines (bâtiments et ouvrages d'art). L'importance de ces tassements est en relation étroite avec les conditions géologiques et hydrologiques du massif rocheux, la profondeur d'excavation de tunnel et la méthode de creusement et de soutènement.

Le mouvement de surface est dû principalement à la perte de sol au front de taille de tunnel, au déplacement du sol vers le vide laissé par la distance de pose du soutènement en arrière du front de taille, et à la déformation du soutènement du tunnel qui vient d'être exécuté suite à sa mise en charge.

La mise en place des boulons d'ancrage latéraux permet d'assurer la stabilité du front de taille, de soutènement provisoire et de réduire les pressions du terrain dues au mouvement du sol.

VI.6.1. Effet de renforcement latéral sur la stabilité du soutènement provisoire :

Les différentes variantes proposées (B0, B1, B2, B3, B4, B5 et B6) ont été modélisées par logiciel Géo5-FEM en utilisant le mode de creusement en demi-section dans le but d'étudier l'effet de la longueur des boulons sur la stabilité du sol et la stabilité de soutènement provisoire.

VI.6.1. 1. Moment fléchissant :

La mise en place des différents constituants de soutènement provisoire permet de supporter le sol entourant le tunnel par la création des pressions à l'intérieur de tunnel pour stabiliser le front de taille. En plus, le soutènement se fait souvent par étapes, non seulement pour faciliter l'avancement des travaux, mais aussi pour ajuster progressivement l'action de confinement nécessaire à l'obtention de l'équilibre désiré. Cependant, les pressions exercées sur les parois de tunnel entraînent des sollicitations et des déformations plus au moins significatives. En effet, la figure VI.28 présente les valeurs de moment fléchissant dues à la pression des terres de l'ensemble des variantes étudiées en fonction de la longueur des boulons d'ancrage latéraux. Il est bien remarqué sur cette figure que la valeur de moment la plus importante est celle de la variante B0. Cette variante ne contient aucun boulon de renforcement au niveau des parois de tunnel. La mise en place des boulons

d'ancrage de longueur de 1 m (variante B1) entraîne une diminution remarquable du moment qui de l'environ de 425 KNm. Subséquemment, l'augmentation de la longueur des boulons d'ancrage jusqu'à une longueur de 6m (variante B6) provoque une diminution sensible du moment fléchissant.

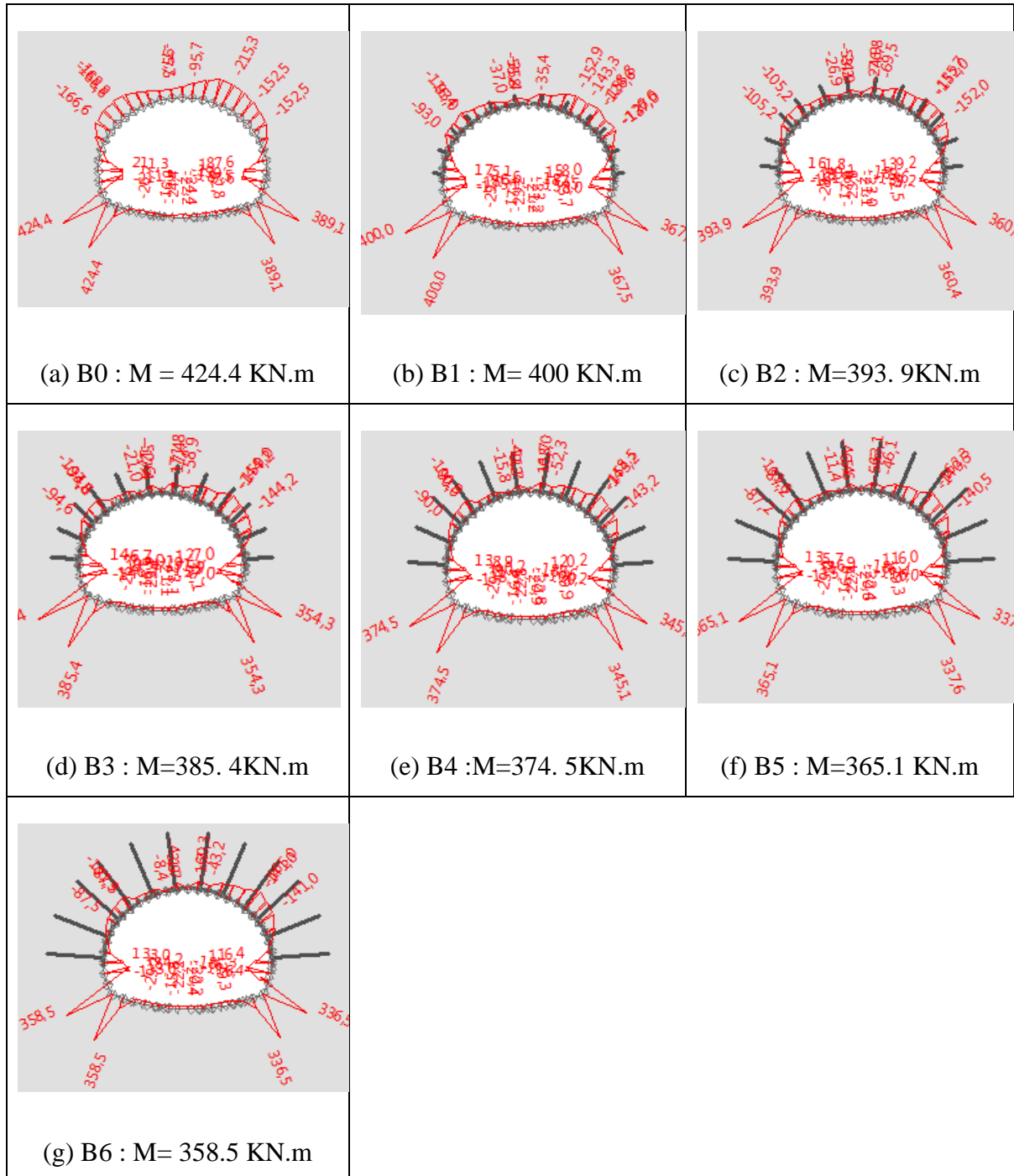


Figure VI.28 : Moment fléchissant de tunnel pour chaque variante.

Une présentation graphique des différentes sollicitations est nécessaire afin de bien comprendre l'effet de renforcement par boulonnage latéral sur la stabilité de soutènement provisoire de tunnel. La figure VI.29 présente le moment fléchissant en fonction de la longueur des boulons d'ancrage avec une mise en place de la courbe de tendance linéaire pour déduire l'équation linéaire : $Y = Bx + A$, avec A et B sont des constantes.

Le rapport B/A représenté le taux de changement (diminution/augmentation) de moment fléchissant avec l'augmentation de diamètre des boulons d'ancrage (Tableau VI.3).

