

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITE de ALGER

oOo

Département de Génie Civil et Hydraulique



PROJET DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du Diplôme de

MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème



جامعة جيجل
مكتبة كلية العلوم والتكنولوجيا
M. 2036
تم الخرد

**ETUDE DE STABILITE DU SOUTENEMENT
PROVISOIRE D'UN TRONÇON DE TUNNEL SIS A
TEXENNA-MODELISATION DU MODE DE
CREUSEMENT-**

Présenté par :

Aissam BOUROUIS
Djamal Eddine BOUCENNA

Encadré par :

M^r: Djamel DJEGHADER

∞ Promotion 2015 ∞

Remerciements

Nous adressons tout d'abord nos remerciements les plus à Monsieur Djamel Djeghader, qui a très volontier accepté d'encadrer ce projet. Sa grande connaissance dans le domaine, ainsi que son expérience, ont joué un rôle important dans la conception de ce travail.

Nous adressons nos sincères remerciements à tous les enseignants notamment Monsieur Rouikha, Madame Zeroual et Monsieur, Bellamerabet, et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé nos réflexions et ont accepté à nous rencontrer et répondre à nos questions durant nos recherches.

Nos remerciements également à Monsieur Fethi Kitchah de l'université de Batna à tous les ingénieurs de raffinerie de skikda, notamment Abed Malek Haranea, Riad Daalache, Saber Bouhadjar et Tdir Kadji, et tous les ingénieurs de A.N.A .surtout sofiane Benyekhlef et tous les ingénieurs de C.T.T.P.

Pour finir, nous adressons nos remerciements aux membres du jury et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

DIDICACE

Je dédie cette mémoire...

*A ceux qui ont fait de moi l'homme que je suis
aujourd'hui : mes très chers parents, Ali et Massouda, que
dieux les récompense et les garde, surtout ma mère qui m'a
éclairé mon chemin et qui m'a encouragé et soutenu
toute au long de mes études.*

A mon frère Mohamed.

A mes sœurs.

A mes amis.

A tous mes professeurs.

A tous les collègues de la promotion.

Djamaleddine BOUCENNA

DIDICACE

Je dédie cette thèse....

A mon père pour son soutien et ses encouragements.

*A ma mère, pour sa gentillesse, son affection, sa
Douceur, sa tendresse, ses encouragements éternels et
qui sans elle rien n'aurait été possible.*

*A mon frère Abdelouahab, pour son soutien et sa
disponibilité.*

A mes frère et sœurs.

A mes amis.

A tous mes professeurs.

A tous les collègues de la promotion.

Aissam BOUROUIS

Résumé

L'étude d'un tunnel est basée sur une bonne connaissance géologique du site, une parfaite connaissance géotechnique, et tous les caractéristiques mécaniques, physiques, et chimiques du sol en question.

Sa réalisation dépend de l'application stricte de toutes les instructions et détail venue dans le dossier technique et le procède de réalisation adéquat appliqué, sans s'oublier une bonne organisation du chantier.

La réalisation d'un tunnel qui traverse la montagne de Djebel Sendouh, nécessite une étude géotechnique profonde sur tout le massif.

Après l'évaluation des caractéristiques physiques et mécaniques des formations rocheuses et leur classification, nous allons effectuer un calcul de tunnel par l'approche empirique et analytique avec la prise en compte de la méthode de creusement et la modélisation numérique, et vérification de soutènement provisoire.

Mots clés : tunnel bitube, portail, creusement, excavation, soutènement, modélisation.

Summary

The study of a tunnel is based on a good geological knowledge of the site, perfect geotechnical knowledge and all mechanical, physical and chemical characteristics of the soil in question.

Its realization depends on the strict implementation of all instructions and details reported in the technical file and adequate applicable of procedures of realization, without the hay out a good organization of the site.(proceeds from realization disappoints applies sand forget a good site organization)

The construction of a tunnel that crosses the mountain of Jebel Sendouh, requires a deep geotechnical study of all the massif.

After evaluating the physical and mechanical characteristics of the rock formations and their classification, we will make a tunnel calculation by empirical and analytical approach with the inclusion of the excavation method and numerical modeling, temporary support check.

Keywords: twin-tube tunnel, gate, digging, excavation, retaining, modeling.

ملخص

دراسة النفق تحتاج أو تستند إلى معرفة جيولوجية جيدة للموقع، كذلك إلى معرفة جيوتقنية دقيقة، و كل الخصائص الميكانيكية، الفيزيائية و الكيميائية للتربة أو الكتلة الصخرية.

إنجازه يرتبط بالتطبيق الدقيق لكل التعليمات و التفاصيل الموجودة في الملف التقني و كذلك إجراءات الإنجاز المناسبة أو السارية المفعول، بدون ما ننسى التنظيم الجيد للورشة.

إنجاز النفق الذي يجتاز جبل سنطوح يحتاج إلى دراسة جيوتقنية معمقة لكل الكتلة الصخرية.

بعد تقييم الخصائص الفيزيائية و الميكانيكية للتكوينات الترابية و ترتيبها نقوم بالحسابات الخاصة بالنفق اعتمادا على الطريقة التجريبية و التحليلية آخذين بالاعتبار طريقة الحفر و النمذجة العددية.

كلمات البحث : نفق مزدوج، بوابة، حفر، دعم، حفريات، دعم، نمذجة.

Table Des Matières

Chapitre I : Généralités et reconnaissances des tunnels

I.1. Introduction.....	3
I.2. Définition des tunnels.....	3
I.3. Les différents types de tunnel	3
I.3.1. Selon la destination.....	3
I.3.2. Selon la forme.....	5
I.3.3. Selon mode d'exécution.....	5
I.4. Technique de creusement	5
I.4.1. Les différents méthode de creusement	5
I.4.1.1. La méthode d'excavation par section (séquentielle).....	5
I.4.1.1.1. Le creusement à pleine section	6
I.4.1.1.2. Le creusement en demi-section	6
I.4.1.1.3. Le creusement en section divisée.....	6
I.4.2. Le mode de creusement des tunnels	7
I.4.2.1. L'exécution du creusement dans les terrains meubles.....	7
I.4.2.1.1. Les boucliers ouverts (non pressurisés).....	7
I.4.2.1.2. Bouclier pressurisé.....	7
I.4.2.2. L'exécution du creusement dans les terrains durs.....	7
I.4.2.2.1. Tunnelier ou machine à attaque globale (TBM)	7
I.4.2.2.2. Machine attaque ponctuelle.....	8
I.4.2.2.3. Creusement à l'explosif.....	8
I.5. Soutènement.....	9
I.5.1. Classes de soutènement.....	10
I.5.1.1. Le soutènement agissant par confinement.....	10
I.5.1.2. Le soutènement agissant à la fois par confinement et comme armatures.....	10
I.5.1.3. Le soutènement agissant comme supports.....	10
I.5.1.4. Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses Caractéristiques géotechniques ou hydrologiques.....	10
I.5.2. Différents type de soutènement	10
I.5.2.1. Soutènement métallique	10
I.5.2.1.1. Le Soutènement par boulons d'ancrage.....	10
I.5.2.1.2. Barres foncées dans le terrain.....	11
I.5.2.1.3. Le Soutènement par cintres métalliques.....	11
I.5.2.1.4. Cintres lourds et blindage.....	12
I.5.2.2. Cintres coulissants	12
I.5.2.3. Soutènement en béton	13
I.5.2.3.1. Béton projeté.....	13
I.5.2.3.2. Voussoirs en béton préfabriqué.....	14
I.5.2.4. La Nouvelle Méthode Autrichienne	15
I.5.3. Choix d'un mode de soutènement.....	15
I.6. Revêtements.....	15
I.6.1. Définition de Revêtements.....	15

I.6.2. Rôle du revêtement.....	15
I.6.3. Les différents types de revêtement.....	16
I.6.3.1. Revêtement en béton coffré non-armé.....	16
I.6.3.2. Revêtement en béton coffré armé.....	16
I.6.3.3. Revêtement en béton projeté.....	16
I.6.3.4. Revêtement en voussoirs préfabriqués.....	16
I.7. Étanchéités	18
I.7.1. Les raisons de l'étanchéité.....	18
I.7.2. Choix du système d'étanchéité	18
I.7.3. Type de produit d'étanchéité.....	19
I.8. Les reconnaissances géologiques.....	19
I.8.1. Objectifs	19
I.8.2. Moyens de reconnaissances géologiques.....	19
I.8.2.1. Inventaire des données géologiques nécessaires existantes.....	19
I.8.2.2. Levé géologique de surface.....	20
I.9. Les reconnaissances géotechniques.....	20
I.9.1. Objectifs	20
I.9.2. Moyens de reconnaissances géotechniques	20
I.9.3. sondages.....	21
I.10. Les reconnaissances géophysiques.....	21
I.10.1. Sondages électriques.....	21
I.10.2. La gravimétrie.....	21
I.11. Conclusion	21

Chapitre II : Classification Des Massifs Rocheux Et Dimensionnement Des Tunnels

II.1. Introduction.....	22
II.2. Soutènement	22
II.2.1. Méthodes empiriques.....	22
II.2.1.1. Méthode de K. Terzaghi.....	22
II.2.1.2. Rock Quality Designation (R.Q.D).....	24
II.2.1.3. Classifications de l'AFTES.....	24
II.2.1.3.1. Principe.....	25
II.2.1.3.1.1. Des critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution....	25
II.2.1.3.1.2. Des critères relatifs à l'environnement.....	25
II.2.1.3.2. Recommandations.....	25
II.2.1.4. Méthode de Barton.....	27
II.2.2. Méthodes Analytiques	28
II.2.2.1. Les Méthodes analytiques élastiques	28
II.2.2.2. Les Méthodes analytiques élasto-plastiques.....	29
II.2.2.2.1. Méthode convergence-confinement.....	29
II.2.2.2.1.1. Définition de la convergence.....	29
II.2.2.2.1.2. Principe de la méthode convergence-confinement.....	31

II.2.3. Les méthodes numériques.....	32
II.2.3.1. Méthodes numériques appliquées aux tunnels.....	32
II.2.3.2. Les différents types de modélisations de tunnel.....	33
II.2.3.2.1. La modélisation 2D en déformations planes.....	33
II.2.3.2.2. La modélisation 2D en conditions axisymétriques.....	34
II.2.3.2.3. La modélisation tridimensionnelle.....	34
II.3. Conclusion.....	35

Chapitre III : Pressions Agissantes Sur Le Soutènement De Tunnel

III.1. Introduction.....	36
III.2. Les pressions souterraines.....	36
III.2.1. Types et origines.....	36
III.2.1.1. poussée de détente.....	36
III.2.1.2. Poussée géologique.....	37
III.2.1.3. Poussée de gonflement.....	37
III.2.2. Différentes méthodes de détermination des pressions souterraines.....	37
III.2.2.1. Evaluation des pressions verticales.....	37
III.2.2.1.1. Théorie de TERZAGHI	38
III.2.2.1.2. Théorie de BIERBAÜMER.....	38
III.2.2.1.3. Théorie des poids des terres.....	39
III.2.2.1.4. Théorie de PROTODIAKONOV.....	40
III.2.2.2. Pressions horizontales.....	41
III.2.2.2.1. Théorie de TERZAGHI.....	41
III.2.2.2.2. Théorie de PROTODIAKONOV.....	41
III.2.2.2.3. Théorie de COULOMB-RANKINE.....	41
III.2.2.2.4. L'expérience soviétique.....	42
III.2.2.3. Evaluation des pressions agissant au niveau du radier.....	43
III.2.2.3.1. Méthode de TERZAGHI	43
III.2.2.3.2. Méthode de TSIMBARIEVITCH.....	44
III.2.3. Evaluation des pressions hydrostatiques.....	45
III.2.4. Charges et surcharges.....	45
III.2.4.1. Charges intérieures.....	45
III.2.4.2. Charges extérieures.....	46
III.3. Soutènement provisoire.....	46
III.3.1. Réalisation du soutènement provisoire.....	46
III.3.2. Système statique du soutènement provisoire.....	46
III.3.2.1. Hypothèses du calcul	47
III.3.2.2. Détermination des efforts.....	47
III.3.3. Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté	49
III.3.3.1. Rigidités des cintres métalliques.....	49
III.3.3.2. Rigidités de la voûte en béton projeté.....	49
III.3.4. Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement.....	50

III.3.5. La vérification du cintre.....	50
III.3.6. La vérification du béton projeté	51
III.3.7. Vérification du cisaillement	51
III.3.7.1. Vérification des cintres.....	51
III.3.7.2. Vérification au cisaillement du béton projeté	52
III.3.8. Vérification d'assemblage des éléments du cintre.....	52
III.4. Conclusion.....	52

Chapitre IV : Présentation Du Projet

IV.1. Introduction.....	53
IV.2. Description de la zone du projet.....	53
IV.2.1. Présentation de la région de TEXENNA.....	53
IV.2.2. Présentation du projet.....	53
IV.3. Dimensions du tunnel de TEXENNA.....	55
IV.4. Reconnaissances géologiques, géotechniques et hydrogéologiques au niveau Du tunnel de texenna.....	55
IV.4.1. Reconnaissance géologique du site.....	56
IV.4.1.1. la géologie régionale	56
IV.4.1.2. la géologie locale.....	56
IV.4.2. Reconnaissances géotechnique du site.....	57
IV.4.2.1. Etude géotechnique.....	57
IV.4.2.1.1. Etude in situ.....	57
IV.4.2.1.1.1. Forages carottés.....	57
IV.4.2.1.1.2. Sondages pressiométrique.....	58
IV.4.2.1.1.3. Essais de perméabilité in situ.....	58
IV.4.2.1.2. Etude de laboratoire.....	58
IV.4.2.1.2.1. Essais physiques.....	59
IV.4.2.1.2.2. Essais mécaniques.....	59
IV.4.2.1.2.3. Essais chimique.....	59
IV.4.3. Reconnaissances hydrogéologiques.....	59
IV.5. Etude géophysique.....	60
IV.6. Classification de la masse rocheuse du site du tunnel.....	60
IV.7. Interprétation des résultats des investigations géologiques et Géotechniques....	61
IV.8. Excavation D'un Tunnel.....	61
IV.8.1. creusement de tunnel.....	61
IV.8.2. Critères de choix de la méthode.....	63
IV.8.3. La méthode utilisée pour la construction.....	63
IV.9. Soutènement provisoire.....	64
IV.9.1. objectif de Soutènement provisoire	64
IV.9.2. Le choix de soutènement provisoire.....	64
IV.9.2.1. Soutènement de classe B.....	64
IV.9.3. Paramètre de soutènement provisoire du tunnel.....	65
IV.9.3.1. Les cintres lourds.....	65

IV.9.3.2. Boulons d'ancrage.....	65
IV.9.3.3. Béton projeté.....	66
IV.9.3.4. Treillis soudés.....	66
IV.10. Présentation de la partie calculée.....	66
IV.10.1. Résultats de Sondage	66
IV.10.2. Les paramètre au niveau de sondage	66
IV.10.3. Caractéristiques de Soutènement provisoire	67
IV.11. Étanchéité	67
IV.12. Conclusion.....	68

Chapitre V : Calcul des charges agissantes sur le soutènement provisoire

V.1. Introduction.....	69
V.2. Calcul des charges	69
V.2.1. Calcul de la pression verticale active descendante sur le soutènement en demi section supérieure du tunnel.....	69
V.2.2. Calcule les pressions agissant sur le soutènement de la structure globale ..	71
V.2.3. Calcul des pressions actives agissant sur le niveau de radier	72
V.3. Vérification préliminaire de soutènement provisoire.....	73
V.3.1. Définition des charges agissant sur l'ouvrage.....	73
V.3.1.1. Pour la demie - section supérieure.....	73
V.3.1.2. Pour la structure globale.....	75
V.3.2. Calcul des Moments et des efforts pour le soutènement Provisoire	78
V.3.2.1. Les caractéristiques du soutènement provisoire.....	78
V.3.2.2. Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en Béton Projeté.....	79
V.3.2.2.1. Rigidités des cintres métalliques.....	79
V.3.2.2.2. Rigidité de la voûte en béton projeté	79
V.3.2.3. Les calculs de du soutènement provisoire	79
V.4. Conclusion.....	80

Chapitre VI : Méthode De Convergence Confinement

VI.1. Introduction.....	81
VI.2. Hypothèses de la méthode	81
VI.3. Trace De Courbe Caractéristique Du Terrain.....	81
VI.3.1. Caractéristique Du Terrain.....	81
VI.3.2. La contrainte naturelle sur le tunnel	81
VI.3.3. La résistance en compression simple de la roche	82
VI.3.4. La pression d'apparition de la zone en état limite de rupture.....	82
VI.3.5. Le déplacement à la paroi	82
VI.3.6. Le déplacement final de la paroi du terrain.....	82
VI.3.7. Le rayon plastique (R_p).....	82
VI.4. Trace la courbe de caractéristique de soutènement.....	83
VI.4.1. Courbe caractéristique de soutènement.....	83
VI.4.1.1. Cintres calés à la paroi.....	83

VI.4.1.1.1. Raideur du cintre.....	83
VI.4.1.1.2. Pression maximale de soutènement.....	83
VI.4.1.2. Les caractéristiques de béton projeté.....	83
VI.4.1.2.1. Raideur du béton projeté.....	84
VI.4.1.2.2. Pression maximale de soutènement.....	84
VI.4.1.3. Boulon d'ancrage.....	84
VI.4.1.3.1. Raideur du boulon d'ancrage	84
VI.4.1.3.2. Pression maximale de soutènement	84
VI.4.2. Vérification du soutènement.....	85
VI.4.3. Raideur de l'ensemble de soutènement	85
VI.5. Traçage des deux courbes de convergence et de confinement.....	85
VI.6. Conclusion.....	85

Chapitre VII : Modalisation De Projet

VII.1. Introduction.....	86
VII.2. Application du projet	86
VII.2.1. Génération de la géométrie de modèle.....	86
VII.2.2. Phasage de calcul.....	88
VII.2.2.1. Creusement en demi-section.....	88
VII.2.2.2. Creusement en section divisée.....	89
VII.3. Résultats et discussion.....	90
VII.3.1. Déplacement vertical	90
VII.3.2. Déplacement horizontal.....	91
VII.3.3. Effort normal N11, N22	92
VII.3.4. Effort tranchant T13, T23.....	92
VII.3.5. Moment M11, M22.....	93
VII.4. La vérification des calculs.....	94
VII.5. Conclusion	102

Liste des tableaux

Tableau. II.1 : Hauteur de terrain décomprimée au-dessus d'une cavité.....	23
Tableau. II.2 : Classification de la roche suivant R.Q.D.....	24
Tableau. II.3 : Choix du type de soutènement en fonction de la valeur des Paramètres Décrivant les discontinuités.....	26
Tableau. II.4: classification de la qualité de la roche.....	27
Tableau. III.1: Coefficient de réduction α	39
Tableau. III.2 : Coefficient de résistance n_0	44
Tableau. IV.1: longueur de tunnel.....	54
Tableau. IV.2: Programme des forages carottés.....	57
Tableau. IV.3: Résultats de l'essai pressiométrique (à côté de FT-4).....	58
Tableau. IV.4: Les essais de perméabilité.....	58
Tableau. IV.5: Les Paramètres Physiques.....	59
Tableau. IV.6: les résultats des analyses mécaniques.....	59
Tableau. IV.7: Résultats des analyses chimiques.....	59
Tableau. IV.8: classification de masse rocheuse du site de tunnel.....	61
Tableau. IV.9: Les paramètres d'étude.....	67
Tableau. IV.10: Caractéristique de soutènement de la classe B.....	67
Tableau. V.1 : résultantes des charges.....	73
Tableau. V.2: rapport (f/l).....	75
Tableau. V.3: de caractéristique de béton projet.....	79
Tableau. V.4: Caractéristiques mécaniques.....	80
Tableau. VI.1: types de soutènements.....	81
Tableau. VI.2: Les caractéristiques du profilé HEB200.....	83
Tableau. VI.3: Les caractéristiques de Béton projeté.....	84
Tableau. VII.1: Les rigidités des cintres métalliques et la voûte en béton projeté....	95