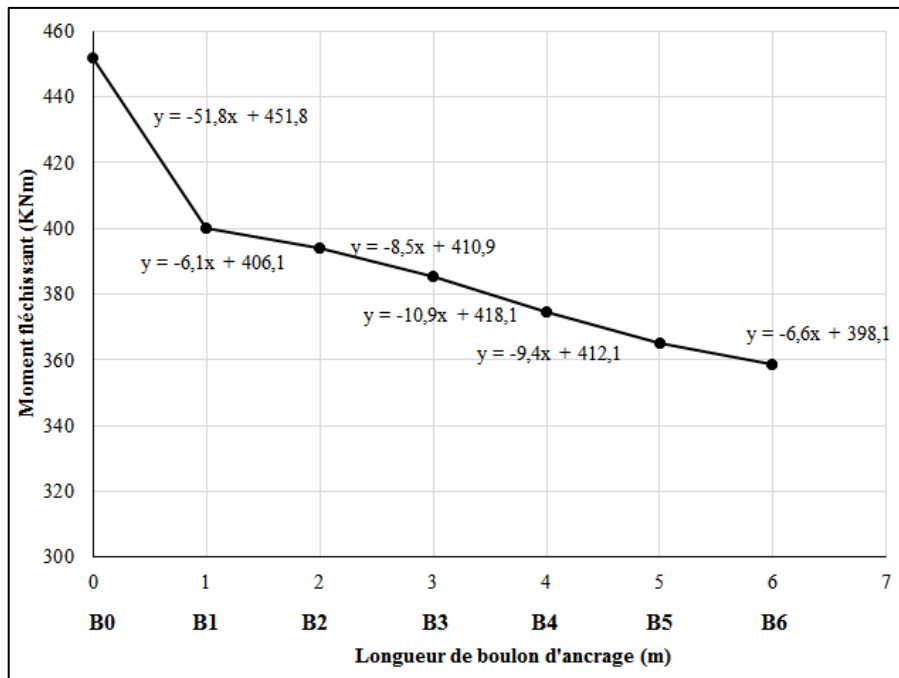


Figure VI.29 : Moment fléchissant en fonction de la longueur des boulons d'ancrages.

Il est bien remarqué sur la figure VI.28 que les valeurs de moment fléchissant subissent une forte diminution avec l'augmentation de la longueur des boulons d'ancrage. En effet, un taux de diminution de moment fléchissant d'environ 11.47 % (Tableau VI.3) du à la mise en place des boulons de longueur 1m. Le renforcement du terrain autour de tunnel entraîne des changements dans les caractéristiques physiques du sol tels que la cohésion, la densité et le module d'élasticité.

En plus, l'injection de ces boulons permet de créer un volume de sol ayant des propriétés améliorées qui contribue à la diminution des sollicitations aux parois (convergence) et à la stabilité définitive de l'ouvrage.

Ce volume augmente avec l'augmentation de la longueur des boulons d'ancrage.

Tableau VI.3: Taux de changement de moment fléchissant de tunnel.

	B0-B1	B1-B2	B2-B3	B3-B4	B4-B5	B5-B6
B	-24,1	-6,1	-8,5	-10,9	-9,4	-6,6
A	424,1	406,1	410,9	418,1	412,1	398,1
B/A(%)	-5,68	-1,50	-2,07	-2,61	-2,28	-1,66

VI.6.1.2. Effort tranchant :

La mise en place des ancrages autour du support temporaire du tunnel entraîne une interaction étroite avec le sol sur toute la longueur du boulon. Ces boulons scellés ne fonctionnent pas indépendamment du terrain et contribuent à la stabilité du sol. La figure VI.30 présente les valeurs de l'effort tranchant pour chaque variante de tunnel étudiée. Une diminution remarquable des valeurs de l'effort tranchant avec l'augmentation de la longueur des boulons de renforcement latéraux.

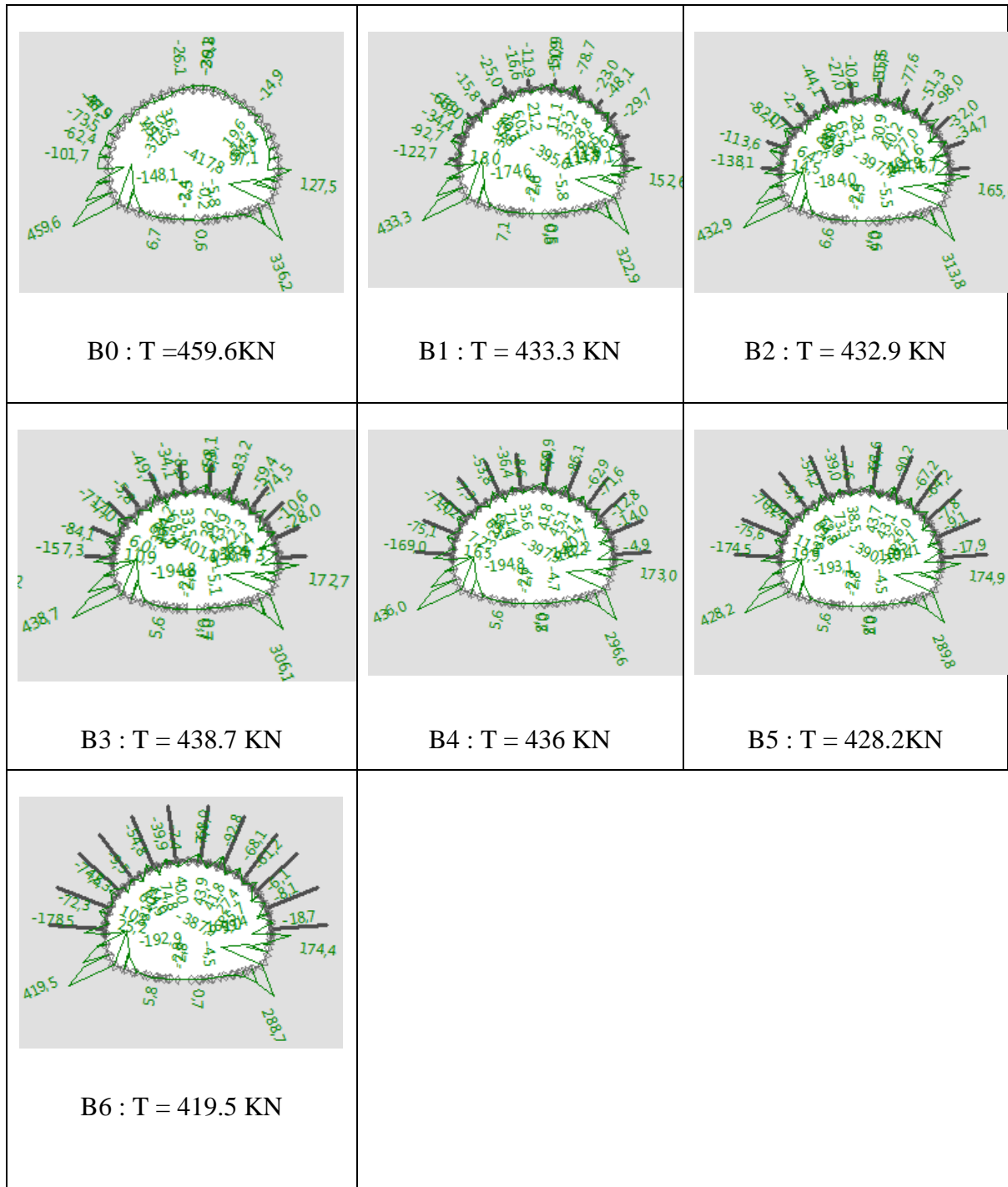


Figure VI.30: Effort tranchant de tunnel pour chaque variante.

La méthode de creusement en demi-section qui consiste à excaver et soutenir la partie supérieure de tunnel, ensuite l'excavation et le soutènement de la partie inférieure permettent d'assurer une stabilité provisoire du terrain autour de tunnel et de limiter les déformations du sol. Cependant, la hauteur du terrain au-dessus de tunnel qui est d'environ

41 m et considérée comme une hauteur faible, entraîne une transmission importante des déformations due aux mouvements de terrain pendant les travaux d'exécution de tunnel. Ces mouvements provoquent des changements importants des propriétés de sol. Il est fortement nécessaire de mettre des boulons d'ancrage pour réduire les contraintes et les déformations sollicitées sur le tunnel. En effet la figure VI.31 les résultats des efforts tranchant en fonction de la longueur des boulons d'ancrage latéraux. Il bien remarquer que la valeur de l'effort tranchant maximale est celle de tunnel non renforcé (variante B0).

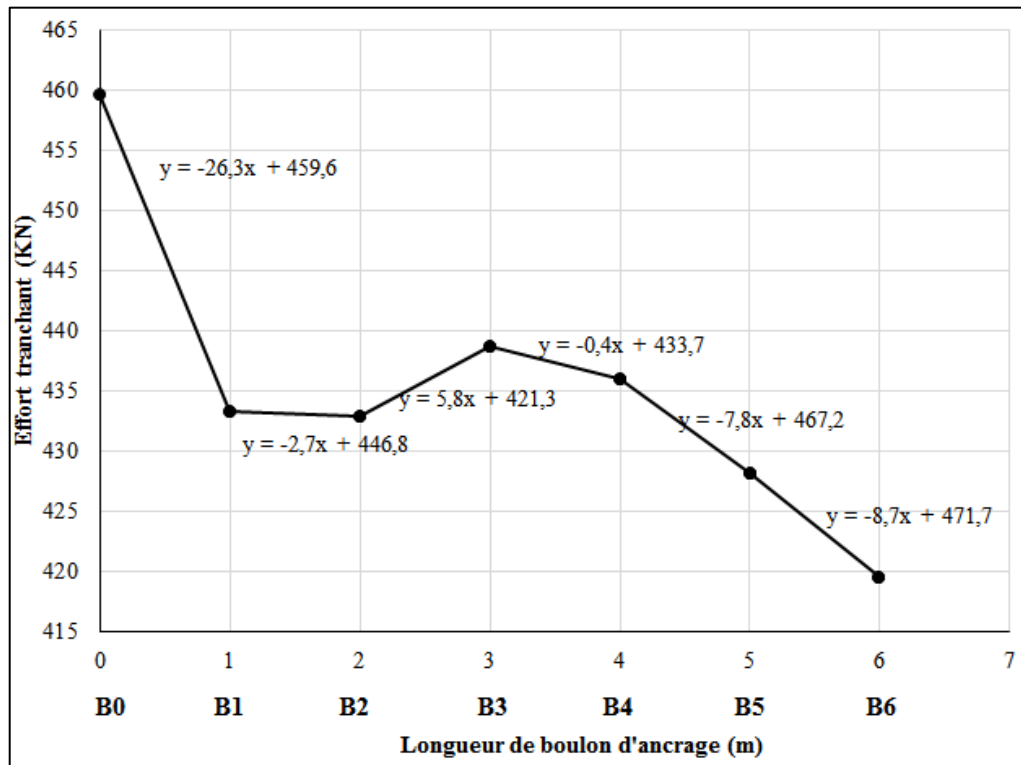


Figure VI.31 : Effort tranchant en fonction de la longueur des boulons d'ancrages.

La mise en place des boulons de renforcement de longueur 1 m (variante B1) entraîne une diminution remarquable de l'effort tranchant avec un taux de diminution d'environ 5.72 % (Tableau VI.4). Cette forte diminution due principalement à la création d'une surface renforcée autour de soutènement provisoire avec des caractéristiques améliorées. Cette surface peut réduire les pressions des terres orientées vers les sections excavées (vide) et de créer un pré soutènement du sol. En plus, le produit injecté avec les boulons de renforcement au niveau des trous pénètre le terrain et augmente la cohésion du sol et assure la stabilité de soutènement provisoire.

Tableau VI.4: Taux de changement de l'effort tranchant de tunnel.

	B0-B1	B1-B2	B2-B3	B3-B4	B4-B5	B5-B6
B	-26,3	-2,3	5,4	-0,4	-7,8	-8,7
A	459,6	445,2	422,1	433,7	467,2	471,7
B/A(%)	-5,72	-0,52	1,28	-0,09	-1,67	-1,84

VI.6.2. Effet du mode de creusement sur la stabilité du sol entourant le tunnel :

Le creusement de tunnel provoque des sollicitations dues à l'annulation des contraintes de confinement au niveau des parois. Les déformations induites en galerie peuvent conduire à des pertes de volume et des mouvements nuisibles aux ouvrages à proximité. La méthode de creusement et le soutènement associé doivent maîtriser le phénomène de plastification des terrains dû à la décompression qui peut se produire en paroi du front, et se propager à l'arrière au cours du creusement.

Après avoir modélisé les deux tubes de tunnel en utilisant logiciel GEO5, les différentes sollicitations dues à l'excavation au moment de la mise en place de soutènement sont déduites. Ces sollicitations peuvent se varier selon les méthodes de creusement et le mode de renforcement de tunnel.