Liste des figures

Figure. I.1: Tunnel Ferroviaire.....	4
Figure. I.2: Tunnel Routière.....	4
Figure. I.3: Galerie de navigation.....	4
Figure. I.4: Tunnel Hydraulique.....	4
Figure. I.5: Galerie de stockage.....	5
Figure. I.6: creusement à pleine section.....	6
Figure. I.7: Méthode creusement en demie- section.....	6
Figure. I.8: Méthode creusement en section divisée.....	6
Figure. I.9: Tunnelier à bouclier	7
Figure. I.10: Machines à attaque ponctuelle.....	8
Figure. I.11 : Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif	9
Figure. I.12: le boulon à ancrage ponctuel	10
Figure. I.13: le boulon à ancrage continu.....	11
Figure. I.14: Cintres réticules PANTEX à 3 brins.....	11
Figure. I.15: devers cintres.....	12
Figure. I.16: Cintre lourd et blindage.....	12
Figure. I.17: Assemblage des éléments d'un cintre coulissant.....	12
Figure. I.18: l'emploi de béton projeté.....	13
Figure. I.19: Différents procédés de projection du béton.....	14
Figure. I.20: Exemple des voussoirs en béton.....	14
Figure. I.21: Types de revêtement des tunnels.....	17
Figure. I.22: Drainage des ouvrages souterrains.....	18
Figure. I.23: Étanchéité d'un tunnel.....	19
Figure. II.1: Zone décomprimée au-dessus d'une cavité.....	23
Figure. II.2: Les contraintes et les déplacements.....	28
Figure. II.3: Extrusion et instabilité au front de taille d'un tunnel.....	31
Figure. II.4: La pression fictive voisinage du front taille.....	31
Figure. II.5: Représentation graphique de la méthode convergence-confinement.....	32
Figure. II.6: Repère du problème-2D-plan.....	33
Figure. II.7: Modèle longitudinal et transversal du tunnel.....	33
Figure. II.8: Repère du problème axisymétrique.....	34
Figure. II.9: Substitution du problème 3D en un problème 2D axisymétrique.....	34
Figure. II.10: Exemple de maillage 3D.....	35
Figure. III.1: Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation.....	36
Figure. III.2: Les principales hypothèses de la théorie de TERZAGHI.....	38
Figure. III.3: La poussée selon BIERBAÜMER.....	39
Figure. III.4: Représentation schématique la Théorie des poids des terres.....	40
Figure. III.5: Répartition des charges selon la théorie de PROTODIAKONOV.....	40
Figure. III.6: Répartition des contraintes selon COULOUMB-RANKINE.....	42
Figure. III.7: Répartition des poussées selon l'expérience soviétique.....	42
Figure. III.8: Répartition des poussées au niveau de radier selon TERZAGHI.....	43
Figure. III.9: La poussée au niveau de radier selon TSIMBRIEVITCH.....	44
Figure. III.10: Présentation des différentes dimensions.....	48

Figure. IV.1: Situation géographique du tunnel (Extrait de la carte de Jijel 1/25000).....	53
Figure. IV.2: Localisation de tunnel.....	54
Figure. IV.3: les deux entrées de tunnel.....	54
Figure. IV.4: Coupe et gabarit transversal type du tunnel.....	55
Figure. IV.5: Carte géologique de la région de texenna.....	56
Figure. IV.6: Coupe géologique de long du tunnel.....	57
Figure. IV.7 : Carte d'anomalie finale du site du tunnel.....	60
Figure. IV.8: creusement en demi-section.....	62
Figure. IV.9: creusement en section divisé.....	63
Figure. IV.10: Coupe Transversale Du Soutènement.....	65
Figure. IV.11: Les Boulons D'ancrage.....	66
Figure. VI.12: Dimensions et caractéristiques de tunnel.....	67
Figure. V.1: Coupe de calcul.....	69
Figure. V.2: Présentation des différentes dimensions.....	74
Figure. V.3: Soutènement provisoire.....	78
Figure. VI.1: La courbe de convergence confinement.....	85
Figure. VII.1: La géomètre de l'ouvrage en Plaxis.....	87
Figure. VII.2: Le maillage de l'ouvrage.....	88
Figure. VII.3: La géomètre des phases de calcul «3D ».....	89
Figure. VII.4: La géomètre des phases de calcul «3D ».....	90
Figure. VII.5: Déplacement vertical	91
Figure. VII.6: Déplacement horizontal	91
Figure. VII.7: Effort normal N22, N11.....	92
Figure. VII.8: Effort tranchant T13, T23.....	93
Figure. VII.9: Moment M11, M22.....	94

Introduction générale

Ces dernières années, l'Algérie a enregistré un développement économique important de l'ampleur des investissements étrangers et des nombreux projets en voie de réalisation, la majorité des voies d'accès algériens (Alger, Annaba, Skikda, Bejaia, Jijel, etc.) souffrent de congestion c'est que nécessite la réalisation de projets autoroutiers et ferroviaires pour assurer le transport des différentes marchandises avec une quantité importante et des délais courts.

La pénétrante autoroutière reliant le port de Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest a pour but de soulager les autres ports algériens. Le port de Djen Djen possède des Infrastructures importantes pouvant répondre aux exigences modernes de transport maritime et de capacités d'accueil. Les autorités nationales ont donc planifié de créer un nouvel itinéraire vers le sud, pour se connecter sur l'autoroute Est-Ouest dont le but d'accélérer le développement économique des wilayas de Jijel, de Mila et de Sétif, permettre aux marchandises arrivant par le port de Djen Djen d'accéder plus facilement au reste de l'Algérie et aux pays africains limitrophes et l'augmenter le gain de temps pour les usagers.

La région de Jijel représente un relief accidenté ce qui oblige la réalisation de plusieurs ouvrages d'art (ponts, viaducs), il arrive qu'il soit peu économique et parfois même pratiquement impossible de le continuer en surface, ce qu'exige de passer parfois en souterrain. Pour cela, il est prévu de réaliser un tunnel bitube aux hauteurs de la ville de Texenna de 1,9 km de longueur environ de chaque tube. Ce tunnel est essentiel au franchissement d'un col élevé dans le secteur de Texenna qui sépare les bassins versants des oueds Djendjene et Beni Amrane. Le col de Texenna se situe à une élévation de 770 m alors que le point haut du tunnel est à environ 508m.

Notre travail consiste essentiellement à étudier un tronçon de ce tunnel (tunnel de Texenna) avec la prise en compte des différentes méthodes de calcul des pressions actives dues aux différentes couches entourant le tunnel, les procédures de mise en place de soutènement provisoire ainsi que les méthodes de creusement et d'excavation en particulier la méthode de creusement par demi-section et la méthode de creusement en section divisée pour avoir trouvé la différence entre les deux méthodes, la vérification de la stabilité de l'ensemble de tronçon avant la mise en place de soutènement définitif, l'application de logiciel Plaxis pour modéliser le tunnel en considérant que l'ensemble des travaux des deux tubes sont réalisés parallèlement.

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

- Des généralités comprenant un bref historique sur les tunnels, suivi des différentes méthodes de creusement et de soutènement dans le premier chapitre.
- Un deuxième chapitre, qui présente les différentes méthodes de classification des massifs rocheux et le dimensionnement des tunnels.
- Troisième chapitre, qui comporte les méthodes de calcul des pressions agissantes sur soutènement provisoire.
- Quatrième chapitre, une présentation de projet avec les caractéristiques

géotechnique du terrain.

- Cinquième chapitre, Calcul des charges agissantes sur le soutènement provisoire.
- Sixième chapitre, vérification de soutènement par la méthode de Convergence Confinement.
- Septième chapitre, Modélisation de tunnel en utilisant le logiciel Plaxis avec la prise en compte de la méthode de creusement.
- Enfin, des conclusions et des recommandations clôturent le travail effectué.

Chapitre I

Généralités et reconnaissances des tunnels

I.1.Introduction

Les tunnels sont parmi les projets de génie civil qui nécessitent une conception et une étude particulière, les caractéristiques géotechniques des roches et des sols sont variables et peuvent se changer avec la profondeur. Les ingénieurs de réalisation soient prudents en phase d'exécution et suivent des étapes incontournables. Evidemment, les projets de tunnels peuvent être différents par leurs profondeurs, leurs géométries, la nature du terrain, la méthode d'excavation,.... Mais, comme le précise Lunardi [1], la connaissance du milieu dans lequel on opère, de l'action du creusement et de la réaction du massif suite à l'excavation et le choix de techniques de creusement ainsi que des conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables et les différentes modes de soutènement et revêtement, est nécessaire pour tout projet de réalisation d'ouvrage souterrain. [1]

I.2.Définition des tunnels

Un tunnel est un ouvrage ou une galerie souterraine généralement voûtée, percée à travers une montagne, sous un cours d'eau ou sous une grande ville pour permettre le passage d'une voie de communication (piétons, cyclistes, trafic routier, trafic ferroviaire, canal). D'autres tunnels ont fonction d'aqueducs, construits uniquement pour transporter de l'eau destinée à la consommation, à l'acheminement des eaux usées ou à l'alimentation de barrages hydroélectriques alors que d'autres encore sont creusés pour acheminer des câbles de télécommunication, de l'électricité, des hydrocarbures, ...etc.

I.3.Les différents types de tunnel

Il existe plusieurs paramètres de classification des tunnels.

I.3.1. Selon la destination : On distingue deux types :

Si l'on se réfère à leur objet, on peut distinguer plusieurs types de tunnel :

- les tunnels de communication :
 - les tunnels ferroviaires.
 - les tunnels routiers.
 - les tunnels de navigation .



Figure.I.1: Tunnel Ferroviaire.

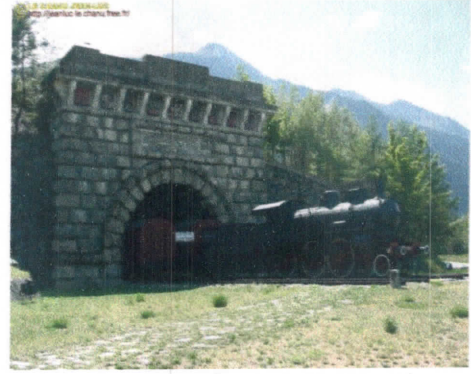


Figure.I.2: Tunnel Routier.



Figure.I.3: Galerie de navigation.

- les tunnels de transport :
 - adductions d'eau.
 - galeries hydrauliques.
 - égouts.
 - galeries de canalisations .



Figure.I. 4: Tunnel Hydraulique.

- les tunnels et cavités de stockage :
 - garages et parkings.
 - stockages liquides ou gazeux.
 - dépôts.



Figure.I.5 : Galerie de stockage.

I. 3.2. Selon la forme de la section

- Circulaire plein ou tronquée.
- Elliptique plein ou tronquée.
- Parabolique plein ou tronquée.
- Courbe quelconque à plusieurs centres.
- Rectangulaires.
- fer à cheval.
- Complexe.

I. 3.3. Selon mode d'exécution

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

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

I .4. Technique de creusement

Depuis la plus haute antiquité, les hommes construisent des tunnels. Autrefois creusés au pic et à la main, les techniques de construction se sont depuis progressivement développées, les techniques de creusement ont beaucoup évolué ces dernières années, le choix de la méthode de creusement est un point décisif du projet d'un point de vue financier et planification.

Les différents procédés d'excavation peuvent se faire suivant différents modes d'attaque en fonction de la qualité du terrain rencontré.

I .4.1. Les différents méthode de creusement

I.4.1.1. La méthode d'excavation par section (séquentielle)

La multiplication des phases a pour but de sécuriser les travaux par le fait qu'à la fin de chaque phase, le massif traité autour de l'excavation converge et s'auto-équilibre tout en réduisant les contraintes appliquées sur le soutènement. Cette faculté du terrain à s'autosupporter a, semble-t-il, été exploitée pour la première fois par des ingénieurs et chercheurs autrichiens, dont Rabcewicz (1965) dans le but de concevoir une nouvelle approche pour l'excavation des ouvrages souterrains. Leurs études ont débouchés sur la conception de la Nouvelle Méthode Autrichienne pour l'excavation des tunnels (NATM : New Austrian Tunnelling Method). Une définition officielle de la NATM a été publiée en 1980 par

le Comité National Autrichien pour la Construction des Cavités, membre de l'AITES (Association Internationale de Travaux En Souterrain) : "La nouvelle méthode autrichienne de construction de tunnels suit une conception qui utilise le terrain autour de la cavité (sol ou roche) comme élément de support par activation d'un anneau de terrain portant. " L'excavation pour NATM peut se faire suivant différents modes d'attaque, en fonction de la qualité du terrain rencontré . [3]

I.4.1.1.1.Le creusement à pleine section : est bien adapté aux terrains homogènes, ne nécessitant pas l'utilisation d'un autre soutènement que le boulonnage et le béton projeté.

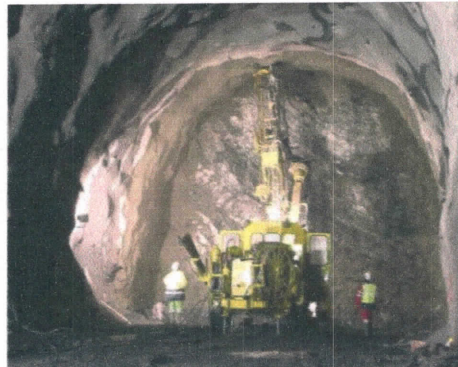


Figure.I.6:creusement à pleine section.

I.4.1.1.2.Le creusement en demi-section : est par contre nécessaire quand un soutènement plus important est requis, par cintres et/ou blindage.

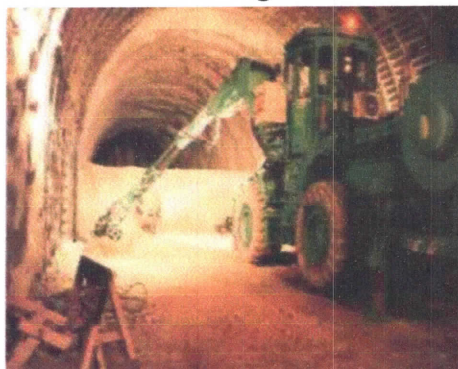


Figure.I.7: Méthode creusement en demie- section.

I.4.1.1.3. Le creusement en section divisée : est choisi quand les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer un soutènement du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi- section.

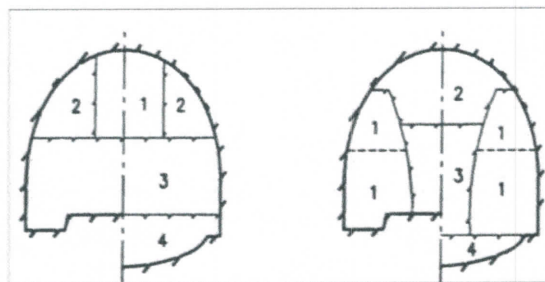


Figure.I.8 : Méthode creusement en section divisée.

I.4.2. Le mode de creusement des tunnels

Chaque terrain à ses propres caractéristiques d'où un mode de creusement approprié. Cette situation a poussé l'ingénierie à développer différentes techniques de creusement, ces techniques peuvent être séparées en deux catégories :

- L'exécution du creusement dans les terrains meubles.
- L'exécution du creusement dans les terrains durs.

I.4.2.1. L'exécution du creusement dans les terrains meubles

I.4.2.1.1. Les boucliers ouverts (non pressurisés)

Laissant le front visible et accessible, ils sont utilisables préférentiellement dans les sols cohérents sans gradient hydraulique important, et qui ne représentent pas d'instabilité au front de taille; ou dans la roche tendre.

I.4.2.1.2. Bouclier pressurisé

Dans les terrains meubles et aquifère, ou la stabilité du front de taille n'est pas assurée, il faut le soutenir par une pression qui peut être appliquée.

- Soit par l'air comprimé (bouclier à l'air comprimé).
- Soit par la roue de taille elle-même (à pression mécanique).
- Soit par un liquide dense comme la boue bentonite (bouclier à pression de boue).
- Soit enfin par le marinage (pression de terre).

I.4.2.2. L'exécution du creusement dans les terrains durs

I.4.2.2.1. Tunnelier ou machine à attaque globale (TBM)

Ces machines se sont considérablement développées ces dernières années et ont gagné en vitesse d'avancement, en fiabilité, en capacité d'adaptation aux terrains et en augmentation de diamètre d'excavation.

L'abattage est effectué à l'aide d'une roue de coupe munie de molettes (roches) ou de pics (sols). Dans le cas des sols, le creusement est réalisé à l'aide d'un (bouclier), assurant la protection des parois de l'excavation entre le front de taille et la partie revêtue de l'ouvrage. La stabilité du front de taille est alors assurée par diverses techniques.

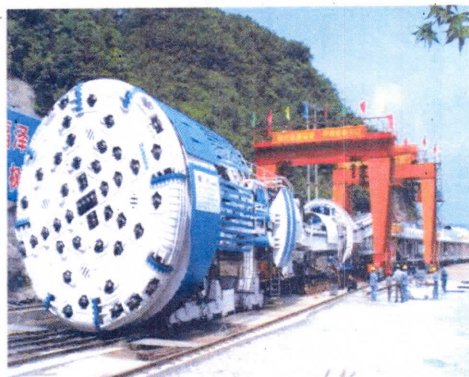


Figure.I.9: Tunnelier à bouclier.

Donc, le système du tunnelier est complété par l'application d'une pression au front de taille et par l'injection d'un coulis de bourrage à l'arrière de la jupe destiné à remplir l'espace

annuaire laissé entre le terrain excavé et le revêtement. Il existe différents modes de soutènement du front de taille, dans les massifs de faible résistance, l'avancement du tunnelier est assuré par des vérins longitudinaux qui s'appuient sur le soutènement déjà installé en général constitué de voussoirs en béton préfabriqué.

Sur le chantier, l'utilisation d'un bouclier est devenue très courante, mais dépend de plusieurs critères comme la nature des terrains, la proximité de la surface, le mode de soutènement utilisé. À partir de ces critères, on distingue deux grandes catégories de bouclier :

- Les boucliers ouverts, à front pressurisé ou non.
- Les boucliers fermés, à front pressurisé ou non.

I .4.2.2.2.Machine attaque ponctuelle

Dans les roches tendres (craies, marnes, schistes altérés...), l'usage de l'explosif est efficacement remplacé par l'emploi de machines à attaque ponctuelle. Elles s'inspirent directement du travail du mineur : un bras articulé vient "gratter" et abattre le terrain du front. Progressivement l'engin excave la section entière par un cheminement adapté. Ces machines mobiles peuvent être une adaptation directe des haveuses à pics de l'industrie minière, un Brise-Roche Hydraulique (BRH) ou bien simplement une pelle rétro de chantier. Lorsque le terrain s'y prête ($R_c < 80\text{MPa}$), le rendement de cette méthode est bien meilleur que l'explosif. Ce procédé de creusement apporte toutefois son lot d'inconvénients : bruits, poussières et chaleur dégagée difficiles à combattre dans un milieu confiné.

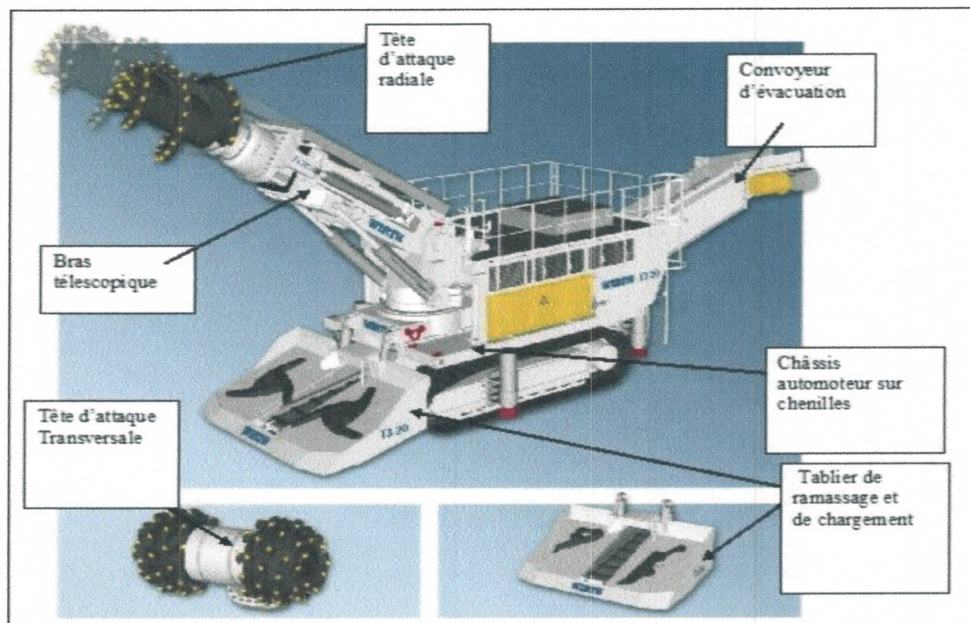


Figure.I.10: Machines à attaque ponctuelle.

I .4.2.2.3.Creusement à l'explosif

L'abattage avec emploi d'explosifs a été pendant de nombreuses années la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à élevée, à tel point qu'elle est également connue comme la méthode conventionnelle d'excavation. Il est généralement utilisé pour l'exécution des tunnels situés dans les roches pour lesquelles un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) où un terrassement mécanique n'est plus envisageable, du point de vue technique ou économique.