VI.6.2. 1.Déplacement vertical :

L'excavation de tunnel est effectuée par la méthode de creusement en demi-section qui consiste à excaver la partie supérieure de tunnel, en suite la partie inférieure. Cette méthode peut provoquer des déformations plus au moins significatives avec une décompression du terrain qui entraîne par la suite des déplacements verticaux et horizontaux du sol. La figure VI.32 présente le déplacement vertical au niveau de soutènement provisoire pour les différentes longueurs de boulon d'ancrage. En effet, le déplacement vertical enregistré au niveau de la calotte pour le tunnel non renforcé (variante B0) est très important, il est d'environ de 19.5 cm. Ce déplacement peut créer des dommages au niveau des cintres et du béton projeté. La mise en place des boulons de renforcement de longueur 1m (variante B1) entraîne une diminution remarquable de déplacement vertical (dz= 15.7cm)

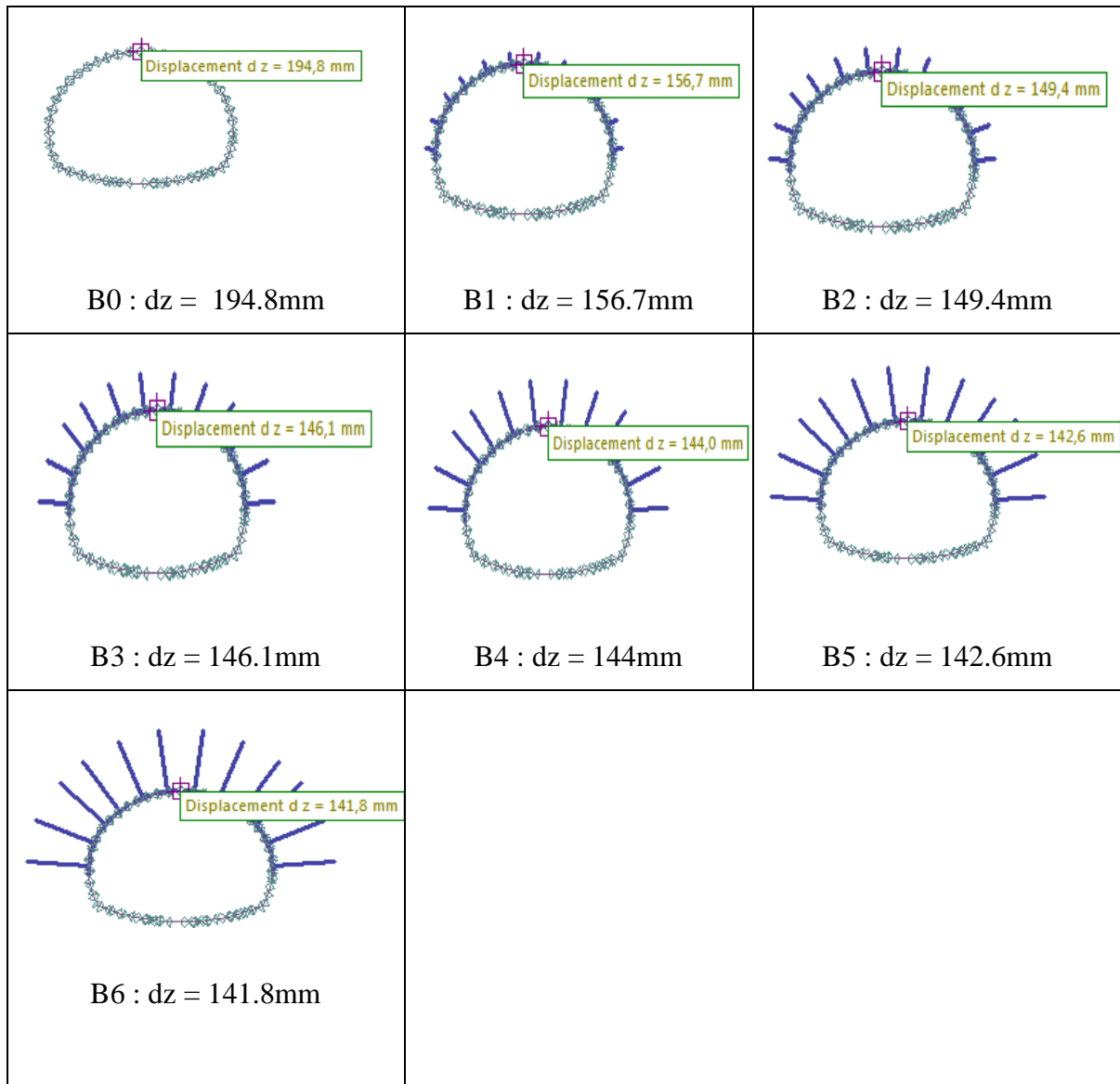


Figure VI.32 : Déplacement vertical pour chaque variante étudiée

La présentation graphique des résultats de déplacement vertical en fonction de la longueur des boulons d’ancrage permet de donner plus d’explication sur le comportement du sol et de soutènement provisoire pendant l’opération de creusement (Figure). En effet, la pente de la droite de régression entre la variante B0 et B1 (Figure VI.33) présente une valeur importante par rapport aux autres variantes, avec un taux de diminution d’environ 19,56% (TableauVI.5). Ce taux correspond à un déplacement vertical de 15.67cm dû à la mise en place des boulons d’ancrage de 1m qui permettent de créer un confinement de terrain et de limiter les convergences dues à l’enlèvement d’une quantité de sol et la création d’un vide.

Par ailleurs, l’augmentation de la longueur des boulons d’ancrage provoque une légère diminution de déplacement vertical, et la comparaison entre les pentes de droite de

régression linéaire des variantes B2-B3, B3-B4, B4-B5 et B5-B6 donne un taux de diminution d'environ 4.45%, 2.12%, 1.38%, 0.94% et 0.55% respectivement (Tableau VI.6).