Une technique d'abattage s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes (qui sont détaillées sur la figure I.11):

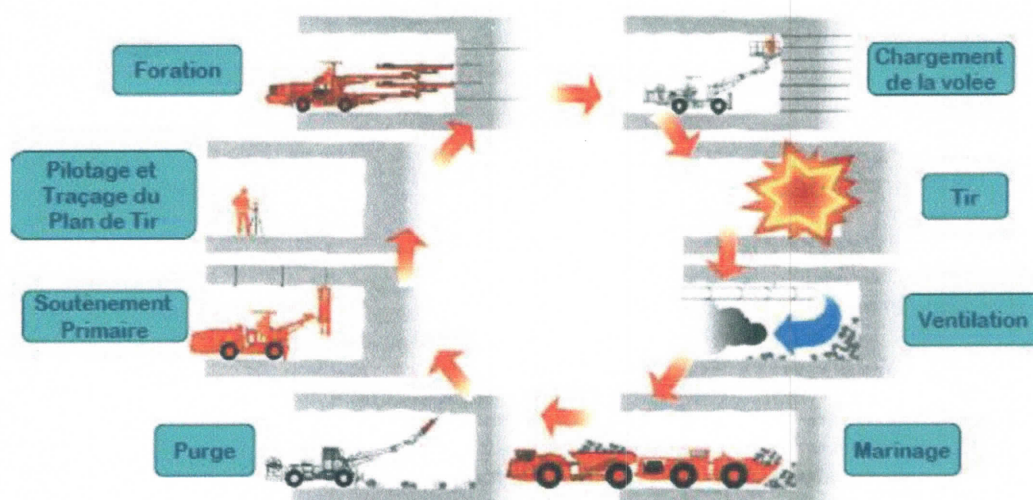


Figure .I.11 : Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif.

Les vibrations produites par l'usage d'explosifs lors de la construction d'un tunnel sont susceptibles d'endommager celui-ci ou, plus souvent, la structure rocheuse dans le voisinage de celui-ci. En effet, une partie de l'énergie explosive utilisée pour fragmenter et abattre la matrice rocheuse se propage et se dissipe dans l'environnement du tunnel sous forme d'ondes vibratoires qui s'amortissent avec la distance.

C'est pourquoi, afin d'évaluer ce phénomène et son incidence sur la réalisation des travaux, il a procédé à une étude préalable des vibrations et, si besoin est, des procédures de contrôles sont préconisées.

Les risques étant directement liés à la proximité, l'expérience montre qu'il convient de faire un inventaire dans une bande minimale de 200 mètres autour de l'axe du projet. Au-delà de cette distance, les amplitudes des vibrations sont généralement très faibles, mais dans un contexte géologique particulier (horizon de marnes faisant office de réflecteur par exemple) des oscillations peuvent être ressenties beaucoup plus loin (1 à 2 kilomètres).

I .5.Soutènement

L'excavation d'un tunnel produit une altération dans l'état du terrain. Ceci entraîne des mouvements de la masse du terrain vers l'excavation afin de rétablir l'équilibre.

Pour assurer la sécurité du chantier contre les éboulements lors des travaux souterrains, le recours à l'utilisation d'un soutènement provisoire qui s'écoule entre le début de l'excavation et la mise en place du soutènement définitif, afin de palier aux problèmes causés par la décompression du terrain, qui permet d'assurer la stabilité des parois, mais participe aussi à la stabilité définitive de l'ouvrage en réduisant les efforts supportés par le revêtement. On peut distinguer quatre classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain. [4]

I .5.1.Classes de soutènement

I .5.1.1.Le soutènement agissant par confinement

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

I .5.1.2.Le soutènement agissant à la fois par confinement et comme armatures

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

I .5.1.3.Le soutènement agissant comme supports

C'est le soutènement seul qui doit résister aux différents efforts, dans le cas où le terrain a des caractéristiques géo mécaniques faibles. Les composantes de soutènement sont comme suit:

- Cintres (lourds ou légers).
- Plaques métalliques assemblées.
- Voussoirs en béton.
- Tubes perforés (voûte parapluie).

I .5.1.4.Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques

- Injections.
- Air comprimé.
- Congélation.

I.5.2.Différents type de soutènement

I.5.2.1.Soutènement métallique

Le premier type de soutènement employé dans les souterrains est le soutènement métallique qui comprend quatre catégories principales:

I.5.2.1.1.Le Soutènement par boulons d'ancrage

Ceux-ci sont de deux types : boulons à ancrage ponctuel, boulons à ancrage continu. Le choix entre ces deux types est essentiellement lié à la nature du terrain :

- le boulon à ancrage ponctuel, plus rapidement mis en place et moins coûteux nécessite un terrain suffisamment résistant au niveau de l'ancrage.

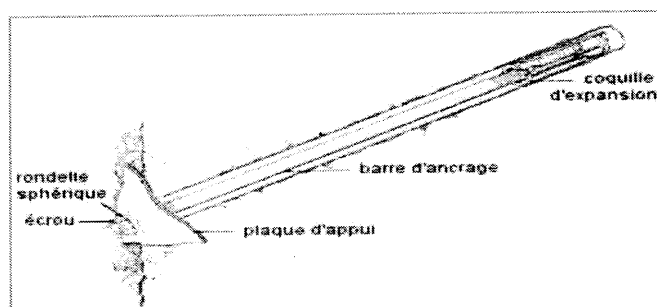


Figure I.12: le boulon à ancrage ponctuel.

- le boulon à ancrage continu peut être à effet immédiat ou différé, provisoire ou permanent. On utilise assez souvent un premier boulonnage immédiat et un deuxième boulonnage en dehors du cycle d'avancement.

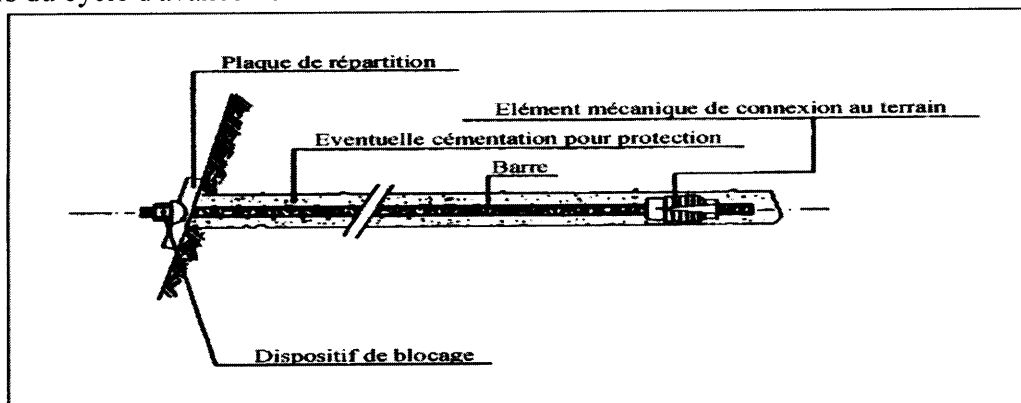


Figure I.13: le boulon à ancrage continu.

I.5.2.1.2. Barres foncées dans le terrain

Elles sont utilisées lorsqu'il est impossible de forer un trou dont les parois pour lesquelles être stables pendant le temps nécessaire à la mise en place d'un boulon. Le forage peut être exécuté à l'aide d'une perforatrice pour fonder des barres nervurées qui sont vissées dans le terrain. La résistance à l'arrachement dépend de la nature du terrain. Les diamètres des tiges des boulons varient généralement de 16 à 32 mm et leur longueur de 2 à 5 m. La qualité de l'acier dépend des conditions d'utilisation, sous faible couverture et il s'agit de limiter strictement les déformations, en utilisant des aciers relativement durs, sous forte couverture où il peut être nécessaire « d'accompagner » la déformation de la roche, en utilisant les aciers à fort allongement.

I.5.2.1.3. Le Soutènement par cintres métalliques

Ces cintres peuvent être des cintres lourds (H) ou réticulés pour les soutènements en grande section, ou des cintres plus légers (profilés TH, UPN) généralement en petite section. Les cintres réticulés présentent les deux avantages de facilité de mise en oeuvre et de très bonne compatibilité avec le béton projeté. Leur emploi est déconseillé lorsque de fortes sollicitations sont prévisibles avant que le béton projeté puisse remplir son rôle. Le profil de la section doit bien sûr être suffisamment régulier (pas de hors profil trop important).

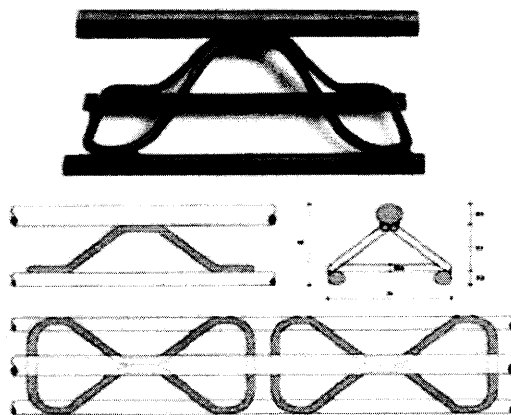


Figure I.14: Cintres réticulés PANTEX à 3 brins.

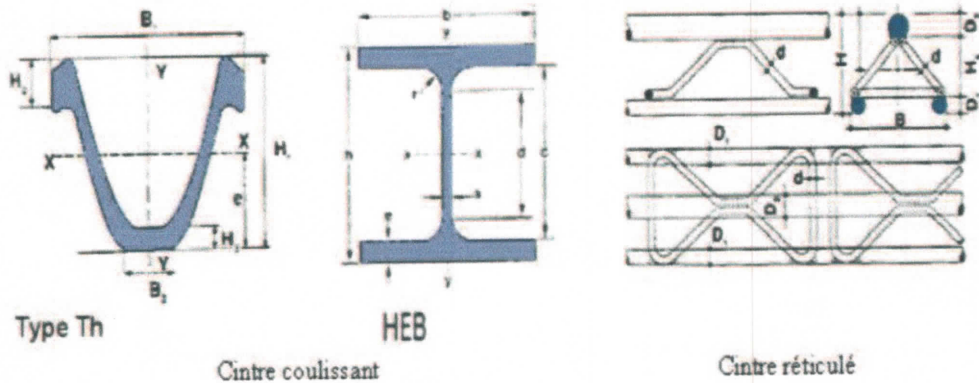


Figure.I.15 : devers cintres.

I.5.2.1.4.Cintres lourds et blindage

Les plaques de blindage sont mises, jointives ou non, entre les cintres et le terrain. Elles peuvent parfois être tenues par des boulons. Elles peuvent également être liaisonnées entre elles, les cintres ne servant qu'à leur montage et sont ensuite retirés après remplissage entre plaques et terrain.

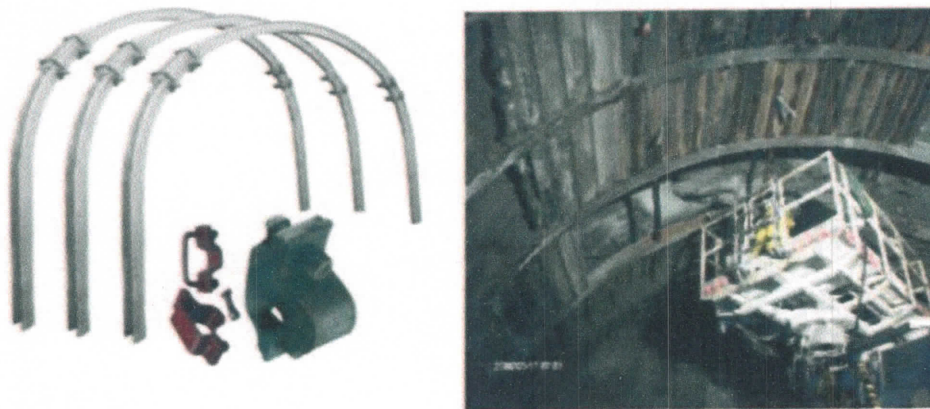


Figure.I.16 : Cintre lourd et blindage.

I.5.2.2.Cintres coulissants

Les cintres légers, généralement coulissants et agissants par confinement ou comme simple protection : constitués d'un profilé spécial en forme de U évasé, les différents éléments disposés en recouvrement sur une quarantaine de centimètres sont assemblés par serrage de deux étriers. Ces cintres, sous l'action de la poussée du terrain peuvent se déformer par glissement des éléments l'un par rapport à l'autre. Dans le cas de cintres coulissants, les boulons des étriers doivent être serrés suivant les indications du fabricant.

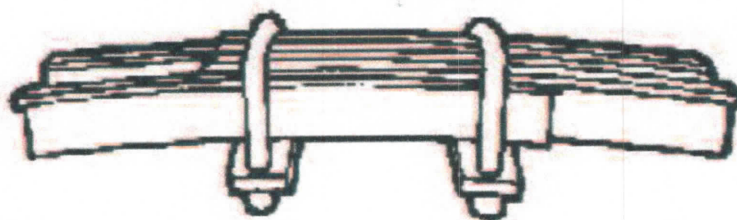


Figure.I.17: Assemblage des éléments d'un cintre coulissant.

I.5.2.3. Soutènement en béton

I.5.2.3.1. Béton projeté

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement souterrain avec le boulonnage et/ou les cintres légers, il constitue ce que l'on appelle la méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage et qui est également connue sous le nom de nouvelle méthode autrichienne (NATM). Le béton projeté est constitué par un mélange de ciment, d'eau et de granulats (diamètre maximum 25 mm). Un additif accélérateur de prise (environ 5%) peut être ajouté lorsqu'une résistance élevée initiale pour la prise est requise. La gunite présente la même composition que le béton projeté, mais le diamètre maximal des agrégats est de 50 mm.

Le béton est projeté sur une nappe de treillis soudés ancrée à la paroi. Il présente une flexibilité qui lui permet de s'adapter aux déformations du massif rocheux sans se fracturer. Actuellement, les nouvelles technologies ont permis d'utiliser un système de revêtement et de soutènement plus résistant et plus flexible. L'adjonction de micro-silice et de fibres en acier (longueur moyenne 20 à 38 mm, diamètre 0.5 mm) au mélange de ciment et de granulats, présente plusieurs avantages: l'augmentation des épaisseurs de la couche de béton (jusqu'à 200 mm), une meilleure protection contre l'altération, l'augmentation de la résistance et des caractéristiques de déformabilité du revêtement, l'utilisation de la nappe de treillis soudés n'étant, dans certains cas, plus nécessaire. Le béton projeté est souvent utilisé comme revêtement temporaire pour les parois d'une fouille ou pour les voûtes lors de la réalisation d'ouvrages souterrains (galeries, tunnels.).

Les propriétés du béton projeté sont :

- Pénètre en force dans les fissures.
- Protège la roche de l'altération par l'air et l'humidité.
- Assure une bonne adhérence à la roche et une bonne résistance au cisaillement.
- Mise en oeuvre rapide.
- Assure une économie de main d'oeuvre et de matériaux.
- La liaison roche - béton diminue la détente, la décompression, la flexion et les Contraintes de traction.
- Le béton projeté reprend les moments fléchissants.



Figure.I.18 : l'emploi de béton projeté.

L'emploi du béton en ouvrage souterrain par voie sèche ou par voie mouillée fait l'objet d'un texte de l'AFTES intitulé « conception et dimensionnement du béton projeté utilisé en travaux souterrains » auquel il convient de se référer [GT20 de l'AFTES, 2000]. La mise en oeuvre du béton projeté peut être réalisée selon deux techniques: Par voie sèche:

les composants solides sont malaxés, puis le mélange sec est expulsé par un flux d'air comprimé jusqu'au gicleur de la pompe, où l'eau est ajoutée avant la projection.

Les premières applications de cette technique, appelée gunite (de l'anglais to gun), datent de 1910.

Par voie mouillée (humide): tous les composants, y compris l'eau, sont malaxés, puis le mélange humide arrive jusqu'au gicleur de la pompe, où il est projeté. Les premières applications de cette technique, appelée shotcrete (de l'anglais to shot concrete), datent des années 1960.

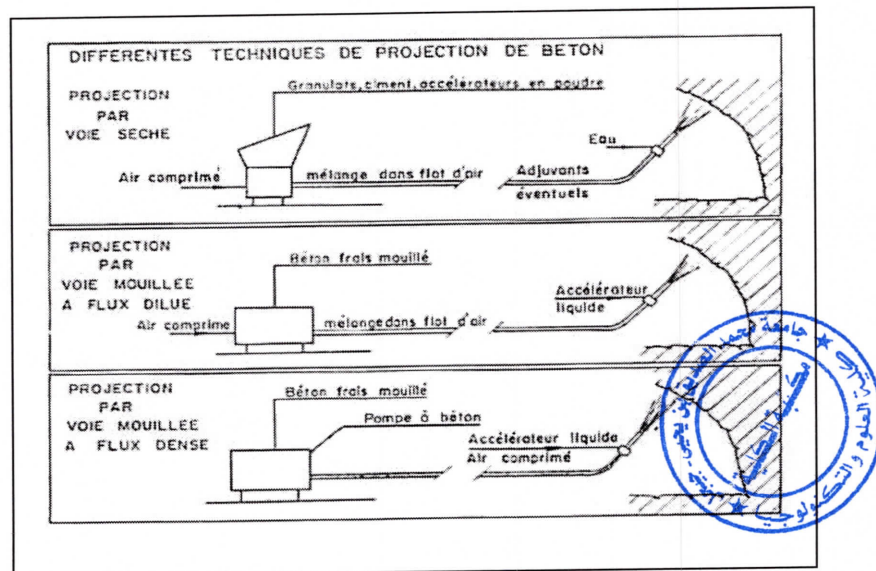


Figure.I.19 : Différents procédés de projection du béton.

I.5.2.3.2. Voussoirs en béton préfabriqué

Un voussoir est une écaille de béton armé qui est préfabriquée et prête à poser par un assemblage précis, plusieurs voussoirs forment un anneau. (Figure.I.20). Les voussoirs sont mis en place par anneaux cylindriques successifs et servent d'appui longitudinal pour la progression du boulier au moyen de vérins hydrauliques dont les patins reposent sur la face avant du dernier anneau posé. Il existe bien entendu de nombreux types de voussoirs, en béton que l'on peut classer en deux catégories principales: Les voussoirs alvéolaires qui comportent des nervures longitudinales et transversales au travers desquelles il est possible d'enfiler des boulons qui permettant l'assemblage et la transmission de certains efforts de flexion d'un voussoir à l'autre. Ces voussoirs, directement dérivés des voussoirs métalliques, présentent toutefois l'inconvénient, à inertie égale, d'un plus fort encombrement que les voussoirs pleins, donc nécessitent un volume d'excavation plus important.

Les voussoirs pleins qui sont des éléments de coques d'épaisseur constante et qui peuvent par exemple, être articulés les uns sur les autres le long de leurs faces latérales courbes.

I.5.2.4. La Nouvelle Méthode Autrichienne

La nouvelle méthode autrichienne est généralement applicable dans les zones de roches tendres, formées d'ensembles des techniques de soutènement (boulonnage, cintres et béton projeté). Elle s'est avérée efficace et permet de limiter la décompression des terrains au voisinage de l'excavation. Cette méthode est caractérisée par la mise en place d'un soutènement déformable constitué, d'une part, de boulons qui arment le terrain et d'autre part, d'une couche de béton projeté. Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation en créant un anneau porteur, constitué par le terrain armé. L'excavation se fait à pleine ou à demi section et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place rapidement. Les ancrages scellés (mortier ou résine) créent dans le terrain une voûte armée, une coque mince de béton projeté (15 à 30 cm), généralement armé de treillis soudés, protège le terrain contre l'altération, crée une continuité entre les éléments du terrain et apporte une pression radiale de confinement et répartit les efforts rapportés aux têtes des ancrages. Éventuellement, des cintres légers coulissants renforcent la coque du béton projeté.

I.5.3. Choix d'un mode de soutènement

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

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

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

- D'une part le dimensionnement du soutènement qui est l'un des éléments de calcul du coût.
- d'autre part les éléments de prix de revient propres à l'organisation du chantier considéré:
 - Plus ou moins grande mécanisation.
 - Longueur du tunnel.
 - Délais à respecter.

I .6.Revêtements

I .6.1.Définition de Revêtements

Le revêtement des tunnels est constitué par un arc de béton dont l'intrados détermine l'espace disponible pour l'exploitation de l'ouvrage. En général, afin de respecter au mieux le principe de l'auto-soutènement géométrique, sa forme est déterminée par une courbe qui peut être : un cercle complet, un arc de cercle d'angle au centre supérieur à 180°, des arcs de cercle successifs avec tangentes communes aux points de raccordement, ou plus généralement une succession de courbes de courbure voisine.[5]

I .6.2. Rôle du revêtement

Une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le soutènement, dans les terrains résistants et qui ne montrent une réaction contre l'effet de creusement, la stabilité de l'ouvrage est assurée naturellement, un revêtement peut être mis en place afin d'assurer la fonctionnalité de

l'ouvrage et de recouvrir et de protéger les installations d'exploitation ou participer à l'esthétique de l'ouvrage.

Le revêtement n'est en général pas mis en charge. De cette manière, la fonction structurelle du revêtement se limite à offrir une marge de sécurité additionnelle à l'ouvrage, dans les cas où soit le terrain, soit le soutènement mis en place subissent des détériorations, ou dans les cas où l'on devra faire à des phénomènes de charges différées dans le temps.

Le revêtement n'est en général pas mis en charge. De cette manière, la fonction structurelle du revêtement se limite à offrir une marge de sécurité additionnelle à l'ouvrage, dans les cas où soit le terrain, soit le soutènement mis en place subissent des détériorations, ou dans les cas où l'on devra faire à des phénomènes de charges différées dans le temps. Les principales fonctions du revêtement sont les suivantes :

- Fonction mécanique aide à assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme, augmenter l'efficacité de système de la ventilation et de l'illumination (tunnels routiers) ou de la capacité hydraulique.
- Fonction esthétique et d'imperméabilisation.