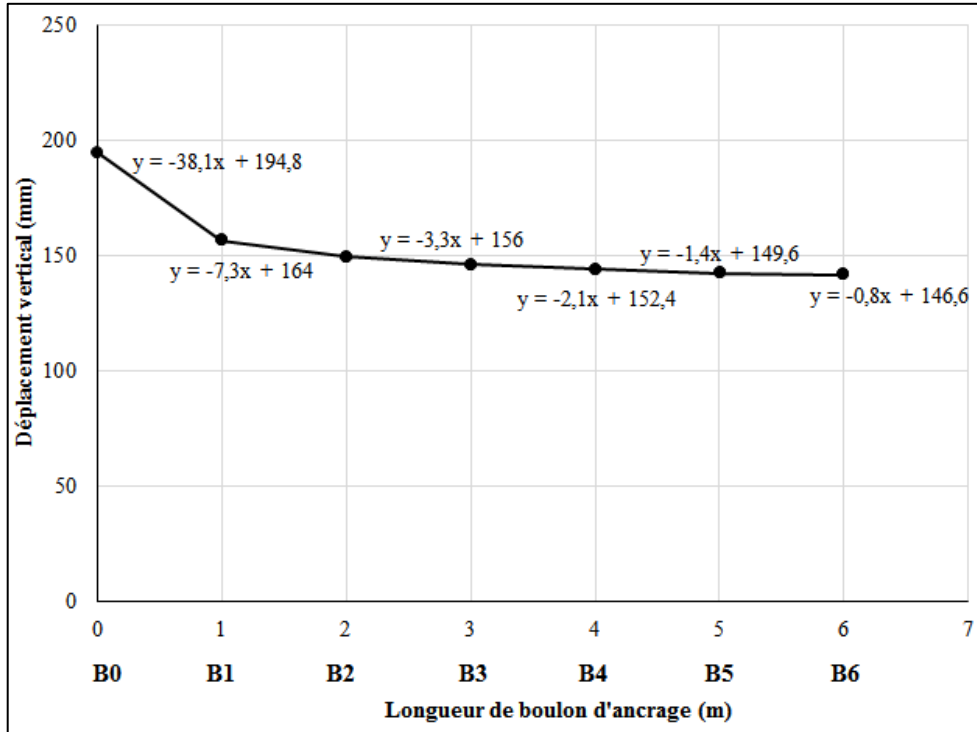


Figure VI.33: Déplacement vertical en fonction de la longueur des boulons d'ancrages.

Tableau VI.5 : Taux de changement de déplacement vertical de tunnel.

	B0-B1	B1-B2	B2-B3	B3-B4	B4-B5	B5-B6
B	-38,1	-7,3	-3,3	-2,1	-1,4	-0,8
A	194,8	164	156	152,4	149,6	146,6
B/A(%)	-19,56	-4,45	-2,12	-1,38	-0,94	-0,55

VI.6.2. 2.Déplacement horizontal :

Le renforcement de tunnel est une opération indispensable dans le cas de présence d'un éboulement ou le cas d'un sol qui présente des caractéristiques médiocres. Cette opération assure la sécurité de chantier ainsi que la stabilité de soutènement provisoire. La figure VI.34 présente le déplacement horizontal au niveau de la calotte de chaque variante étudiée. Il est bien remarqué sur cette figure que la variante B6 qui contient des boulons d'ancrages de 6m présente des valeurs de déplacement moins importantes qui de l'environ 1.36 cm traduisant l'effet important de la création d'une surface renforcée sur le confinement du terrain autour de tunnel. Cependant, la variante B0 qui ne contient aucun boulon de renforcement présente des valeurs très important de déplacement horizontal qui peuvent conduit à l'effondrement d'une partie du sol et l'endommagement de soutènement provisoire.

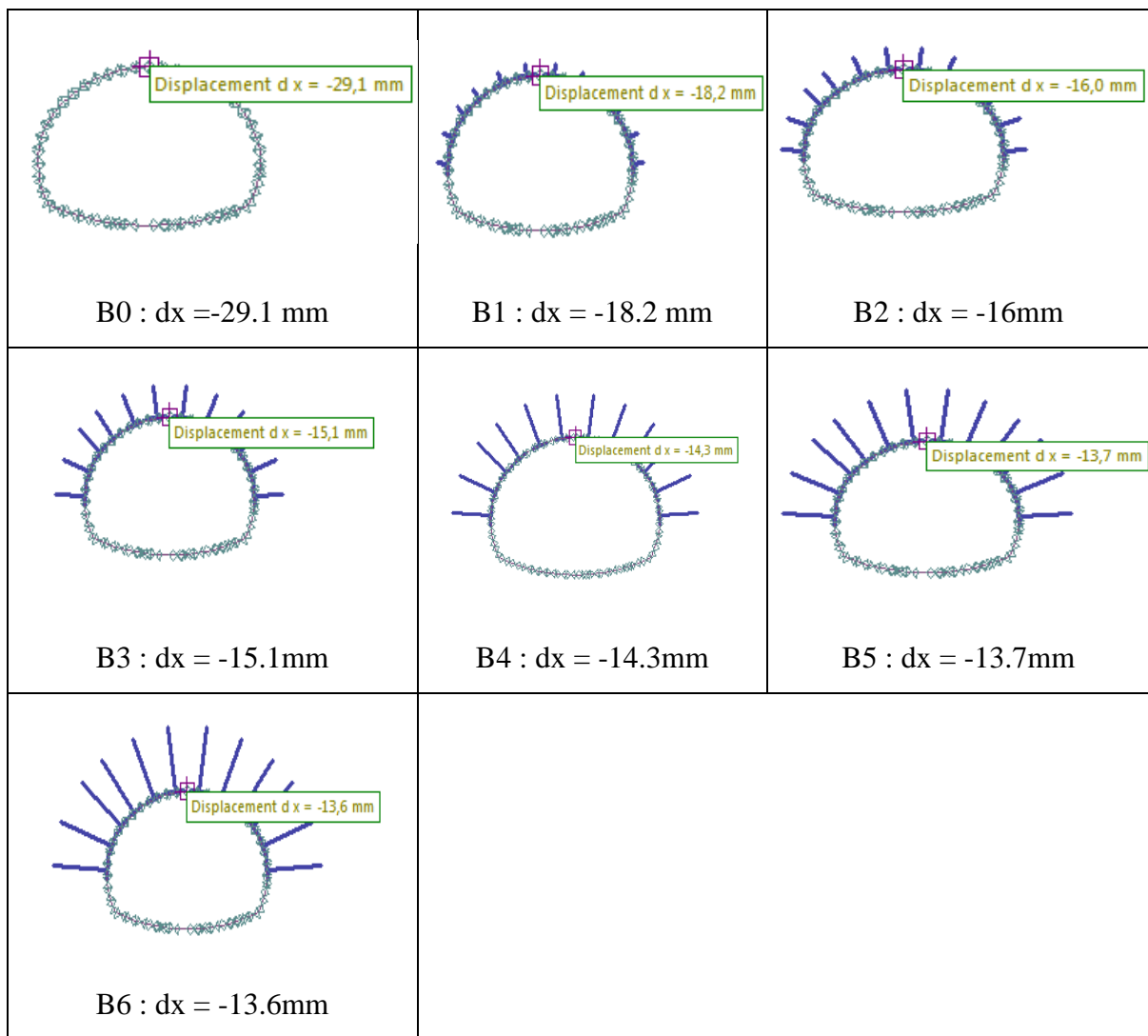


Figure VI.34: Déplacement horizontal pour chaque variante étudiée

L'analyse statistique des résultats de déplacement horizontal permet de tracer les droites de régression linéaire entre chaque variante de renforcement (Figure VI.35).

En effet, la pente de la droite de régression entre la variante B0 et B1 présente une valeur plus importante par rapport aux autres variantes, qui est de l'ordre de 10.9. Cette pente subit une diminution linéaire avec l'augmentation de la longueur des boulons d'ancrage due principalement à l'augmentation du volume renforcé par l'insertion des boulons de renforcement au niveau de la calotte et de Stross.