I .6.3. Les différents types de revêtement

Parmi les revêtements les plus courants, on cite :

I .6.3.1.Revêtement en béton coffré non-armé

Il constitue souvent la meilleure solution technique et économique pour satisfaire à l'ensemble des fonctions attendues, dans le domaine routier essentiellement. Pour les tunnels réalisés de manière séquentielle : le revêtement est «exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement.

I .6.3.2.Revêtement en béton coffré armé

Plutôt exceptionnel : on se contente parfois d'armer localement certaines zones du revêtement lorsque les calculs laissent prévoir des contraintes de traction ou de cisaillement notables. En général, seuls les ouvrages possédant un radier comporte des armatures : les zones les plus sollicitées se situent généralement en clé de voûte, en radier et à la liaison radier-piédroits. Revêtement en voûte active (réaliser une voûte constituée d'éléments d'arc juxtaposés, formés de voussoirs préfabriqués).

I .6.3.3.Revêtement en béton projeté

Utilisé que dans les cas où ne se pose aucun problème lié à la stabilité de l'ouvrage, à son étanchéité et à son confort d'utilisation. Il n'est pas économiquement envisageable pour les ouvrages dont le dimensionnement impose des épaisseurs de béton supérieures à 15 ou 20 cm. Il ne présente pas d'excellentes qualités esthétiques (des procédés de lissage du béton projeté sont toutefois apparus ces dernières années).

I .6.3.4.Revêtement en voussoirs préfabriqués

Ils assurent à la fois une fonction de soutènement et de revêtement dans les ouvrages réalisés au tunnelier. Il s'agit en général de voussoirs préfabriqués en béton armé de 30 à 40 cm d'épaisseur, boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre voussoirs d'un même anneau et anneaux successifs. Dans la solution des voussoirs universels, ces voussoirs sont

légèrement pincés par rapport à l'axe du tunnel, ce qui permet de suivre le tracé dans toutes les directions.

- Le vide subsistant entre voussoirs et terrain doit être rempli par un produit de bourrage : coulis actif (faisant prise) ou coulis inerte.
- Il est possible de placer un second anneau de revêtement à l'intérieur du premier.
- L'utilisation de voussoirs métalliques est également possible.

La figure suivante montre quelques types de soutènement et de revêtement des tunnels.

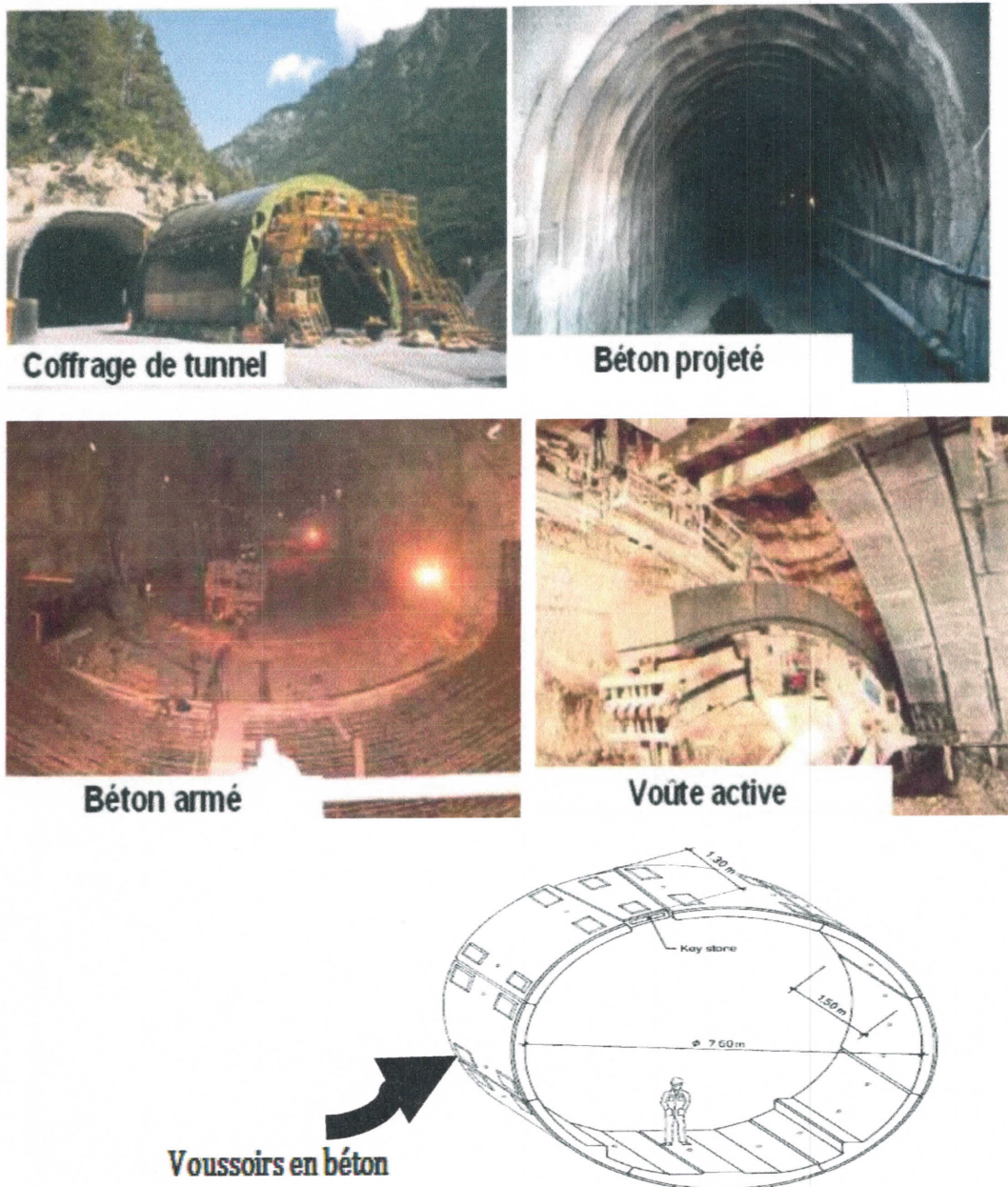


Figure.I.21: Types de revêtement des tunnels.

I.7.Étanchéités

L'étanchéité est la fonction qui fait qu'un produit ou un ensemble de produits s'oppose au franchissement par un liquide tel que l'eau. On peut rendre un ouvrage étanche en mettant en œuvre au contact ou à l'intérieur de sa structure un ensemble de produits d'étanchéité, cet ensemble est appelé système d'étanchéité. L'étanchéité et le drainage des ouvrages souterrains font référence à des complexes, ou systèmes associant plusieurs matériaux de nature et fonction parfois très différentes, mais avec le même but, celui-là de maintenir l'eau d'hors de l'ouvrage.[5]

➤ l'étanchéité :

- l'étanchéité peut être partielle, du type « parapluie» par exemple pour une voûte de tunnel, et dans ce cas elle est hors pression hydrostatique (dans ce cas la pression n'est pas totale mais elle n'est pas forcément nulle).

- l'étanchéité peut être totale, c'est à dire envelopper complètement l'ouvrage, et dans ce cas elle est sous pression hydrostatique.

➤ Drainage :

Captage ponctuel ou surfacique d'arrivées d'eau dans un ouvrage souterrain. Cette eau est ensuite collectée et rejetée à l'extérieur par le réseau d'assainissement de l'ouvrage. Le drainage peut être provisoire, pour permettre par exemple la mise en place dans de bonnes conditions du complexe d'étanchéité, ou définitif et contribue de fait à la fonction étanchéité de l'ouvrage.

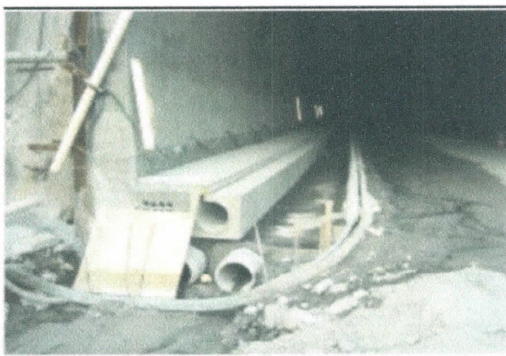


Figure.I.22: Drainage des ouvrages souterrains.

I.7.1.Les raisons de l'étanchéité

La grande majorité des ouvrages souterrains sont soumis à des pressions d'eau. L'étanchéité et le drainage doivent être réalisés d'une manière continue et avec le plus grand soin. Dans les sols se posent des problèmes de nappes (nappes phréatiques ou nappes suspendues dans des horizons perméables, réalimentées 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.

I.7.2.Choix du système d'étanchéité

Le choix du système d'étanchéité dépend des critères suivants :

- Nature et épaisseur de la couche de couverture de l'ouvrage.
- Nature et caractéristiques mécaniques du support recevant le système d'étanchéité.
- Application du système d'étanchéité en continu ou par phasage.
- Possibilités de raccordement du système d'étanchéité avec ouvrages de surface ou avec d'autres systèmes d'étanchéité existants.
- Accessibilité à l'ouvrage à étancher.

I.7.3.Type de produit d'étanchéité

L'étanchéité des ouvrages souterrains peut être réalisée avec l'utilisation de plusieurs matériaux de différents types. Chacun de ces types a des applications différentes, situations et fonctions déterminées, modes d'emploi spéciaux, on a :

- Géomembranes synthétiques.
- Géotextiles.
- Géocomposites.
- Géomembranes bitumineux.

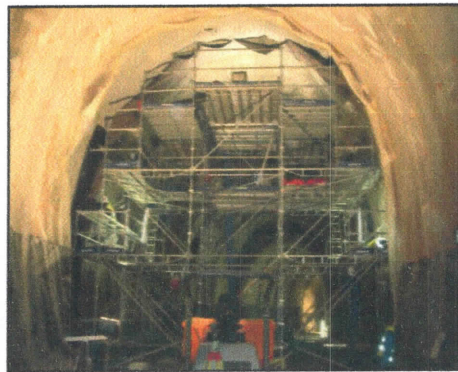


Figure.I.23: Étanchéité d'un tunnel.

I.8.Les reconnaissances géologiques

I.8.1. Objectifs

Les reconnaissances et études géologiques doivent donner au concepteur du tunnel les éléments suivants :

- Géologie régionale histoire et structure tectonique .
- Structure du massif.
- Inventaire et localisation des accidents (failles, zones fracturées, zones broyées.. ;).
- Description lithologique des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique. [6]

I.8.2. Moyens de reconnaissances géologiques

Ces moyens sont nombreux,ils ne sont pas exclusifs aux reconnaissances géologiques pour l'étude d'un ouvrage souterrain :

I.8.2.1. Inventaire des données géologiques nécessaires existantes

Il est indispensable de réunir la quasi-totalité des données et document existant concernant le massif étudié,dont nous disposons de ce qui suit :

- carte géologique.
- photographie aérienne.
- document climatique et météorologique.
- archives de construction d'ouvrages souterraines dans les conditions analogues ou situés à proximité.
- relève de cavités souterraines.

I.8.2.2. Levé géologique de surface

La géologie doit être effectuée avec le plus grand soin. Ceci permet souvent d'éviter des travaux d'investigation coûteux et permet une interprétation optimum des résultats de ces investigations. L'étendue de la zone à lever dépend de la complexité de l'environnement géologique de l'ouvrage.

Le levé géologique doit comporter :

- le levé des affleurements.
- les inventaires des éléments concernant la tectonique (plissement, failles).
- l'étude des discontinuités (stratification, fissures,) avec orientation réparties sur un structurogramme.

I.9. Les reconnaissances géotechniques

I.9.1. Objectifs

Les objectifs de l'étude géotechnique sont:

- de déterminer les valeurs des paramètres mécaniques 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 œuvre des méthodes d'exécution envisagées.

Dans la pratique, et compte tenu des particularités qui leur sont inhérentes, il convient de distinguer entre le comportement d'une roche dans le cas d'un tunnel profond et celui d'un tunnel moins profond. [6]

I.9.2. Moyens de reconnaissances géotechniques

- Inventaires des données existantes
 - document et études donnant des indications sur les caractéristiques mécaniques des sols et des roches dans des conditions analogues.
 - Archives de construction d'ouvrages souterrains situés à proximité ou dans des massifs similaires.

I .9.3.sondages

Les renseignements tires des sondages (en particulier des sondages carottes) sont de plus en plus précieux, car ils permettent de voir la roche et de prélever des échantillons. Mais ils ne fournissent que des informations ponctuelles que sont en général insuffisantes. En effet, le nombre de sondages est forcément limité vu leur cout élevé , surtout lorsque la couverture dépasse plusieurs centaines de mètres . L'exécution des sondages doit être envisagée en liaison étroite avec le levé géologique et les prospections géophysiques .ils restent utilisés seuls quand on ne peut effectuer ni levé de surface ni géophysiques ,par exemple en zone très urbanisée. Dans le cas le plus fréquent, les résultats des sondages doivent permettre, avec un maximum d'efficacité, de confirmer les hypothèses concernant la nature et la structure du massif établie à partir des levés de surface géologique et géophysique.

De plus ,les sondages permettent de prélever des échantillons aux fins d'essais de laboratoire et d'effectuer un certain nombre d'essais in situ (diagraphies, mesures de perméabilités.....).

I .10.Les reconnaissances géophysiques

Parmi les essais les plus effectues,on se base sur :

- Les sondages électriques.
- La gravimétrie.

I .10.1 . Sondages électriques

Le sondage électrique consiste à détecter les variations de la restivite des roches ou (couches de sols) entre deux électrodes reliées par un câble dans lequel on injecte un courant électrique. Il permet de détecter les roches dures ou tendres ,les roches poreuses conductrices et leur épaisseur respective ,et les zones de la rupture . [6]

I .10.2 . La gravimétrie

La gravimétrie qui est la méthode géophysique qui mesure la variation de pesanteur est sensible aux variations de densité dans le sous-sol. Le traitement des mesures gravimétriques permet de déterminer les paramètres géométriques et physiques des corps responsables des variations de g observé, donc de caractériser les structures géologiques présentant des variations de densité tant latérale qu'en profondeur. La méthode gravimétrique est donc l'une des méthodes structurales de géophysique. Elle permet de lier le changement du faciès géologique à une variation de densité. [6]

Cette méthode permet de détecter les cavités ou grottes enfouies dans le sous-sol.

I .11.Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons évoqué les aspects généraux des constructions souterraines, et les différentes étapes d'investigation et les techniques de creusement ainsi que les conditions dans les quelles ces méthodes sont applicables, ensuite les mouvements de sol induits par le creusement d'un tunnel, et les différentes modes de soutènement et revêtement essentiel pour la construction de cet ouvrage.



Chapitre II

Classification des massifs rocheux et dimensionnement Des tunnels

II.1. Introduction

Parmi les problèmes qui se posent au concepteur de tunnel, celui de la détermination des caractéristiques du soutènement d'un ouvrage souterrain ou la vérification de sa stabilité est l'un des plus délicats et des plus difficiles à aborder. L'absence de règles dans le domaine est souvent compensée par le jugement et l'appréciation de l'ingénieur. Dans ce cas-là, des méthodes de dimensionnement des ouvrages souterrains ont enregistré de grands progrès durant les deux dernières décennies.

Ces méthodes ont pour objet d'évaluer les caractéristiques de soutènement et dimensionner les tunnels. Passant du stade purement empirique à celui où l'on fait appel à des modèles numériques très développés qui permettent la prise en compte de la complexité du problème traité, notamment grâce au développement des moyens informatiques.

II.2. Soutènement

Cependant, aucune de ces méthodes actuelles ne peut prétendre résoudre l'infinité des cas qui s'offrent au projeteur. Néanmoins, il est possible de définir des domaines préférentiels d'utilisation pour chaque méthode de calcul.

Cette partie évoque les méthodes principales de calcul des tunnels et leur développement. On peut classer les méthodes de calcul des tunnels dans plusieurs catégories selon les hypothèses principales qui définissent le cadre d'utilisation de chaque méthode. Nous distinguons trois catégories principales de méthodes de calculs: [5]

- Méthodes empiriques.
- Méthodes analytiques.
- Méthodes numériques.

II.2.1. Méthodes empiriques

Au stade des études préliminaires, les ouvrages souterrains sont fréquemment dimensionnés à partir de classifications des massifs rocheux. En effet, l'art des tunnels est demeuré jusqu'à ces vingt dernières années une science essentiellement empirique dont les spécialistes se constituaient un savoir-faire au travers d'expériences passées, la transmission des enseignements tirés de ces expériences étant soit directe pour les spécialistes suivant eux-mêmes le déroulement des travaux, soit assurée par l'intermédiaire de relations écrites : (comptes-rendus, rapports...).

Pour essayer de structurer ce savoir et de fournir des outils d'aide à la conception, certains auteurs ont très tôt proposé des synthèses sous forme de classifications. Ces méthodes, rapides d'emploi et donc économiques, reposent sur différents paramètres géotechniques. C'est donc le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui va faire la différence d'une méthode à l'autre. Nous exposons uniquement les méthodes empiriques actuellement les plus utilisées, à savoir celle de:

II.2.1.1. Méthode de K. Terzaghi

En 1946, Terzaghi a proposé une classification simple des massifs rocheux, en vue d'estimer les charges agissantes sur les cintres en acier dans les tunnels. Cette méthode et ses développements ultérieurs furent pendant de nombreuses années la base du dimensionnement des tunnels aux Etats-Unis.

Pour l'estimation de charge Terzaghi suppose qu'une certaine quantité de roche ou de sol se décomprime pesant sur le soutènement est ensuite donné par la formule générale :

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

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

B : Largeur de la galerie.

H_t : Hauteur de la galerie.

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

La formule est théoriquement applicable aux tunnels à moyenne profondeur pour lesquels la hauteur de couverture H est supérieur à $(1.5 B + H_t)$, (figure.II.1).

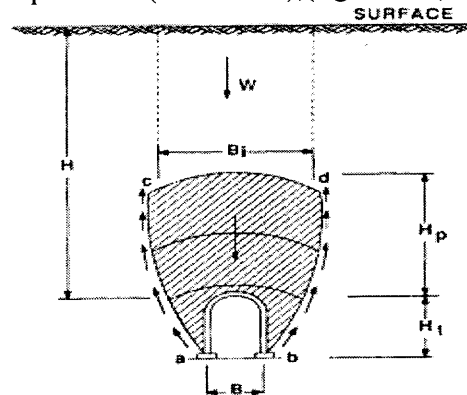


Figure.II.1: Zone décompressée au-dessus d'une cavité (K.Terzaghi 1946).

Sur l'imprécision de la valeur donnée, Terzaghi affirme « Même si des programmes de calcul peuvent donner des valeurs plus correctes vis-à-vis de situations précises, ils ne donnent que des valeurs peu pratiques pour un prédimensionnement, au vu de l'incertitude des conditions de roches voisines à l'excavation » (tableau. II).1 [5]

Tableau. II.1 : Hauteur de terrain décompressée au-dessus d'une cavité. [5]

Nature de la roche	Charge H_p	remarques
Dure et intacte	0 a 0.25 B	Quelque ancrages s'il ya chute de pierres
Dure et stratifiée	0 a 0.5 B	Soutènement léger
Massive avec quelques joints	0 a 0.25 B	La charge peut changer brusquement d'un point a l'autre
Modérément éboulouse	0.25 a 0.35 $(B + H_t)$	Pas de pression latérale
Très éboulouse	0.35 a 1.1 $(B + H_t)$	Peu ou pas de pression latérale
Complètement broyée Complètement inerte	1.1 $(B + H_t)$	Pression latérale considérable
Roche fluente a profondeur modérée	1.1 a 2.1 $(B + H_t)$	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
Roche fluente à grande profondeur	2.1 a 4.5 $(B + H_t)$	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
Roche gonflante	Jusqu'à 75m indépendant de $(B + H_t)$	Cintres circulaires Dans les cas extrêmes Cintres coulissants

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

Remarque :

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

II.2.1.2. Rock Quality Designation (R.Q.D)

Le R.Q.D fut proposé par D. Deere en 1964. Il est déterminé à partir des observations faites sur les échantillons prélevés dans un sondage carotté, le RQD est calculé sur la longueur de passe de sondage :

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

Par longueur des morceaux d'une dimension supérieure à 10 cm, il faut entendre morceaux de roche saine. Par exemple, on peut extraire des carottes de plusieurs décimètres dans la mylonite ; un tel échantillon ne peut être considéré comme morceau de plus de 10 cm.

On calcule fréquemment le R.Q.D. pour chaque mètre de carottage. La longueur de la passe de carottage est alors 1 m.

Il convient d'utiliser un carottier de diamètre supérieur au moins à 50 mm pour que les morceaux de roche saine ne soient pas cassés en cours de prélèvement.

On utilise la valeur du R.Q.D. pour classer la roche suivant sa qualité. [7]

Tableau. II.2: Classification de la roche suivant R.Q.D.

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

II.2.1.3. Classifications de l'AFTES

L'Association Française des Travaux en Souterrain (AFTES) a été créée en janvier 1972 pour répondre aux recommandations de la Conférence Internationale sur les travaux souterrains tenue à Washington en 1970 qui préconisaient la mise en place dans chaque pays d'un organisme regroupant les différents acteurs intervenant, à des titres divers, dans les travaux souterrains.

La principale activité de l'AFTES consiste à diffuser des recommandations techniques dans le domaine des travaux souterrains. Ces recommandations sont préparées au sein de Groupes de Travail qui ont permis de constituer une classification, dite de l'AFTES. [7]

II.2.1.3.1.Principe

Plutôt que d'attribuer au massif une "note" globale déterminant les conditions de creusement d'un ouvrage, l'AFTES a préféré préciser clairement les divers facteurs qu'il faut s'efforcer de connaître pour la conception d'un projet souterrain dans un massif rocheux:

- 1) Les conditions géologiques générales.
- 2) Les conditions hydrogéologiques.
- 3) Les discontinuités du massif rocheux.
- 4) Les caractéristiques mécaniques du terrain.
- 5) Les contraintes naturelles et la hauteur de couverture de l'ouvrage.
- 6) La déformabilité du massif.

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

II.2.1.3.1.1. Des critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution

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

II.2.1.3.1.2. Des critères relatifs à l'environnement

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

II.2.1.3.2.Recommandations

Pour chacun des critères énumérés ci-dessus, l'AFTES fournit des recommandations propres à orienter le choix du soutènement: (béton projeté, boulons à ancrage ponctuel ou à ancrage réparti, cintres, voussoirs...).

En effet, divers tableaux ont été élaborés afin d'indiquer, en fonction de la valeur des paramètres qui caractérisent les différents critères en question, si le soutènement considéré est :

- Soit particulièrement recommandé.
- Soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable).
- Soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable).
- Soit en principe impossible.

Tableau. II.3: Choix du type de soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités. [8]

Discontinuités (cas où l'excavation est faite à l'explosif avec découpage)			Pas de soutènement	Boulons			Cintres		Voussoirs			Procédés spéciaux						
				Béton projeté	Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres lancées	lourds	Légers collissants	Plaques métalliques assemblées	béton	Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	injection	Air comprimé	congélation		
N° de familles	orientation	Espacement (1)																
N1			●				×				×	×	×	×	×	×	×	
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3	●				×				×	×	×	×	×	×	×	
N2	quelconque	S1		●			×				×	×	×	×	×	×	×	
N3		S2		●	●		×				×	×	×	×	×	×	×	
Or		S3		●	●		×					×	×	×	×	×	×	
N4		S4		×	●	●		×	●	●	Gr - Bp			×		×	×	×
		S5		×	×	●		×	●	●	Gr - Bp			×		×	×	×
N5			×	●	×	●	×	●	●	Gr - Bp	●		×	●	×	×	×	

Nota :(1) pour la famille la plus dense

(2) scellement au mortier de préférence a la résine lorsque les fissures sont ouvertes

LEGENDE

- Gr = avec grille continue
- Bp = avec béton projeté
- Bl = avec blindage bois ou métallique particulièrement
- Particulièrement recommandé (nettement favorable) .
- Possible à condition que d'autres cintres soient particulièrement favorables (plutôt favorable).
- × Très mal adapté bien qu' éventuellement possible (plutôt défavorable).
- ⊗ En principe impossible.

II.2.1.4. Méthode de Barton

La méthode de Barton (1974) est une classification empirique des massifs rocheux. Le principe de cette classification est "noter la qualité du massif rocheux par l'intermédiaire de paramètres".

La qualité du massif rocheux est représentée par l'indice Q, calculé à partir de six paramètres. Le Q system permet aussi de définir le mode de soutènement à mettre en place, à condition de connaître la valeur de Q, la largeur de l'excavation et la fonction de l'excavation.

La connaissance de Q permet également par corrélations de calculer différents paramètres comme les RMR(Rock Mass Rating) équivalents, le module de déformabilité (Em), la pression s'exerçant sur le soutènement au niveau du toit et des parois et la vitesse des ondes P.

A partir de l'analyse de plus de 200 cavités souterraines (principalement des tunnels routiers et hydroélectriques), Barton, Lien et Lunde du « Norwegian Geotechnical Institute » (NGI), ont proposé un indice pour la détermination de la qualité d'un massif rocheux en vue du percement d'un tunnel.

La valeur de ce coefficient Q est déterminée par 6 paramètres de la façon suivante (Hoek & Brown, 1980; Baroudi, 1988; Bouvard & al, 1988) tableau. II.4.

$$Q = \frac{RQD \times Jr \times Jw}{Jn \times Ja \times SFR}$$

RQD : Rock Qualité Désignation.

Jn : Expression du nombre de familles principales de discontinuités.

Jr : Caractérise la rugosité des faces des joints.

Ja : Epaisseur du joint et nature du matériau de remplissage.

Jw : Spécifie les conditions hydrogéologiques.

SRF: (Stress Réduction Factor) précise l'état des contraintes dans le massif Le Tunnelling Quality Index Q peut alors être considéré comme une fonction de seulement trois paramètres, qui sont une mesure directe:

1. Taille des blocs (RQD/Jn).
2. Résistance au cisaillement inter-blocs (Jr/Ja).
3. Contraintes actives globales et hydrauliques (Jw/SRF). [7]

Tableau. II.4: classification de la qualité de la roche .

Qualité du massif rocheux(Q)	Qualité du massif
400 – 1 000	Exceptionnellement bonne
100 – 400	Extrêmement bonne
40 – 100	Très bonne
10 – 40	Bonne
4 – 10	Moyenne
1 – 4	Mauvaise
0,1 – 1	Très mauvaise
0,01 - 0,1	Extrêmement mauvaise
0,001 - 0,01	Exceptionnellement mauvaise

II.2.2.Méthodes Analytiques

Les méthodes analytiques permettent de déterminer quantitativement les paramètres de dimensionnement à partir d'un modèle, destiné à schématiser le comportement de l'ouvrage sous l'effet des sollicitations qui lui sont appliquées, ainsi permettent rapidement d'obtenir des ordres de grandeur des paramètres de calcul et d'estimer l'influence de certains paramètres sur la réponse de l'ensemble terrain-soutènement. Toutefois, leur domaine d'application directe est limité, en raison des hypothèses de calcul très restrictives sur lesquelles elles reposent.

Les méthodes analytiques se basent sur des hypothèses simples visant à simplifier la modélisation du problème rencontré. Ces simplifications portent sur les hypothèses suivantes :

- La géométrie : le tunnel est supposé à section circulaire et d'axe horizontal.
- La stratigraphie : on ne prend en compte qu'une seule couche de terrain supposée homogène.
- La loi de comportement du sol : supposé élastique linéaire ou élasto-plastique.
- L'état initial de contraintes est supposé isotrope et homogène.
- Les formules sont exprimées dans le plan et dans le cadre des petites déformations.

Les méthodes analytiques peuvent se diviser en deux groupes :

- Méthode analytique élastique.
- Méthode analytique élasto-plastique. [5]

II.2.2.1.Les Méthodes analytiques élastiques

Sont des méthodes qui traitent l'entourage de l'excavation comme un milieu élastique. Nous citons essentiellement les auteurs ayant développé des méthodes de calcul destinées à évaluer les mouvements dans le massif, sans entrer cependant dans le détail des équations :

- Goudman-shi (1982).
- Einstein-schwartz (1979).
- Kirsch (1898).
- Lamé (1852).
- Warburton

La plupart de ces méthodes utilisent les hypothèses susmentionnées, et leur calcul se fait par ces étapes :

- Calculer les contraintes (σ_r , σ_θ , $\tau_{r\theta}$) et les déformations dans le sol dû aux champs initiaux des contraintes. Ensuite les déplacements initiaux U_i et V_i peuvent être calculés après intégration.

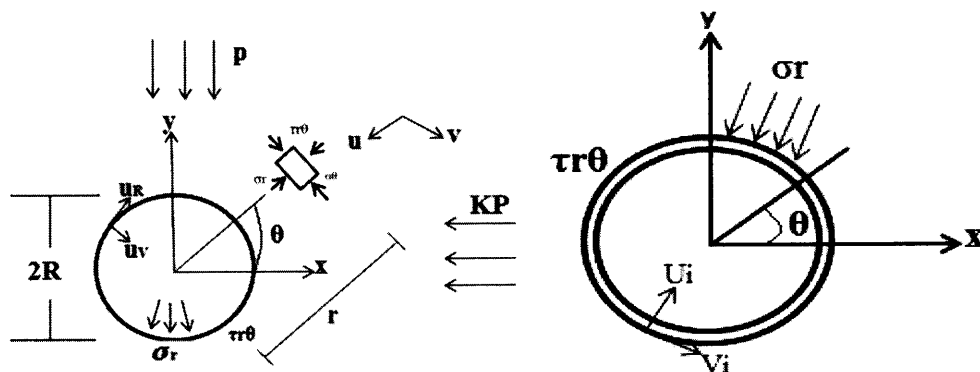


Figure.II.2: Les contraintes et les déplacements.

➤ Calcul de la contrainte totale et le champ de déplacement supplémentaire dans le sol ainsi que les contraintes de contact à l'interface sol-soutènement. Le champ de déplacement supplémentaire = déplacement pour une excavation circulaire causée par des contraintes externes (excavation) moins les déplacements causés par les contraintes in-situ.

➤ Calcul des forces internes dans le soutènement (Ms, Ts).

Ces trois étapes de calcul ci-dessus mènent aux équations finales qui donnent le déplacement radial u , le déplacement tangentiel v , effort axial N et moment M dans le soutènement.

II.2.2.2. Les Méthodes analytiques élasto-plastiques

Sont des méthodes qui rendent en compte le développement d'une zone plastique autour de la cavité souterraine due de l'excavation du tunnel.

Parmi les analyses élasto-plastiques on a :

- Théorème limite (1950). [Caquot, Atkinson, Mühlhaus].
- Panet (1979).
- Convergence-confinement (1980).



II.2.2.2.1. Méthode convergence-confinement

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

La démarche originale de cette méthode a été suggérée par Fenner (1938) ensuite reprise par Pacher (1964) (cité par AFTES (2001)). Le principal défaut de ces premières approches était de ne pas tenir compte des déformations du terrain qui interviennent avant la mise en place du soutènement. Pour pallier ce défaut, Lombardi (1973) a proposé une méthode en utilisant une ligne caractéristique du « noyau », une notion de convergence au front, alors que Panet et Guellec (1974) ont proposé de prendre en compte les déformations qui interviennent avant la mise en place du soutènement par le truchement du taux de déconfinement. Cette méthode a fait par ailleurs l'objet de recommandations de l'AFTES (2001).

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

Le problème de l'étude de la déformation du terrain encaissant et de la convergence des parois au voisinage du front est ainsi ramené à l'étude de la convergence dans une section plane lorsque l'on fait décroître progressivement à partir de σ_0 la pression centripète exercée sur la paroi ou pression de confinement. [9]

II.2.2.2.1.1. Définition de la convergence

La convergence des tunnels est la variation de la distance entre deux points situés sur la paroi des tunnels. Lorsque les deux points sont diamétralement opposés, la convergence peut,

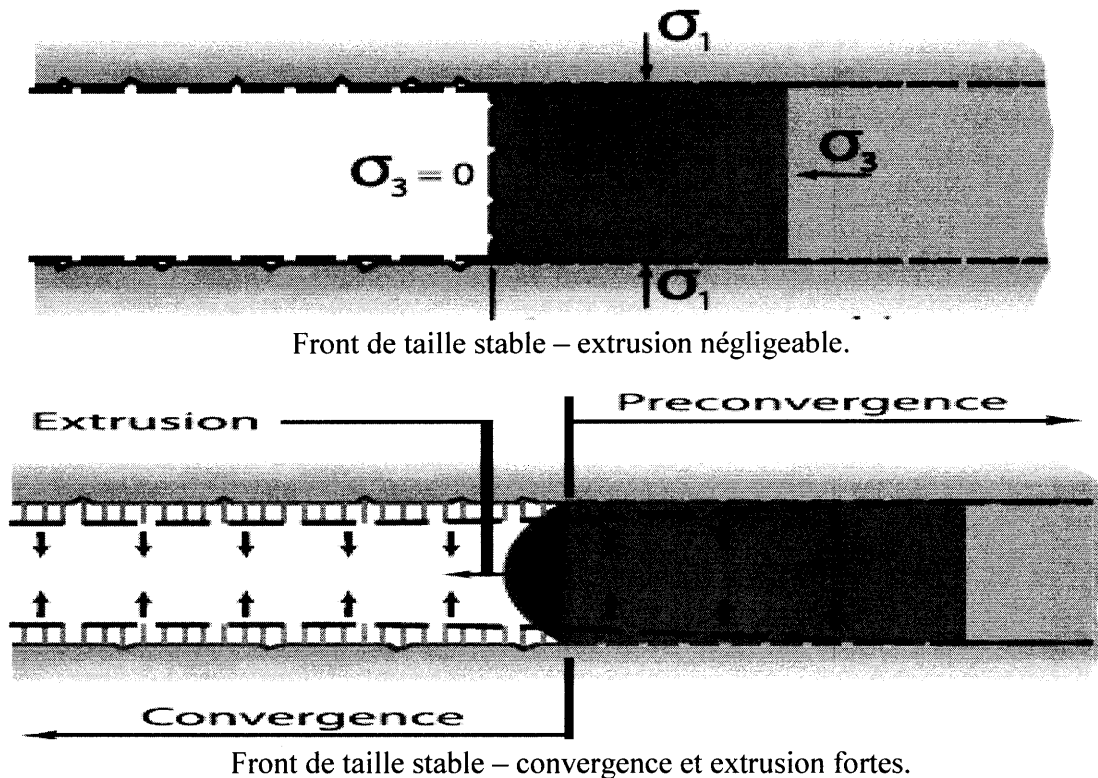
dans la plupart des cas, être assimilée à la somme des deux déplacements radiaux. La convergence est en fonction de la distance x entre la section de mesure et le front de taille, du temps t qui s'est écoulé depuis le passage du front de taille au niveau de la section de mesure, de la distance non soutenue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

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

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

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

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



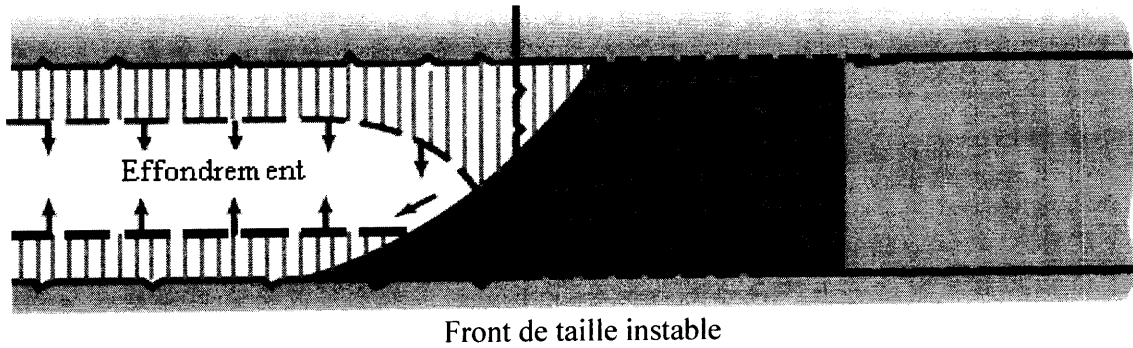


Figure II.3: Extrusion et instabilité au front de taille d'un tunnel.[1]

II.2.2.1.2.Principe de la méthode convergence-confinement

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

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

σ_0 : est la contrainte initiale et λ est le taux de déconfinement qui simule l'excavation en croissant de 0 à 1 (figure II.4). $\lambda = 0$ correspond à l'état initial en avant du front à une distance suffisante pour négliger son influence.

En faisant décroître le paramètre λ , le terrain est déconfiné et ce déconfinement provoque un déplacement u de l'excavation donné par une relation qui représente la loi de convergence du massif :

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

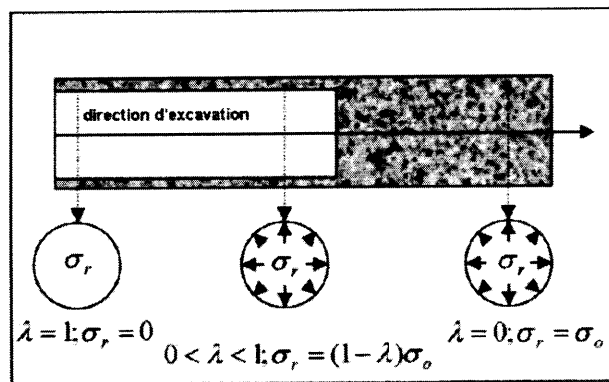


Figure.II.4: La pression fictive voisine du front de taille.

Le comportement du soutènement lié à la contrainte s'exerçant à son intrados et au déplacement est représenté par la relation suivante :

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

Dans le cas le plus classique, le soutènement est mis en place à une certaine distance d du front de taille, appelée distance non soutenue, pour laquelle un déplacement du tunnel u_d s'est déjà produit. La valeur λ du taux de déconfinement, qui correspond au déplacement u est λd . Cette relation peut donc s'écrire :

$$F[\sigma_r, (U - U_d)] = 0$$

La notion de taux de déconfinement est essentielle dans cette méthode et la détermination de sa valeur λ_d au moment de la mise en place du soutènement en constitue la principale difficulté.

Dans le cas le plus simple, on peut donner de la méthode convergence-confinement une représentation graphique très facile (figure II.5).

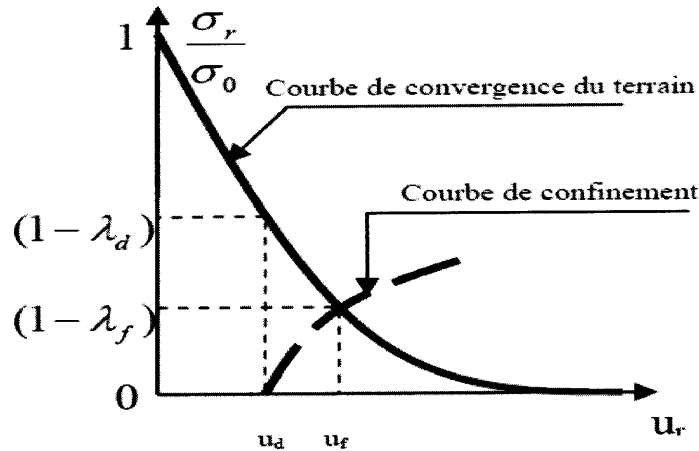


Figure.II.5: Représentation graphique de la méthode convergence-confinement.

II.2.3. Les méthodes numériques

Les méthodes numériques présentent l'avantage de prendre en compte directement la réponse du terrain et du soutènement, ainsi que d'une grande partie des spécificités du projet (tant sur le plan géométrique que géotechnique). Ses utilisations ont pris une ampleur considérable au cours des dernières années, aussi bien pour des fins de recherche que pour des applications à des projets. Toutefois, des progrès restent nécessaires pour améliorer les moyens de représenter, dans le calcul, les particularités de comportement des terrains et les modes de chargements induits par des méthodes de réalisation particulières.

Les méthodes numériques permettent d'obtenir le champ des déplacements, contraintes et des déformations en tout point du massif autour de l'excavation ou le soutènement et de traiter une large gamme de problèmes qui sont difficiles voire impossibles à résoudre avec d'autres méthodes. L'avantage incontestable des méthodes numériques est d'aborder des problèmes théoriques analytiquement insolubles en les remplaçant par une solution numérique approchée. [5]

II.2.3.1. Méthodes numériques appliquées aux tunnels

Pour le cas des tunnels, ces méthodes permettent de tenir compte des facteurs suivants:

- Géométrie complexe (interaction de tunnels, tunnels non circulaires, ... etc).
- Forces de gravité.
- Prise en compte de l'eau interstitielle.
- Interaction sol/structure.
- Comportement non-linéaire du sol et du soutènement (lois élasto-plastiques, viscoplastiques, ou élasto-visco-plastiques).
- Anisotropie des terrains et de l'état de contraintes initial.
- Charges de surfaces, etc...

II.2.3.2. Les différents types de modélisations de tunnel

Dans le cadre de projets d'ingénierie relatifs aux études de conception d'ouvrages souterrains, plusieurs types de modélisation peuvent être mis en oeuvre :

II.2.3.2.1. La modélisation 2D en déformations planes

La modélisation en déformations planes, dite (2D-plan), consiste à admettre que la déformation portée par la perpendiculaire au plan de l'étude est nulle. Par exemple, si le plan de l'étude est noté (1,2) (figure II.6), alors : $\varepsilon_{33} = 0$ et $\varepsilon_{13} = \varepsilon_{23} = 0$. Le problème 3D peut ainsi être résolu comme un problème à deux dimensions qui ne dépend que des variables x_1 et x_2 .

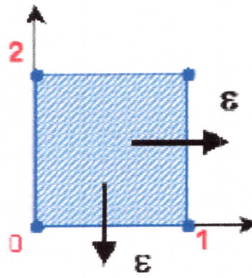


Figure.II.6: Repère du problème 2D-plan.