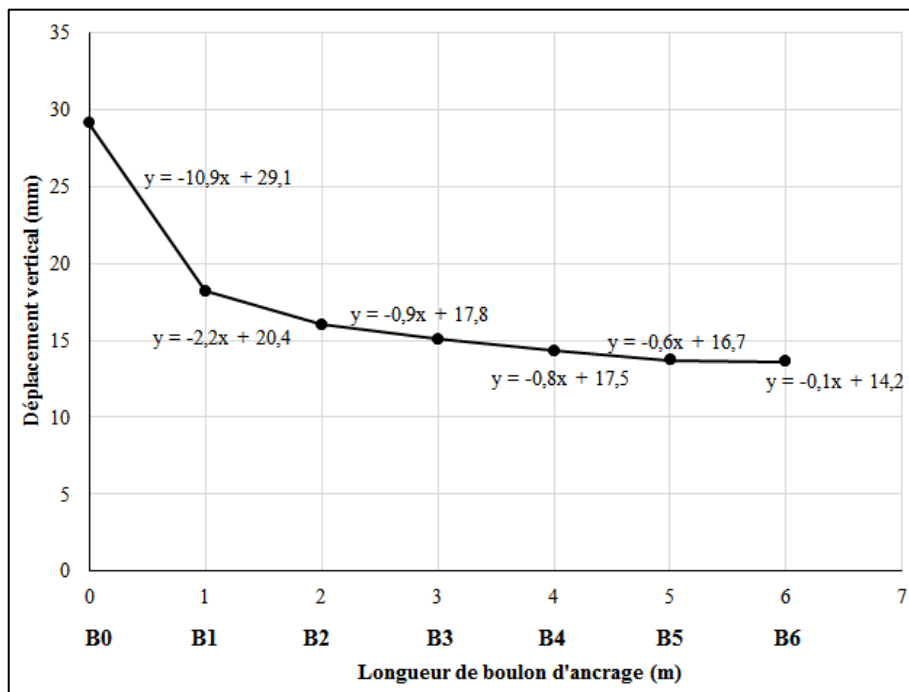


Figure VI.35: Déplacement horizontal en fonction de la longueur des boulons d'ancrages.

La comparaison des résultats du taux de changement de déplacement horizontal permet de mieux comprendre l'effet de l'augmentation de la longueur des boulons d'ancrage sur le comportement du soutènement. Le tableau VI.6 présente le taux de changement de déplacement horizontal de tunnel entre chaque variante étudiée. Le rapport B/A entre la variante B0 et B1 (B0-B1) présente une valeur de diminution de ce taux très importante qui est de l'environ 37.46% traduisant l'effet important de l'insertion des boulons d'ancrage, même la longueur n'est pas importante (L=1m). Par ailleurs, la mise en place des boulons d'ancrage de 2m entraîne un taux de diminution de déplacement horizontal d'environ 10.78% pour les variantes (B1-B2).

Ce taux est moins important par rapport aux variantes (B0-B1), qui est dû principalement au mouvement du terrain pendant l'opération de l'insertion des boulons d'ancrage, à la faible profondeur d'excavation de tunnel.

Il est important de signaler que ce taux de changement subit une diminution linéaire avec l'augmentation de la longueur des boulons d'ancrage.

Tableau VI.6: Taux de changement de déplacement horizontal de tunnel.

	B0-B1	B1-B2	B2-B3	B3-B4	B4-B5	B5-B6
B	-10,9	-2,2	-0,9	-0,8	-0,6	-0,1
A	29,1	20,4	17,8	17,5	16,7	14,2
B/A(%)	-37,46	-10,78	-5,06	-4,57	-3,59	-0,70

VI.6.2. 3. Tassement sur la surface libre :

Le creusement d'un tunnel de faible couverture peut provoquer une transmission des déformations vers la surface libre. Ces déformations entraînent du tassement de terrain et des dommages des ouvrages adjacents. La figure VI.35 présente le tassement de la surface libre en fonction de la longueur des boulons d'ancrage. Le tassement de la surface libre pour la variante de tunnel B0 présente une valeur de 16.68 cm. Ce tassement subit une diminution successive avec l'augmentation de la longueur des boulons d'ancrage.