En déformations planes, un tunnel peut alors être modélisé par sa section transversale ou longitudinale, mais :

- Dans la section transversale, le tunnel est supposé infiniment long dans la direction de son axe.
- Dans la section longitudinale, le tunnel est considéré comme une excavation de longueur infinie.

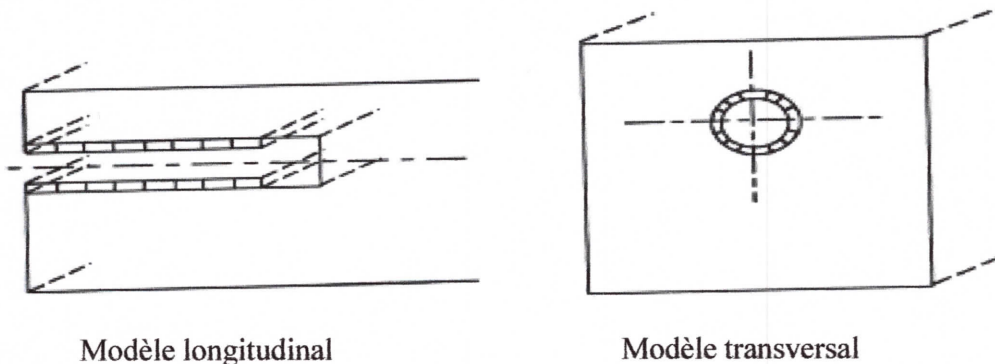


Figure.II.7: Modèle longitudinal et transversal du tunnel.

Dans la pratique, on utilise le plus souvent une analyse 2D en coupe transversale. Néanmoins, pour pouvoir simuler les effets tridimensionnels dus à l'avancement du front de taille, la méthode la plus courante consiste à s'appuyer sur la méthode convergence-confinement. Cette analyse 2D est rapide par rapport à l'analyse tridimensionnelle et permet donc d'utiliser des modèles de comportements plus complexes si les données de terrain sont suffisantes.

La modélisation transversale ne permet cependant pas d'analyser la stabilité du front de taille. Pour effectuer cette étude, on peut envisager une modélisation longitudinale parallèlement à l'axe du tunnel, mais les résultats obtenus sont toujours insatisfaisants.

En effet l'excavation est considérée comme une bande de longueur infinie alors que le tunnel est circulaire, ce qui conduit à négliger l'effet de voûte se produisant autour du tunnel.

II.2.3.2.2. La modélisation 2D en conditions axisymétriques

Lorsque les ouvrages sont axisymétriques, ou à symétrie de révolution autour d'un axe, noté (Oz) sur la (figure II.8), l'étude d'un problème 3D peut être ramenée à l'étude d'un problème 2D sans dégradation de la précision des résultats.

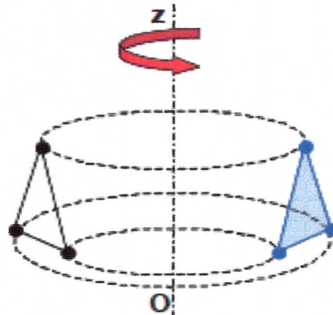


Figure.II.8: Repère du problème axisymétrique.

La modélisation axisymétrique dans l'axe du tunnel permet l'analyse tridimensionnelle de la stabilité du front de taille et du phasage des travaux. Malheureusement, cette méthode induit des hypothèses très restrictives ; tunnel circulaire, milieu homogène et isotrope, surface non modélisée. Elle s'applique donc à des tunnels à grande profondeur pour lesquels l'état de contrainte initial est sensiblement isotrope.

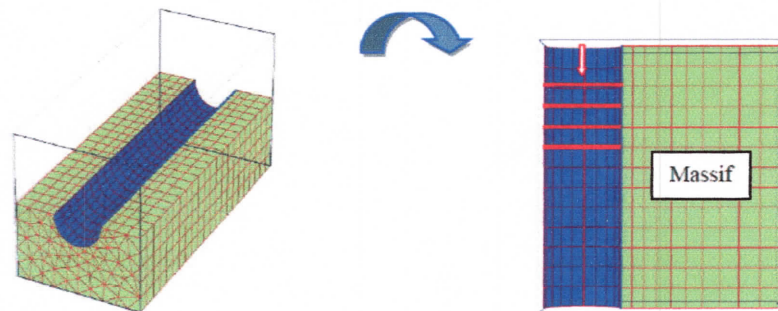


Figure.II.9 : Substitution du problème 3D en un problème 2D axisymétrique.

II.2.3.2.3. La modélisation tridimensionnelle

C'est le type qui permettant de traiter le problème rencontré dans toute sa complexité, car il peut prendre en compte :

- La géométrie tridimensionnelle du projet (tunnel en forme de fer à cheval, tunnel incliné écaillé de sol, etc...).
- L'état de contraintes initial (coefficient des terres au repos).
- Le phasage souvent complexe de la technologie d'excavation retenue (radier décalé).

- L'ensemble des phénomènes mis en jeu (effet de voûte au front de taille, mise en place du soutènement, etc....).

C'est aussi l'approche la plus exigeante en taille du système, en temps de calcul et en temps d'exploitation des résultats. Compte tenu de sa lourdeur, ce type de calcul reste encore du domaine de recherche et de projets importants afin de valider des approches simplifiées.

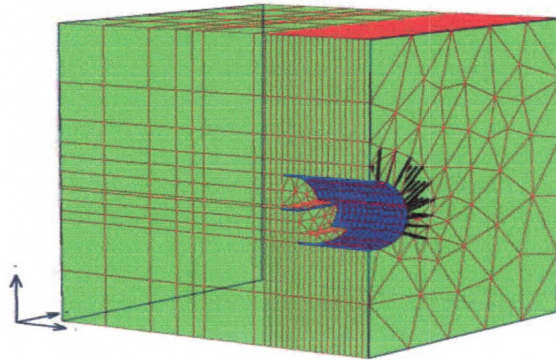


Figure.II.10: Exemple de maillage 3D.

II.3. Conclusion

Dans ce chapitre, on a abordé les méthodes principales du calcul et du dimensionnement des tunnels à partir de classifications des massifs rocheux, ces méthodes de calcul reposent sur des considérations théoriques, empiriques et numériques. Les méthodes empiriques globales telles que la classification de l'AFTES permettent d'orienter le choix du type de soutènement, mais ne suffisent pas à vérifier la stabilité du tunnel. Les méthodes analytiques, telles que la méthode de convergence-confinement, servent souvent d'approche pour l'utilisation ultérieure de méthodes numériques plus précieuses, telles que la méthode des éléments finis par exemple.

Le principe commun des méthodes numériques réside dans la discrétisation de l'espace du problème étudié et dans la résolution des certains nombres d'équations pour obtenir la solution. L'avantage commun principe de ces méthodes qu'elles soient appliquées pour des ouvrages souterrains dans des milieux continus ou discontinus.

Chapitre III

Pressions agissantes sur le soutènement de tunnel

III.1.Introduction

Les principales charges agissant sur les constructions souterraines proviennent de la poussée des couches constituant le terrain, c'est à dire la poussée géologique (appelée aussi poussée du souterrain) et la pression hydrostatique. Le calcul des sollicitations d'un ouvrage souterrain dépend de l'état de contrainte géostatique du massif, c'est à dire l'état de contrainte existant avant le creusement du tunnel. Cet état de contrainte étant supposé connu, par les méthodes de calcul de ces ouvrages souterrains.

Vu la complexité du problème de détermination des actions agissant sur des ouvrages, certaines hypothèses simplificatrices ont été émises :

- Le terrain est supposé homogène, élastique et isotrope.
- La déformation est bidirectionnelle.
- Les actions extérieures considérées sont dues au poids des terres sus-jacentes.

Ces actions extérieures se définissent en contraintes verticales agissant sur la calotte engendrant des poussées latérales sur les flancs du tunnel. Afin d'évaluer quantitativement ces contraintes, il existe de nombreuses méthodes et formules empiriques qui souvent sont notablement différentes selon les hypothèses adoptées. Certaines de ces méthodes ont une bonne confirmation expérimentale. Nous exposerons quelques-unes d'entre elles dans ce chapitre.

III.2.Les pressions souterraines

III.2.1.Types et origines

Un ouvrage souterrain est soumis à trois types de poussées :

III.2.1.1.poussée de détente

La poussée de détente est un phénomène qui se produit juste après l'excavation d'une cavité, elle induit une diminution du champ de contrainte au voisinage de la cavité qui se traduit par une décompression du sol. En raison de l'affaissement de la calotte provoqué par la pression, la masse de roche située au-dessus de l'excavation marque une tendance à l'affaissement et si le haut de l'excavation est démunie de soutènement, ceci provoquera le détachement progressif d'un coin du rocher de la masse principale. Le phénomène de détente commence par l'affaissement d'une partie du rocher en calotte, le mouvement se poursuit sous forme d'un élargissement en direction des pieds droits, puis par une extension vers le haut sous forme d'ogive, jusqu'à ce que les α forment un angle α . [7]

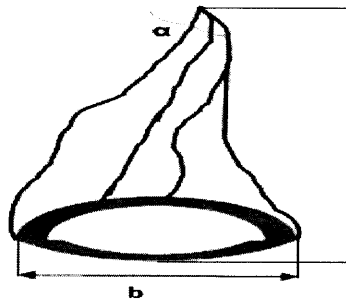


Figure.III.1.Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation.

La hauteur de l'ogive est donnée par la formule suivante :

$$h_{max} = \frac{h}{2tg\frac{\alpha}{2}} = \frac{b}{2\sin\varphi}$$

Avec :

h : hauteur de couverture.

α : angle au sommet de profil d'équilibre.

b : la largeur de l'excavation.

φ : angle de frottement interne.

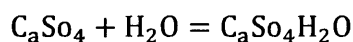
III.2.1.2. Poussée géologique

Cette poussée est la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par divers effets tectoniques. Elle apparaît, suite aux travaux d'excavation dans l'entourage du profil où l'augmentation des contraintes par rapport à leurs valeurs initiales, atteint des proportions qui dépassent la résistance de la roche non seulement en calotte, mais aussi sur les pieds droits. Le processus de mouvement suscité par les travaux d'excavation débute au moment où à la suite du regroupement des poussées le long des pieds droits. La pression atteint le double de sa valeur initiale, si bien qu'elle finisse par dépasser la résistance à la compression simple de la roche. Les parois latérales commencent à flamber en diminuant leur résistance aux charges extérieures. [7]

III.2.1.3. Poussée de gonflement

Dans quelques roches argileuses ou délitées, nous retrouverons sous certaines Conditions, cette dernière forme de poussée souterraine. Cette poussée peut-être :

- Soit d'origine physique, due à l'écoulement des eaux interstitielles en direction de la masse rocheuse provoquant une augmentation de volume par apport d'eau. Ce phénomène correspondant à une augmentation de la teneur en eau se manifeste avant tout sur les faces non étayées et déchargées du souterrain, comme le front d'attaque et le radier, entraînant une modification des contraintes qui se manifeste sur les parois de la cavité.
- Soit d'origine chimique, due à une fixation d'eau dans les minéraux qui sont principalement des hydroxydes et des sulfates. Parmi les plus connus des causes chimiques provoquant le gonflement est la transformation de l'anhydrite C_aSo_4 en gypse au contact de l'eau :



III.2.2. Différentes méthodes de détermination des pressions souterraines

III.2.2.1. Evaluation des pressions verticales σ_v

Les méthodes de détermination des pressions verticales diffèrent par la prise en compte ou non de la zone de détente entourant l'évidement. Cette zone dépend en premier lieu de la nature du terrain. Pour les terrains meubles ou peu résistants, cette zone de détente est intimement liée à la profondeur du tunnel. Dans ce cas on utilise des méthodes qui tiennent compte de l'influence de la profondeur. Par contre dans les terrains résistants, la zone de

détente est indépendante de la profondeur de l'ouvrage. Dans ce cas on utilise des méthodes qui ne tiennent pas compte de la profondeur du tunnel.

Nous aborderons dans ce qui suit quatre de ces méthodes :

III.2.2.1.1. 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. [7]

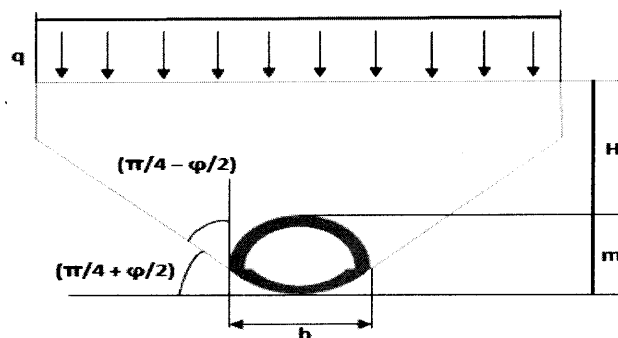


Figure.III.2. Les principales hypothèses de la théorie de TERZAGHI.

H : la couverture.

m : la hauteur de l'excavation.

q : la surcharge en surface.

b : la largeur de l'excavation.

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

La contrainte verticale est calculée suivant la formule :

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

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

$K = 1.5$ si $H > B$

III.2.2.1.2. Théorie de BIERBAÜMER

Cette théorie admet que l'ouvrage est chargé par une masse de roche délimitée par une parabole de hauteur h et que le massif aura tendance à glisser suivant un angle de $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$. [7]

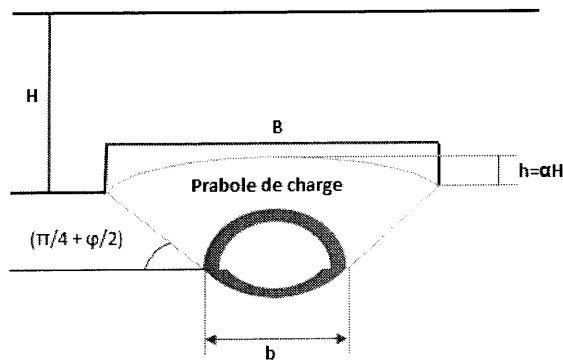


Figure.III.3.La poussée selon BIERBAÜMER.

La contrainte verticale est :

$$\sigma_v = \gamma \alpha H$$

Avec :

H : la couverture.

h : hauteur de parabole de charge.

α : coefficient de réduction.

Le tableau suivant donne les valeurs de coefficient de réduction α en fonction de la Couverture :

Tableau. III.1.Coefficient de réduction α.

H	$H \leq 15m$	$15m \leq H \leq 200m$	$H \geq 200m$
A	1	$1 - \frac{\gamma H t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{B}$	$t g^4 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

B : est définie par :

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

Pour une section fer à cheval rectangulaire.

$$B = 2R t g \left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{4} \right)$$

Pour une section circulaire.

R: le rayon de la section circulaire de la parabole de charge.

Cette théorie est applicable aux tunnels situés à une grande profondeur.

III.2.2.1.3.Théorie des poids des terres

Cette méthode est valable pour des ouvrages situés à de faibles profondeurs. Elle suppose que l'ouvrage doit supporter l'ensemble des charges et surcharges au-dessus du tunnel. Elle est réputée pénalisante du fait qu'elle ne prend pas en compte l'effet de la voûte.

La contrainte verticale est calculée selon la formule suivante :

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q$$

Avec : h_i : Hauteur de la couche i .

γ_i : Poids spécifique de la couche i .

q : Surcharge.

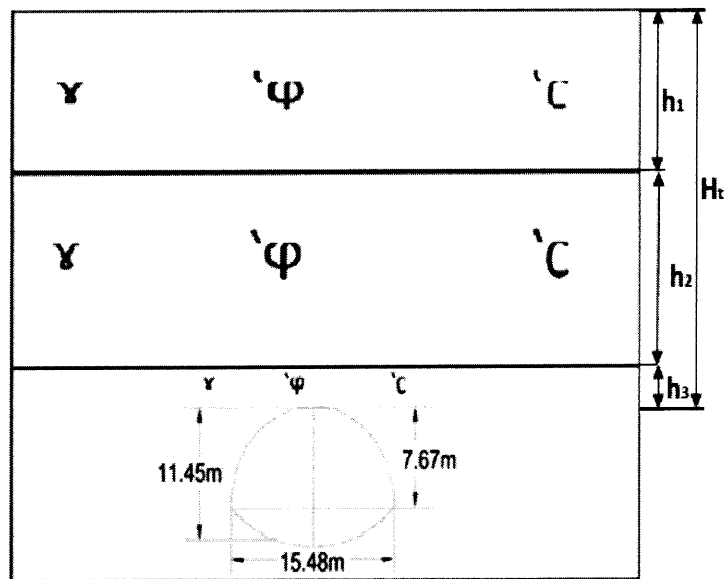


Figure.III.4.Représentation schématique la Théorie des poids des terres.

III.2.2.1.4.Théorie de PROTODIAKONOV

Cette théorie est basée sur la définition statique d’une voûte naturelle située au-dessus du terrain excavé de forme parabolique et de hauteur h_p et dont l’équilibre est assuré par efforts de compression agissant tout le long. Enfin la contrainte verticale est calculée selon la formule suivante :

$$\sigma_v = \gamma h_p$$

$$h_p = \frac{B}{f}$$

Avec : $B = b + 2m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

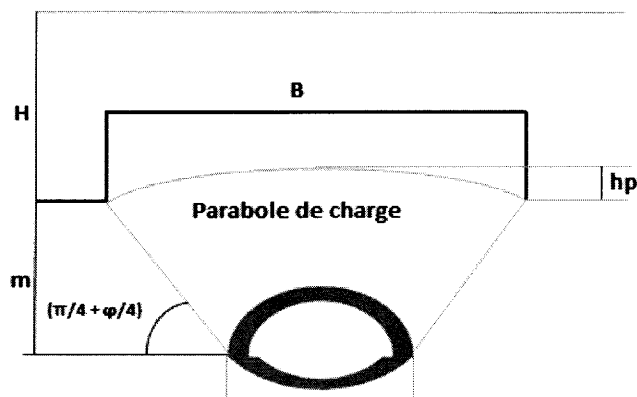


Figure.III.5.Répartition des charges selon la théorie de PROTODIAKONOV.

f : est calculé comme suite :

Pour sol granuleux : $f = \operatorname{tg} \varphi$

Pour sol cohérent : $f = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sigma_c}$

Avec σ_c : La résistance à la compression.

Pour sol rocheux : $f = \frac{\sigma_k}{100}$

Avec σ_k : La résistance de dureté de roche.

Par expérience on remarque que : $\frac{B}{2f} < H < \frac{B}{f}$

f : représente le coefficient des roches. [7]

III.2.2.2. Pressions horizontales σ_h

La détermination de la pression latérale demande que l'on tienne compte non seulement de la pression agissant comme charge active, mais encore de l'effet de la butée des terres engendré par la déformation. L'examen attentif de cette question présente un intérêt certain du point de vue dimensionnement économique. Nous expliquerons dans ce qui suit quelques méthodes qui permettent d'évaluer ces pressions.

III.2.2.2.1. Théorie de TERZAGHI

D'après la théorie de TERZAGHI la pression horizontale peut être calculée par les formules :

$$\sigma_h = 0,3\gamma(0,5m + h_p) \quad \text{Dans le cas général.}$$

$$\sigma_h = \gamma H \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Pour les terrains granuleux ou éboulis.}$$

$$\sigma_h = \sigma_v \frac{v}{1-v} \quad \text{Pour les roches de bonne tenue.}$$

h_p : La hauteur de noyau de détente.

v : Coefficient de pression.

III.2.2.2.2. Théorie de PROTODIAKONOV

Suivant cette théorie, la contrainte horizontale est à répartition trapézoïdale en fonction de contrainte verticale, elle est calculée par la formule:

$$\sigma_h = \gamma_m \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \left[\frac{2}{3 \operatorname{tg} \varphi} b + m \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{m}{2} \right]$$

III.2.2.2.3. Théorie de COULOMB-RANKINE

COULOUMB et RANKINE admettent que la contrainte horizontale est à répartition trapézoïdale en fonction de la contrainte verticale. On peut calculer par les formules suivantes:

➤ Au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = k_a \sigma_v \quad \text{à court terme.}$$

$$\sigma_{h1} = k_0 \sigma_v \quad \text{à long terme.}$$

$$\text{Avec : } k_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$k_0 = (1 - \sin \varphi) x_1 x_2 x_3$$

x_1 : Coefficient d'influence de la cohésion du terrain.

x_2 : Coefficient d'influence de la genèse du terrain.

x_3 : Coefficient rhéologique.

- Au niveau de pieds droits :

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}$$

$$\text{Tel que : } \sigma_{h2} = \gamma m \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Remarque :

σ_{h1} : a été définie précédemment.