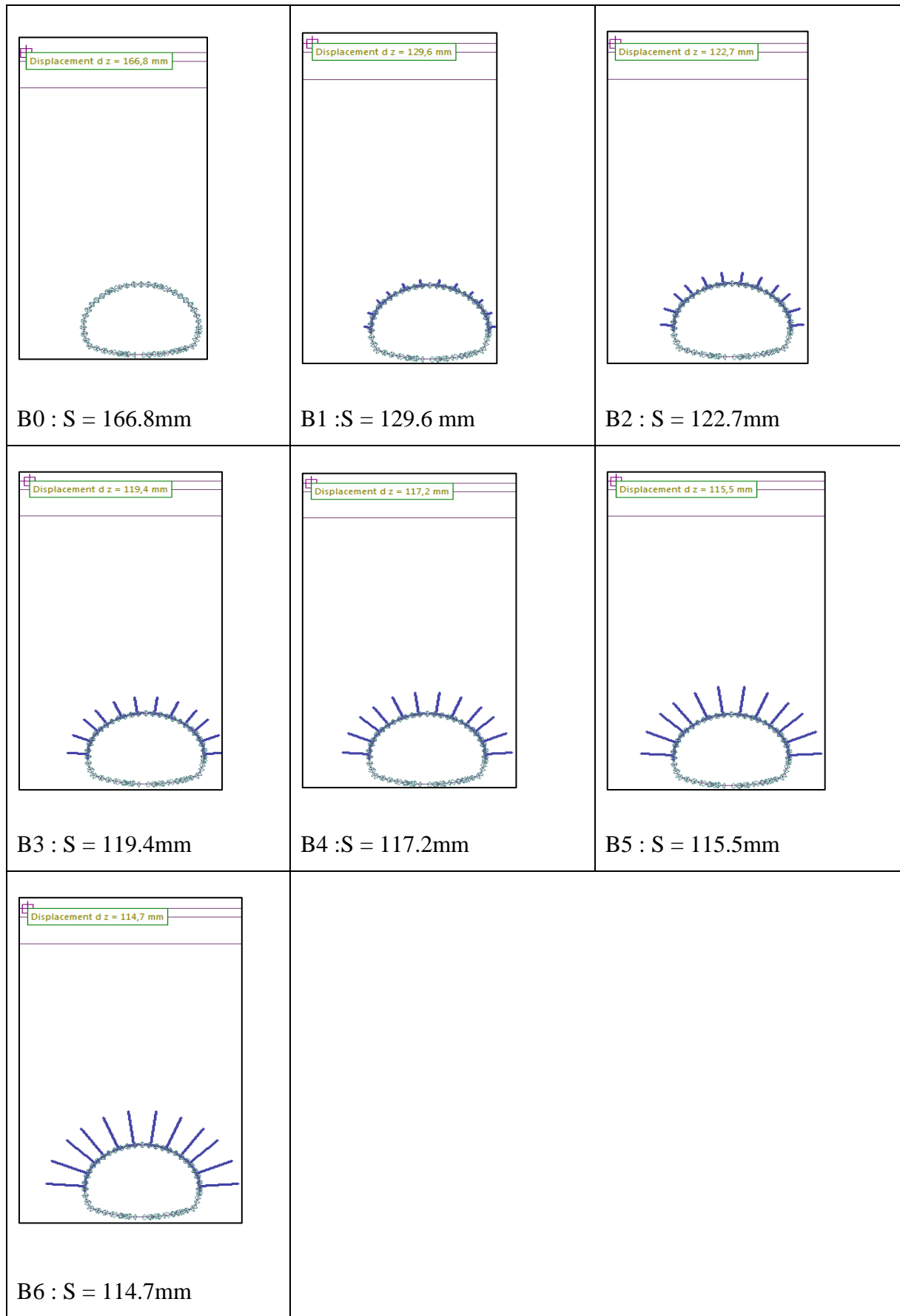


Figure VI.36 : Tassement de surface pour chaque variante étudiée

La présentation graphique des résultats de tassement en fonction de la longueur des boulons d'ancrage latéraux permet de tracer la droite de régression linéaire entre chaque variante (Figure VI.36). En effet, la valeur minimale de la pente des droites régressions linéaires est celle qui est enregistrée entre les variantes B5 et B6. Cependant, cette pente présente une valeur importante entre la variante B0 et B1 qui est de l'environs de 37,2 avec un taux de diminution de 22.3% (Tableau VI.7).

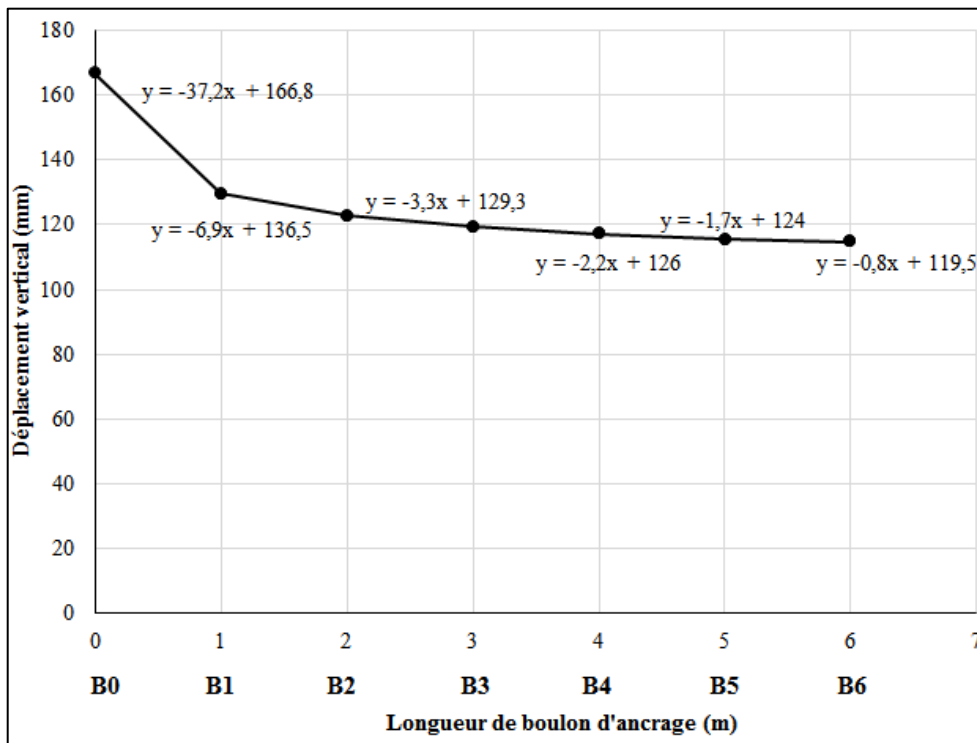


Figure VI.37 : Tassement de surface en fonction de la longueur des boulons d'ancrages.


Le renforcement latéral de tunnel par boulonnage conduit à l'amélioration des propriétés du sol autour de la calotte et de Stoss, en particulier pour la cohésion et la densité. Ce changement des propriétés entraîne une stabilité du sol au moment d'excavation, et par conséquent la stabilité de la surface au-dessus de tunnel.

Tableau VI.7 : Taux de changement de du tassement de surface.

	B0-B1	B1-B2	B2-B3	B3-B4	B4-B5	B5-B6
B	-37,2	-6,9	-3,3	-2,2	-1,7	-0,8
A	166,8	136,5	129,3	126	124	119,5
B/A(%)	-22,30	-5,05	-2,55	-1,75	-1,37	-0,67

VI.7. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons modélisé le creusement et le soutènement provisoire des deux tubes de tunnel en utilisant la méthode des éléments finis. La méthode de creusement utilisée est celle la méthode en demi-sections. Le creusement de tunnel entraine des perturbations des contraintes plus au moins significatives. Ces perturbations peut provoques des déformations du sol au moment d’excavation. La mise en place des boulons de renforcement latéral permet d’améliorer les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, qui entraine par la suite la stabilité de soutènement provisoire et la sécurité des ouvriers.



Conclusion Générale

Conclusion générale

Notre travail est consacré sur l'étude l'effet de creusement d'un tunnel bitube sur stabilité de soutènement provisoire et la stabilité du sol entourant, en prenant en compte l'effet de l'insertion des boulons d'ancrages latéraux. Le tunnel est fait partie de l'Autoroute Est-Ouest reliant Constantine à Skikda sur une longueur d'environ 2500 m. La section étudiée est située dans une couche d'argile avec une profondeur d'environ 41.5 m.

Dans ce cas, et en raison de la faible couverture au-dessus du tunnel et des mauvaises caractéristiques du sol devant le front de taille, l'excavation est très difficile. Nous avons proposé et modélisé sept (07) variantes de tunnel qui présentent des différences au niveau de la longueur des boulons d'ancrages latéraux (B0, B1, B2, B3, B4, B5 et B6), dans le but d'étudier l'effet de renforcement du terrain autour de tunnel sur la stabilité du sol et la stabilité de soutènement provisoire.

La méthode d'excavation en demi section a été utilisée dans notre projet. Cette méthode est largement utilisée, en particulier pour les terrains qui présentent de mauvaises caractéristiques. L'utilisation de cette méthode peut minimiser la déformation (verticale, horizontale sur la longueur d'excavation), et assure une stabilité temporaire du support du tunnel.