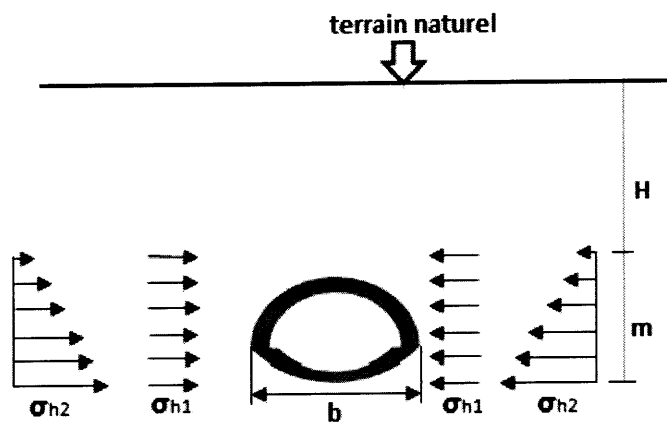


Figure.III.6.Répartition des contraintes selon COULOUMB-RANKINE.

III.2.2.2.4.L'expérience soviétique

La répartition de poussée latérale doit être trapézoïdale. Sa valeur devra être déterminée en fonction de deux valeurs extrêmes au niveau de la calotte ainsi qu'au niveau du radier. La poussée spécifique est :

$$\text{Au niveau de la calotte : } \sigma_{h1} = \gamma h_p \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\text{Au niveau des pieds droits : } \sigma_{h2} = \gamma(m + h_p) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\text{Tel que: } h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi}$$

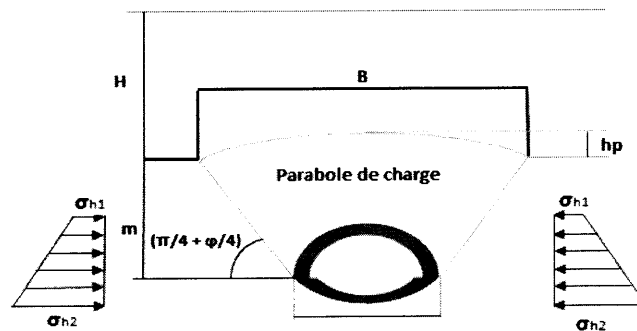


Figure.III.7.Répartition des poussées selon l'expérience soviétique.

III.2.2.3. Evaluation des pressions agissant au niveau du radier

Dans la pratique, c'est surtout dans les terrains inconsistants et plus particulièrement dans les sols plastiques et dans les argiles imbibées d'eau que l'on doit faire face au problème de la poussée sous le radier. Si les contraintes géostatique ainsi libérées lors de l'excavation sont importantes, la zone décomprimée peut intéresser un grand volume et entraîner le fluage du terrain de bas en haut vers l'intérieur de la galerie.

Plusieurs chercheurs ont tenté de définir ce phénomène. Nous en exposerons deux des plus importantes méthodes à savoir : celle donnée par TERZAGHI et celle donnée par TSIMBARIÉVITCH.

III.2.2.3.1. Méthode de TERZAGHI

TERZAGHI démontré que l'ordre de grandeur de la pression au niveau du radier est approximativement la moitié de la pression à la calotte, la poussée latérale étant à peu près au niveau de cette valeur.

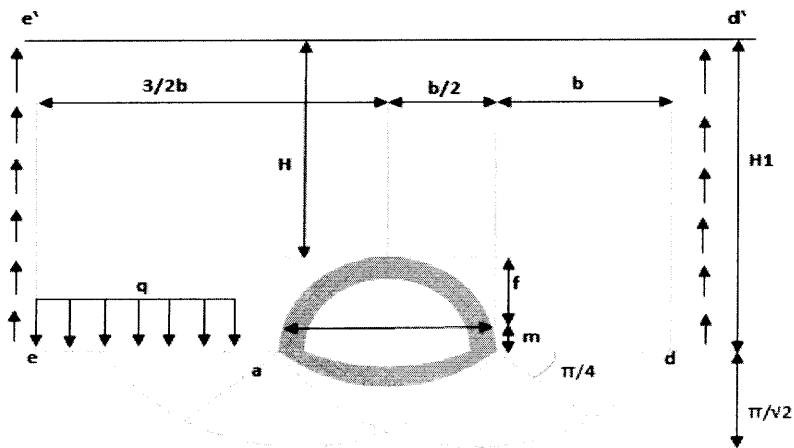


Figure.III.8. Répartition des poussées au niveau de radier selon TERZAGHI.

Pour un terrain à cohésion parfaite où $C \neq 0$ et $\varphi = 0$, l'effort agissant sur le plan (ea) vaut :

$$Q_0 = \left(\frac{b\gamma}{2}\right) \left(3H_1 - m - \frac{2f}{3}\right) - H_1 C$$

La résistance d'une bande de terrain de largeur $ea=b$ est :

$$Q = P_{max} b = (2 + \pi) C b$$

La sécurité sera donc exprimée par le rapport suivant :

$$n = \frac{Q}{Q_0} = \frac{2C(2 + \pi)}{\gamma \left[H_1 \left(3 - \frac{2C}{b\gamma} \right) - \frac{2f}{3} - m \right]} \geq 1,3 \text{ à } 1,5$$

Pour un terrain granuleux sans cohésion où $C = 0$ et $\varphi \neq 0$ la résistance au cisaillement agissant le long des plans de glissements verticaux sera égale à :

$$Q_0 = \left(A + \frac{b}{2}\right) H_1 \gamma - \frac{b m \gamma}{2} - \frac{b f \gamma}{3} - \frac{\gamma}{2} H_1^2 t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) t g \varphi$$

Avec « A » : largeur de la zone (ea) :

$$A = H_1 \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{b}{H_1} \left(H_1 - m - \frac{2f}{3} \right) > 0$$

La charge de rupture exprimant la résistance du terrain pour le cas de $C=0$ s'écrit sous la forme suivante :

$$Q = A^2 \gamma n_0$$

Le tableau suivant donne les valeurs du coefficient de résistance n_0 en fonction de φ :

Tableau. III.2. Coefficient de résistance n_0 .

φ	0°	10°	20°	25°	30°	35°	40°	44°	48°
n_0	0	1	5	10	20	40	140	260	780

Dans le cas où $A=0$, la sécurité vis-à-vis du glissement du radier sera inexistante, il faudra donc mettre une charge d'équilibre appropriée.

III.2.2.3.2. Méthode de TSIMBARIÉVITCH

A cause de l'influence de la poussée verticale exercée par les masses de terrains latérales un coin de radier aura déplacé vers l'intérieur de l'excavation. Ce déplacement étant équilibré par l'effet de butée de terrains située sous l'évidement.

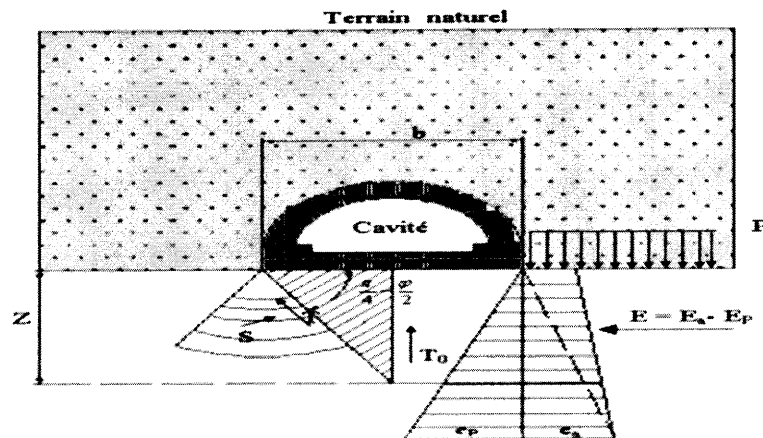


Figure. III.9. La poussée au niveau de radier selon TSIMBRIÉVITCH.

On détermine Z pour $E_a = E_p$ par : $Z = \frac{PK_a - 2C(K_p - K_a)}{\gamma(K_p - K_a)}$

La poussée de terre est : $E_a = (P + \gamma Z) \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

La butée de terre est : $E_p = \gamma Z \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

Tel que : $K_p = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$

$$P = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q$$

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

$$E = \frac{\gamma Z}{2} (Z + 2H) - \frac{1}{2} \gamma Z^2 t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

L'effort horizontal agissant dans le sens de l'excavation peut être décomposé en deux composantes:

$$T = E \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$S = E \sin \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

En tenant compte du fait que le déplacement du terrain est provoqué par des efforts venant des deux côtés on obtient une résultante définie par T_0 :

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

La résultante T_0 exerce son action suivant l'axe central verticalement. Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une charge q soit par une contre voûte du radier, la charge doit être répartie sur la longueur Y , calculée par la formule suivante:

$$Y = \frac{Z}{t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

Enfin la contrainte sous le radier est calculée par la formule :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y}$$

Le soulèvement est vérifié par la formule :

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

III.2.3. Evaluation des pressions hydrostatiques

Lorsque le revêtement d'un ouvrage est plus imperméable que le terrain considéré, la pression hydrostatique est calculée généralement le long de la ligne moyenne du revêtement. Il est souvent commode de décomposer ces poussées en deux termes :

- Une pression uniforme sur le pourtour du tunnel égale à la pression qui s'exerce au Sommet de la voûte et n'engendre qu'un effort normal de compression.
- Une pression triangulaire proportionnelle à la profondeur du point considéré par rapport à La voûte qui engendre des efforts normaux ainsi que des efforts de flexion.

III.2.4. Charges et surcharges

III.2.4.1. Charges intérieures

Les charges dues au poids ou à la vitesse des véhicules circulant à l'intérieur d'un tunnel sont en général négligeables par rapport aux poussées des terrains. C'est la raison pour

laquelle, à l'exception d'ouvrages soumis à de fortes pressions intérieures (comme les galeries d'eau sous pression, réservoir de gaz souterrain) les charges intérieures ne sont habituellement pas prises en considération, et cela d'autant plus que ces charges travaillent dans le sens contraire à celui des charges extérieures.

NB : Du point de vue de la sécurité du dimensionnement, c'est donc l'ouvrage vide qui représente l'état dangereux.

III.2.4.2. Charges extérieures

Les charges des provenant du poids de bâtiments et de véhicules circulant à la surface peuvent avoir une certaine influence sur le dimensionnement. Cependant, ils ne doivent être pris en considération que s'il s'agit des tunnels à faible couverture.

III.3. Soutènement provisoire

C'est l'ensemble des dispositifs assurant la stabilité provisoire :



III.3.1. Réalisation du soutènement provisoire

Soutènement provisoire est l'ensemble du cintre métallique et le béton projeté et parfois une nappe au plus du treillis soudé ; selon la nature du terrain. Les différentes phases de réalisation du soutènement provisoire sont :

➤ Phase 1 :

- Excavation de deux galeries latérales à la base du tunnel ayant les dimensions. Leur soutènement se fera à l'aide de profilés métalliques (type HEB300, HEB200,etc.) et de béton projeté.

➤ Phase 2 :

- Bétonnage des culées dans les galeries latérales qui serviront d'appuis pour les cintres de la demi-section supérieure.
- Remblaiement de l'espace vide.
- bétonnage des culées et le remblaiement des vides se feront par plots successifs.

Le béton des culées sera légèrement armé.

➤ Phase 3 :

-Excavation de la demi-section supérieure en conservant le merlon central qui servira de butée au front de taille. Elle comprend les opérations suivantes.
- excavation de la travée en conservant le merlon central.
- mise en place d'une couche de 5 cm de béton projeté.
- pose du cintre de la demi-section supérieure en prenant appuis sur les culées latérales.
- calage du cintre au terrain pour minimiser le tassement.
- excavation du merlon central.
- mise en place d'une couche de 5 cm de béton projeté sur le front de taille.

III.3.2. Système statique du soutènement provisoire

Le soutènement provisoire sera un soutènement agissant comme support, la reprise de charge aux naissances de la calotte peut être réalisée grâce à l'utilisation de cintres avec « Jambes de force ». La reprise en sous-œuvre des cintres de voûte n'est pas nécessaires dans les roches dures, elle pourrait par contre, s'avérer être indispensable dans les roches tendres et dans les zones broyées si le comportement du massif venait ne pas correspondre aux

hypothèses prises en compte dans le choix de la méthode et dans les calculs en toute circonstance, la fermeture du cintre en radier serait nécessaire.

III.3.2.1. Hypothèses du calcul

Par les hypothèses suivantes, on propose le système de charges de notre tunnel :

- Hypothèse 1 : prise en considération de la réaction élastique du sol.

Le Soutènement provisoire (ainsi que le revêtement) se déforme sous l'action des charges extérieures. Dans les zones où les déformations du soutènement sont orientées vers l'extérieur du tunnel apparaît la réaction élastique du sol.

- Hypothèse 2: le système de charge considéré est la charge verticale et horizontale et la réaction élastique du sol correspondant.
- Hypothèse 3: on adopte les charges verticales comme uniforme et symétriques et on néglige les charges verticales asymétriques.

Les valeurs de charges verticales symétriques ont été établies en admettant la création de la voûte naturelle qui décharge le soutènement provisoire du tunnel.

III.3.2.2. Détermination des efforts

La voûte supérieure est calculée comme un arc porteur encastré à ses extrémités. Les charges agissant sur l'arc, provenant du poids propre et de la pression souterraine sont considérées comme uniformément réparties.

$$P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l}$$

P_v : La pression verticale.

Q : Poids total de l'arc.

Q_0 : Partie uniformément répartie de la pression géologique.

ΔG : Partie de la charge d'intensité variable.

$$\Delta G = \left(\frac{f_{k+1k}}{3} \times \gamma \right) a$$

On peut admettre en première approximation que la pression verticale se répartie uniformément sur la portée de l'arc mesurée dans l'axe. La charge horizontale sera calculée à partir de la poussée verticale en se basant sur la relation de Coulomb- Rankine.

$$e_0 = \left(\sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \right) t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \sqrt{t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

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

$$K_a = t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Tel que:

e_0 : La charge horizontale en clé de voûte.

h : La hauteur de la couche.

e_1 : La charge horizontale en pied de longrine.

H : La hauteur de couverture.

K_a : Coefficient de poussée active.

f : Dimension (Figure III .10).

φ : Angle de frottement interne.

γ_h : Poids volumique humide.

σ_v : Contrainte verticale.

C : cohésion.

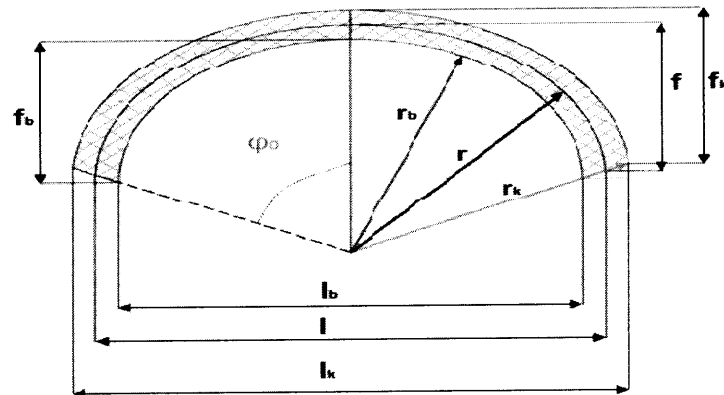


Figure III .10. Présentation des différentes dimensions.

Comme approximation supplémentaire, on admet qu'au lieu d'une répartition trapézoïdale, la pression se répartie uniformément:

$$e = \frac{e_0 + e_1}{2}$$

La valeur rapportée à l'extrados de la voûte donne :

$$P_h = e \left(\frac{f_k}{f} \right) \alpha$$

Avec P_h : La pression horizontale.

Réactions d'appuis : mettre le tableau dans l'annexe B

Les réactions d'appuis seront :

➤ Pour la charge verticale :

$$M_v = \alpha_m \times P_v \times l^2$$

$$H_v = \alpha_h \times P_v \times l$$

Et la réaction verticale :

$$V_v = \frac{1}{2} \times P_v$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2}$$

➤ Pour la charge horizontale:

$$M_h = B_m \times P_h \times l^2$$

$$H_h = B_h \times P_h \times l$$

$$V_h = 0$$

➤ Les sollicitations cumulées seront :

$$M_f = M_v + M_h$$

$$H_f = H_v + H_h$$

$$V_f = V_v + V_h$$

Les contraintes de la voûte ne sont contrôlées qu'à la clé et aux naissances, l'influence favorable de la charge horizontale étant négligée ; ce qui augmente la sécurité.

La section d'un élément arc de largeur unitaire.

A : (Section / unité)

W : module de résistance.

On vérifie :

$$\sigma_{naissance} = \frac{N_v}{A_s} \pm \frac{M_v}{W_s} < \sigma_e$$

Après vérification des contraintes, on adoptera ce profilé pour toute la suite des calculs.

III.3.3. Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté

La voûte en béton projeté remplira l'espace entre les cintres. Pour le calcul, on admet une épaisseur d1 suivant le procédé en négligeant l'accroissement de l'épaisseur.

III.3.3.1. Rigidités des cintres métalliques

- **A la compression** : On doit vérifier que :

$$E_s A'_s = \frac{E_s A_s}{a}$$

Tel que :

$E_s A_s$: Rigidités des cintres à la compression avant mise en place.

$E_s A'_s$: Rigidités des cintres à la compression après mise en place.

a : Dimension entre deux axes de cintre.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

A_s : Section de profile en acier.

- **A la flexion** : On doit vérifier que :

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

$E_s I_s$: Rigidités des cintres à la flexion avant mise en place.

$E_s I'_s$: Rigidités des cintres à la flexion après mise en place.

I_s : Moment d'inertie de profilé.

III.3.3.2. Rigidités de la voûte en béton projeté

- **A la compression** : On doit vérifier que :

$$E_b A'_b = \frac{E_b A_b}{\alpha} = \theta_n E_s A_s$$

$E_b A_b$: Rigidités du béton projeté avant mise en place.

$E_b A'_b$: Rigidités du béton projeté après mise en place.

E_b : Module d'élasticité de béton projeté.

A_b : Section de béton projeté.

θ_n : Coefficient d'équivalence de l'effort normal.

A_s : Section de profilé en acier.

- **A la flexion** : On doit vérifier que.

$$E_b I'_b = \frac{E_b I_b}{\alpha} = \theta_m E_s I_s$$

I_b : Moment d'inertie de la section en béton projeté.

θ_m : Coefficient d'équivalence du moment de flexion.

III.3.4. Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement

➤ Dans les cintres

$$M_s = \frac{3}{3 + \theta_m} M$$

$$N_s = \frac{3}{3 + \theta_n} N$$

$$T_s = \frac{3}{3 + \theta_n} T$$

➤ Dans le béton projeté :

$$M_b = \frac{\theta_m}{3 + \theta_m} M$$

$$N_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} N$$

$$T_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} T$$

III.3.5. La vérification du cintre

Dans les fibres comprimées :

$$\sigma_s = \gamma_f \left(\frac{N_s}{A_{HEB}} + \frac{M_s}{W_{HEB}} \right) < \sigma_e$$

Dans les fibres tendues :

$$\sigma_s = \gamma_f \left(\frac{N_s}{A_{HEB}} - \frac{M_s}{W_{HEB}} \right) < \sigma_e$$

σ_e : La résistance de l'acier.

III.3.6. La vérification du béton projeté

La vérification sera faite à L'ELU et L'ELS. Tout d'abord, on va calculer l'inertie de la section équivalente béton-acier.

$$I_{equ} = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$A_{equ} = bh + 15A_s$$

Tel que :

b : Largeur de la section de béton projeté.

h : L'épaisseur de la section de béton projeté.

A_s : La section de treillis soudé $15 \times 15 \text{ cm}^2$, pour un espacement de 1m.

d : La distance entre l'axe neutre de treillis soudé et la fibre extrême de béton Projeté.

Vérification à L'ELU :

➤ Dans les fibres comprimées :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} + \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < F_{bu}$$

γ_b : Coefficient de pondération.

F_{bu} : Contrainte de compression du béton projeté.

➤ Dans les fibres tendues :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \sigma'_s$$

σ'_s : Contrainte limite de traction des aciers.

Vérification à L'ELS :

➤ Dans les fibres comprimées :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} + \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \sigma'_{bc}$$

σ'_{bc} : Contrainte limite de compression du béton projeté.

➤ Dans les fibres tendues :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \sigma'_s$$

III.3.7. vérification du cisaillement

III.3.7.1.vérification des cintres

La vérification vis à vis du cisaillement :

Il faut vérifier que :
$$\tau < \gamma_f \frac{T \times a \times S}{I \times \delta} < \frac{\sigma_e}{1.54}$$

Tel que :

γ_f : Coefficient de pondération=4/3.

T : Effort tranchant calculé.

S : Moment statique de la demi-section par rapport à x-x.

δ : Épaisseur de lame du profilé.

a : Distance entre axes des cintres de soutènement.

I : Moment d'inertie par rapport à l'axe x-x.

III.3.7.2. Vérification au cisaillement du béton projeté

$$\tau = \frac{T_b^{max}}{ad} \leq \tau'_u$$

$$\tau'_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_h}, 4MPa \right) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

d: La hauteur utile de la section.

III.3.8. Vérification d'assemblage des éléments du cintre

$$T_b < T = 1.1\varphi(N_o - N_N)$$

$$T_b = \frac{T_s^{max}}{n}$$

$$N_o = 0.8\sigma_{eb}A_r$$

n : Nombre des boulons.