Le bon respect du plan de travail permet d'assurer la stabilité du soutènement provisoire et la sécurité du chantier. L'augmentation du nombre des boulons de renforcement conduit à une augmentation de l'épaisseur de la section renforcée, avec une amélioration des caractéristiques du terrain autour de tunnel.

Selon les résultats de modélisation obtenus, la variante de tunnel non renforcé (B0) présente des déformations du terrain très importantes, et des sollicitations significatives sur le soutènement provisoire de tunnel. Ces perturbations au niveau du sol autour de tunnel entraînent souvent des dommages importants sur toutes les sections du support provisoire qui provoque par la suite un effondrement du terrain, en particulier aux pieds droits de tunnel.

Cependant, l'insertion des boulons d'ancrages latéraux entre les cintres dans la partie supérieure de tunnel (variantes : B1, B2, B3, B4, B5, B6), entraîne une amélioration remarquable des propriétés du sol autour de la section excavée, avec une réduction de déformations et des déplacements dus à l'excavation. En plus, l'augmentation de la longueur des boulons d'ancrage provoque une réduction successive des sollicitations au niveau de soutènement provisoire et une diminution du tassement à la surface libre de tunnel.



ANNEXES

Tableau : Les coefficients des réactions des appuis f / l

Rapport f / L	Moment à la naissance		Poussée à la naissance	
	α_m	β_m	α_h	β_h
0.10	0.00120	-0.00120	1.2750	0.0750
0.12	0.00167	-0.00167	1.0390	0.0574
0.14	0.00224	-0.00224	0.9045	0.0816
0.16	0.00292	-0.00292	0.7950	0.0938
0.18	0.00366	-0.00366	0.7075	0.1031
0.20	0.00452	-0.00452	0.6335	0.1085
0.22	0.00550	-0.00550	0.5800	0.1218
0.24	0.00653	-0.00653	0.5355	0.1341
0.26	0.00765	-0.00765	0.4995	0.1487
0.28	0.00885	-0.00885	0.4685	0.1621
0.30	0.01010	-0.01010	0.4415	0.1749
0.32	0.01145	-0.01145	0.4135	0.1829
0.34	0.01285	-0.01285	0.3920	0.1944
0.36	0.01434	-0.01434	0.3725	0.2053
0.38	0.01589	-0.01589	0.3540	0.2115
0.40	0.01748	-0.01748	0.3385	0.2260
0.42	0.01920	-0.01920	0.3247	0.2371
0.44	0.02105	-0.02105	0.3120	0.2479
0.46	0.02296	-0.02296	0.3000	0.2583
0.48	0.02478	-0.02478	0.2895	0.2690
0.50	0.02668	-0.02668	0.2801	0.2801

Théorie de TERZAGHI

Cette théorie a été établie pour des tunnels construits dans des terrains granuleux secs et sans cohésion cependant sa validité a été étendue aux terrains cohérents. TERZAGHI admet que la masse de sol qui entoure la galerie se déplacera déjà lors de l'excavation et ce mouvement se poursuivra pendant toute la durée de la mise en place du soutènement. Ces déplacements sont suffisamment importants pour qu'une série de surface de glissement fasse apparition. Selon cette théorie, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravé par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$ agissant le long des plans de tunnel.

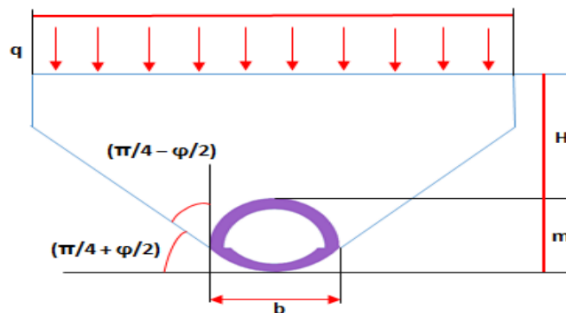


Figure.1: Les principales hypothèses de la théorie de TERZAGHI.

H : la couverture.

m : la hauteur de l'excavation.

q : la surcharge en surface.

b : la largeur de l'excavation.

On a: $B = b + 2m \tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$

La contrainte verticale est calculée suivant la formule :

$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2K \tan \varphi} \left[1 - e^{\frac{(-2KH \tan \varphi)}{B}} \right] + q e^{\frac{(-2KH \tan \varphi)}{B}}$$

Dont: K: Coefficient de poussée active. On prend : $K = 1$ si $H \leq B$

$K = 1.5$ si $H > B$

Référence bibliographie

- [1] A. LABABSA, MEKHALFIA (2014). Étude d'un tunnel de l'extension du Métro D'Alger. Projet de Fin d'Études, Ecole Nationale Supérieure, des Travaux Publics. Kouba-Alger.
- [2] CETU. (2011) Guide de l'inspection du génie civil. Des tunnels routiers du des ordres à l'analyse. De l'analyse à la cotation du des ordres. France.
- [3] H MROUEH., (2007). "Tunnels en terrains meubles", Université des sciences et techniques LILLE / L'Ecole polytechnique de l'Université de Lyon.
- [4] A. ABDERAHMANE. BENSALAH. (2016). Influence du creusement d'un tunnel sur le comportement du sol sous les fondations d'une construction en surface.
- [5] F Kichah. (2012). « Etude numérique de la stabilité d'une section du tunnel T4 de L'autoroute Est-ouest », Mémoire de Magister, Université de Batna.
- [6] CETU. (1998) dossier pilote des tunnels : section 3-conception et dimensionnement - géotechnique. Ministère de l'équipement, des transports se du logement -direction des routes, France.
- [7] Wikipédia
- [8] organe officiel de l'association française des travaux en souterrain revue bimestrielle N°27 mai -juin 1978.
- [9] CETU. (1998). Dossier pilote des tunnels : section 4 -procèdes de creusement et soutènement. Ministère de l'Equipement, des transports et du Logement -direction des routes, France.
- [10] A. Purwodihardjo, (2004). « Modélisation des déformation différées lors du creusement des tunnel, thèse de doctorat, L'école centrale de Lyon, France.
- [11] B. TIKIALINE, (2007). Calcul d'un tunnel avec couverture-tronçon HAL-EL-BADR projet de fin d'étude, école national polytechnique.
- [12] COJAAL. (2007). Méthode de construction de tunnel T4, rapport technique.
- [13] DAR EL-HANDASAH. (2007). Rapport géologique et géotechnique de tunnel T4.

[14] CETU (1998) dossier pilote des tunnels section 5 -étanchement et revêtement
Ministères de l'équipement, des transports se du logement -direction des routes, France
page 23.

[15] Mécanique des Roches et Travaux Souterrains (2012) (Cours et exercices corrigés),
Huitième édition.

- Les logiciels
 - Geo5
 - Excel