φ : Coefficient de frottement pour une surface simplement brossée.

N_o : Effort de précontrainte dans les boulons.

A_r : Section de la partie filetée.

σ_{eb} : Limite d'élasticité des boulons.

III.4. Conclusion

Le choix de la méthode dépend de plusieurs paramètres tels que les caractéristiques hydrogéologiques et géotechniques du site ainsi que la géométrie du tunnel.

Les différentes méthodes qui précédent basées sur plusieurs paramètres, on adopte la théorie de TERZAGHI pour la détermination de la pression verticale quand elle tient compte de l'influence de la profondeur et ceci en prenant toute la hauteur de la couverture et ses caractéristiques et pour la détermination de la pression horizontale la théorie de COULOMB-RANKINE.

Chapitre IV

Présentation du projet

IV.1.Introduction

Dans le cadre de l'aménagement de la pénétrante autoroutière, dont le tracé traversera une région de relief accidenté, il arrive qu'il soit peu économique et parfois même impossible de continuer en surface, ce qui exige de passer en souterrain. Pour cela, il est prévu la réalisation d'un tunnel bitube aux hauteurs de la ville de TEXENNA de 1,9 km de longueur environ pour chaque tube.

On présente dans ce chapitre la géomorphologie du site, la géologie régionale et locale, la géophysique, les investigations géotechniques réalisées, la classification géomécanique des unités lithologiques, les conclusions de l'étude géologique et géotechnique et les recommandations concernant la conception et la réalisation des travaux en rapport à la géologie et la géotechnique et présentation de la partie calcul.

IV.2.Description de la zone du projet

Le tunnel est prévu au niveau du versant sud du djebel sandouh qui surplombe texenna situé à 28km au sud de Jijel. Elle est limitée par Kaous au Nord, Erraguene et Beni-Yadjis au Sud, Ouadjana, Emir Abdelkader à l'Est et Aouana, Selma Ben-Ziada à l'Ouest. [10] (fig.IV.1)



Figure.IV.1: Situation géographique du tunnel (Extrait de la carte de Jijel 1/25000).

IV.2.1.Présentation de la région de TEXENNA

La topographie de la commune de TEXENNA est fortement accidentée ; cela est dû à la présence de montagnes abruptes et de nombreux oueds et ruisseaux qui la traversent.

Les montagnes se présentent en deux chaînons, l'un se trouve à l'est et l'autre à l'ouest et sont caractérisés par des altitudes qui peuvent dépasser les 1000 m. entre les deux reliefs montagneux, il y a le Djebel Sendouh et le Djebel l'maa l'Barad, La végétation couvre une grande partie de la superficie du territoire de la commune de TEXENNA, sur le plan hydrologique, les précipitations varient entre 1100 et 1200mm. [10]

IV.2.2 .Présentation du projet

Le projet de tunnel traverse le versant sud de Djebel sendouh situé au sud-ouest immédiat de la ville de Texenna. Il est conçu à deux tubes de 1,9 km de longueur environ pour chacun.

Il s'est avéré incontournable dans la section du tracé située entre le PK (24+750 et 26+630). L'axe du tunnel suit un alignement droit sur environ 1170 m de longueur, et prend, par la suite, une courbe de 1000m vers la gauche sur environ 660m. La couverture maximale du tunnel est de l'ordre de 270m.[10]



Figure.IV.2 : Localisation de tunnel.

Tableau.IV.1 : longueur de tunnel.

Tube	Tunnel		
	Pk débit	Pk fin	Long(m)
Tube droite	Pk 24+840	Pk 26+600	1760
Tube gauche	Pk 24+820	Pk 26+580	



Figure.IV.3: les deux entrées de tunnel.

Le profil en long de tunnel présente deux allongements, droit et une pente maximale de 4% de centre vers deux cotés de tunnel. Il comporte quatre (4) communications inter-tubes, dont deux (2) galeries pour véhicule (Pk25+502 et 26+254) et deux galeries pour les piétons (Pk25+126 et 25+878) aussi, deux interruptions de terre-plein central (ITPC) sont prévues, une cinquantaine de mètre environ des deux portails du tunnel, et ce afin d'assurer le basculement de la circulation en cas d'urgence.

IV.3. Dimensions du tunnel de TEXENNA

La coupe transversale type du tunnel, ainsi que les données géométriques relatives à sont présentées sur la (Figure.IV.4) Elle comprend : [11]

- Trois (3) voies dans chaque tube, d'une largeur de 3,50 m chacune.
- Une (1) bande d'arrêt de 0,5 m de large de part et d'autre.
- Deux (2) trottoirs de 0,75 m de largeur chacun.
- Une hauteur de 12 m.
- Une ouverture de 15 m.

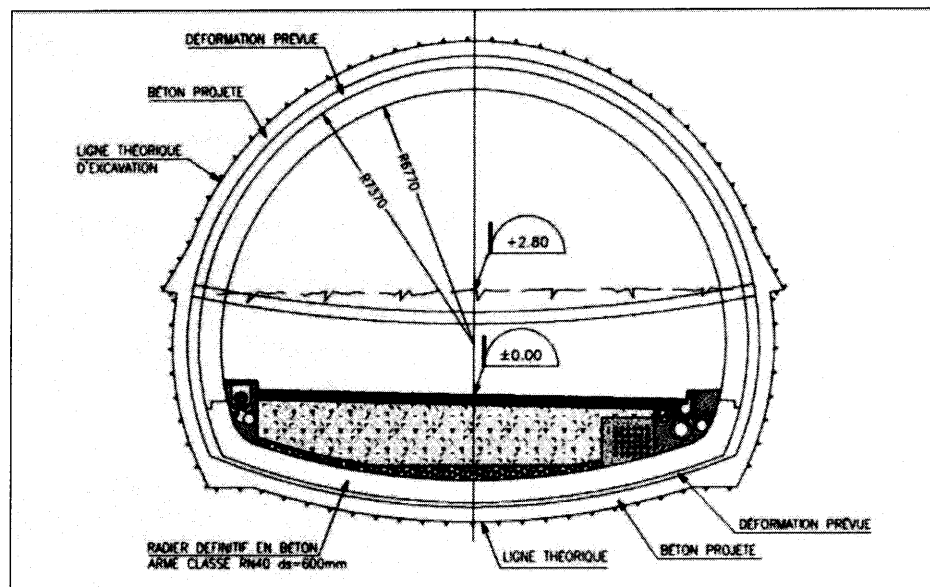


Figure.IV.4 : Coupe et gabarit transversal type du tunnel.

Le gabarit minimal à dégager, au niveau des voies, présente une hauteur de 5,25 m. La disponibilité de l'espace au-dessous du gabarit permet l'installation des équipements du tunnel (éclairage, ventilation, signalisations routières, etc.). Des réservations sont également prévues pour le passage des câbles (télécommunication et autres), des drains, des bouches d'incendie et des équipements d'urgence.

La section du tunnel a été choisie en fonction des caractéristiques géométriques, des données géologiques et géotechniques du terrain encaissant ainsi la hauteur de la couverture. Elle comporte un profil circulaire en voûte et piédroit d'un rayon à l'intrados de 6,77 m se refermant, dans sa partie inférieure, sur un radier contre-voûté d'un rayon de 18 m. La jonction entre les deux (2) rayons précités se fait par l'intermédiaire d'un profil circulaire d'un rayon de 1,0 m.

Les profils circulaires du tunnel ont été adoptés en vue d'assurer une distribution équilibrée des charges au pourtour de celui-ci, ainsi qu'une meilleure stabilité de l'ouvrage pendant la construction et en phase de service.

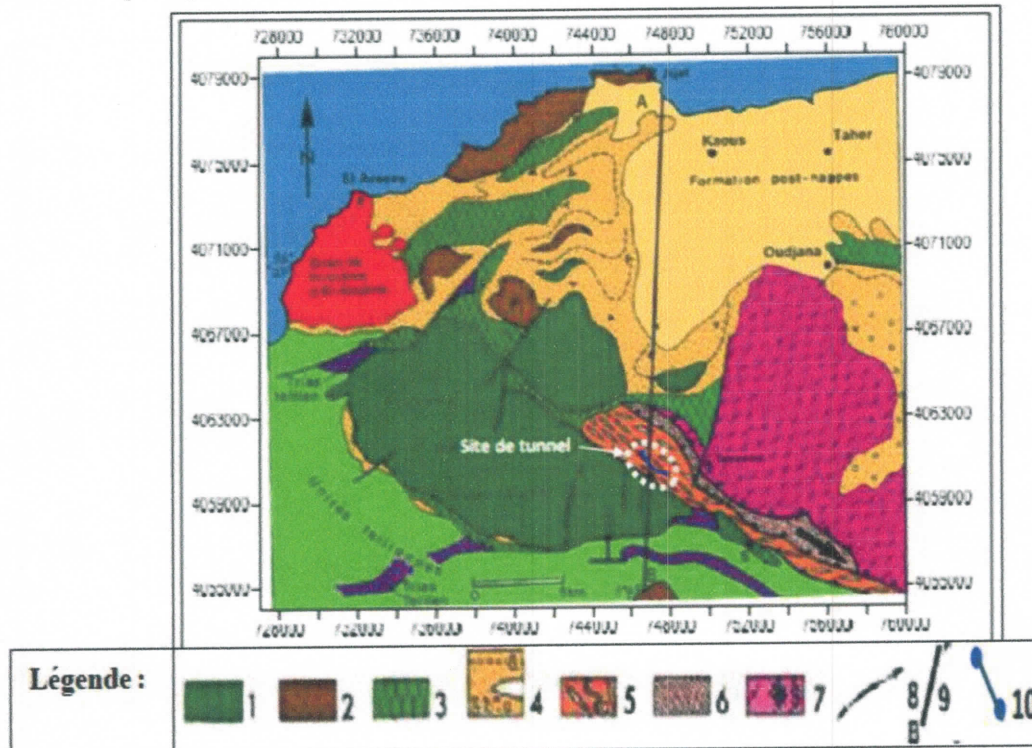
IV.4. Reconnaissances géologiques, géotechniques et hydrogéologiques au niveau du tunnel de TEXENNA

Dans cette partie on va déterminer et étudier les caractéristiques géologiques, hydrauliques et géomécaniques de la région du projet du tunnel de TEXENNA.[12]

IV.4.1.Reconnaissance géologique du site

IV.4.1.1.la géologie régionale

La région d'étude est faite à partir de la petite Kabylie. Elle se situe dans un terrain accidenté qui représente les formations du flysch massylien.



- 1 : nappe de gierrouch. 2 : numidien. 3 : unité du flysch dissocié.
 4: oligo-miocène kabyle (a, stratification. b, olistolite majeur). 5 : unité du flysch schisto-gréseux (a, céno-mano-Turonien). 6 : unité volcano-sédimentaire. 7 : socle kabyle.
 8 : plis N-S dans la nappe de gierrouch. 9 : coupe géologique AB.
 10 : tracé du tunnel.

Figure.IV.5 : Carte géologique de la région de Texenna.

IV.4.1.2.la géologie locale

Le tunnel traverse une région à relief montagneux, accidentée et boisée avec des versants en pente douce à abruptes appartenant aux flysch albo-aptiens.

Ce flysch est formé essentiellement d'alternances schisto-gréseuses avec des passages centimétriques à décimétriques de quartzite dur situé sur des schistes altérés en surface, eux-mêmes prenant appui, à partir de 10 à 15 m de profondeur, sur des formations d'argilites d'aspect schisteux. Les plans de schistosité obliques à subverticaux, noirs et satinés. L'argilite comporte des veinules multidirectionnelles à remplissage de quartzite. Cette argilite a été détectée en affleurements pendant la cartographie au niveau de l'oued à la sortie droite du portail sud en direction de Sétif. C'est cette même argilite, aussi rencontrée en forage, qui sera rencontrée presque tout le long du tunnel.

Les flyschs altérés en surface posent généralement des problèmes de stabilité sous forme de glissement de terrain, d'éboulement, de solifluxion, à cause de leur sensibilité à l'eau. Ces problèmes seront probablement rencontrés surtout au niveau du portail sud, dont les faux

portails sont situés essentiellement dans les colluvions de pente qui proviennent du flysch
L'argilite rencontrée en tunnel sera décomprimée près de la surface, mais leur condition mécanique s'améliorera avec la profondeur.

Une interprétation des résultats des investigations permet d'établir une approximation des propriétés géo-mécaniques des argilites du tunnel utilisées pour la modélisation des excavations du tunnel pour l'établissement du soutènement provisoire. [12]

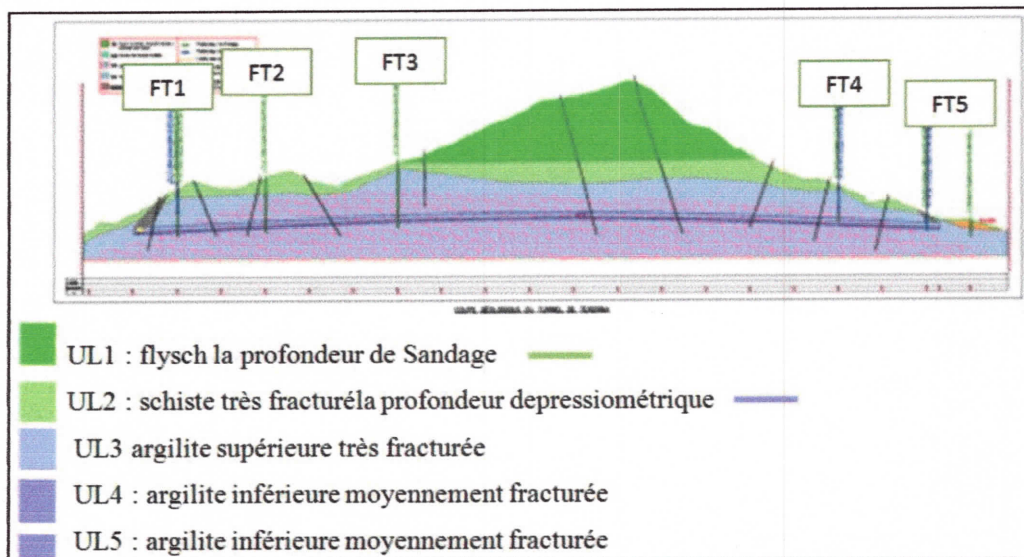


Figure.IV.6 : Coupe géologique de long du tunnel.

IV.4.2.Reconnaitances géotechnique du site

IV.4.2.1 : Etude géotechnique

L'étude géotechnique menée sur le site a comporté la réalisation de :

- six (6) forages carottés avec l'installation piézométrique.
- quatre (4) sondages pressiométriques.
- huit (8) essais de perméabilité dont deux (2) de type Lefranc et six (6) de type Lugeons.
- des essais de caractérisation physique, mécanique et chimique en laboratoire.

IV.4.2.1.1.Etude in situ

IV.4.2.1.1.1.Forages carottés

Les informations sur les six (6) forages carottés (FT-1 à FT-6) réalisés sont résumées dans le tableaux IV.2 :

Tableau.IV.2 : Programme des forages carottés.

Forage	Localisation	Élévation (m)	Profondeur(m)
FT-1	X : 747042	600	120
FT-2	X : 747135	588	106
FT-3	X: 747343	616	128
FT-4	X : 748107	552	70
FT-5	X : 748264	510	30
FT-6	X : 748373	500	30

IV.4.2.1.1.2. Sondages pressiométriques

L'objectif principal de cette investigation est de déterminer les caractéristiques mécaniques EP et PL de la formation rocheuse, qui constitue le terrain encaissant de l'ouvrage et aussi d'estimer les risques de fluage et toutes instabilités lors des travaux.

Tableau. IV.3 : Résultats de l'essai pressiométrique (à côté de FT-4).

Profondeur PrT-4 (m)	Pression limite Pl (MPa)	Pression de fluage Pf (MPa)	Module pressiométrique Ep (MPa)	Ep/Pl
1	0,85	0,57	7,94	9,29
2	0,85	0,39	10,43	12,24
3	1,41	0,43	24,99	17,62
4	2,32	0,47	29,16	12,62
5	1,86	0,32	89,10	47,91
6	2,64	0,52	75,85	28,67
9	3,52	0,72	126,34	35,82
12	3,37	0,10	110,41	32,69
15	2,97	0,43	50,03	16,82
18	4,06	0,16	102,73	25,30
21	4,78	2,48	55,38	11,58
24	3,91	0,63	50,07	12,80
27	6,67	5,02	109,84	16,47
30	5,17	2,23	72,58	14,06
33	5,21	0,16	89,03	17,06
36	5,74	4,04	81,45	14,18
39	5,98	4,19	92,11	15,39
42	5,80	0,25	83,93	14,47
45	5,80	4,63	61,51	10,60
48	5,87	0,83	66,32	11,28
51	5,92	4,11	140,16	23,67
54	6,42	4,36	90,79	14,13

IV.4.2.1.1.3. Essais de perméabilité in situ

Les essais de perméabilité in situ ont été exécutés conformément pour les essais Lugeon et Lefranc respectivement. Les résultats obtenus sont récapitulés dans le Tableaux IV.4 .

Tableau. IV.4 : Les essais de perméabilité.

Sondage	Type d'essais	Niveau d'essai (m)	Élévation (m)	Perméabilité
FT-4	Lugeon	48,00 à 51,00	504,00 à 501,00	2,02 unités Lugeon

IV.4.2.1.2. Etude de laboratoire

Des échantillons de roc représentatifs des différentes unités lithologiques interceptées dans les forages ont été sélectionnés pour faire l'objet d'essais de caractérisation en laboratoire. Ces essais ont comporté la réalisation :

- des essais d'identification des caractéristiques physiques.
- des essais mécaniques : résistance à la compression uni-axiale (σ_{ci}), résistance à la traction (σ_t), et module d'élasticité (E_i).
- des analyses chimiques.

- des analyses minéralogiques par diffraction RX (vérification du potentiel de gonflement de l'argilite).

Les sections qui suivent résument le programme des essais effectués et des résultats obtenus.

IV.4.2.1.2.1. Essais physiques

ci-dessous résume les résultats des essais d'identification des paramètres physiques qui sont conformes au rapport fournis par le bureau d'étude [11] .

Tableau. IV.5 les paramètres physiques.

Forage	Échantillon Prof. (m)	W (%)	Densité
FT-4	30,00 à 30,50		2,76
	37,00 à 37,50	0,87	2,75
	40,00 à 41,00	0,82	2,77
	59,00 à 59,50	0,72	2,76
	62,00 à 63,00	0,81	2,77
	67,50 à 67,80	-	2,80
	68,00 à 68,50	0,68	2,80

IV.4.2.1.2.2. Essais mécaniques

Le Tableaux IV.6 ci-dessous résume les résultats des analyses mécaniques effectuées :

Tableau. IV.6: les résultats des analyses mécaniques.

Forage	Échantillon Prof. (m)	Résistance à la compression uniaxiale σ_{ci} (Mpa)	Résistance à la traction σ_t (Mpa)	Module d'élasticité E_i (Mpa)
FT-4	30,00 à 30,50	18,17	-	-
	37,00 à 37,50	10,09	2,36	1800,00
	40,00 à 41,00	7,30	-	1500,00
	59,00 à 59,50	2,74	-	1000,00
	62,00 à 63,00	11,93	1,88	22000,00
	67,00 à 67,80	4,49	2,22	1800,00
	8,00 à 68,50	9,65	-	2000,00

IV.4.2.1.2.3. Essais chimiques

Le Tableaux IV.7 ci-dessous résume les résultats des analyses chimiques effectuées.

Tableau. IV.7 : Résultats des analyses chimiques.

Forage	Échantillon Prof. (m)	Chlorures (%)	Sulfates (%)	PH
FT-4	2,50 à 3,00	0,172	0,079	7,11
	9,50 à 10,00	0,294	0,195	7,02
	29,50 à 30,00	0,112	0,034	7,06

Les résultats précédents confirment l'aspect non agressif du milieu environnant à l'emplacement prévu du tunnel.

Toutefois, ces résultats doivent être nécessairement confirmés par d'autres analyses chimiques réalisées sur des échantillons d'eau prélevés dans le secteur des travaux et préférentiellement à l'intérieur du tunnel.

IV.4.3.Reconnaitances hydrogéologiques

Les conditions d'eau souterraine relevées dans les piézométries aménagées à l'endroit des forages carottés le niveau de la nappe phréatique n'est pas stationnaire.

- la masse rocheuse encaissante au niveau du tunnel est soumise à une charge hydraulique moyenne de 10 à 100 m.
- une perméabilité faible à moyenne de $(10^{-8}10^{-6})$ m/s dans le secteur du forage (FT-4).

IV.5. Etude géophysique

La méthode utilisée est du type gravimétrique. Celle-ci permet de lier le changement du faciès géologique à une variation de densité.

Les résultats de l'investigation par gravimétrie confirment l'état de la partie superficielle formée de flyschs de la roche encaissante moyennement à peu fracturée dans la majorité du tracé du tunnel. En plus de l'existence de plusieurs anomalies gravimétriques le long de l'axe de celui-ci, l'état de stabilité précaire au niveau des portails et des faux portails, est également à souligner.

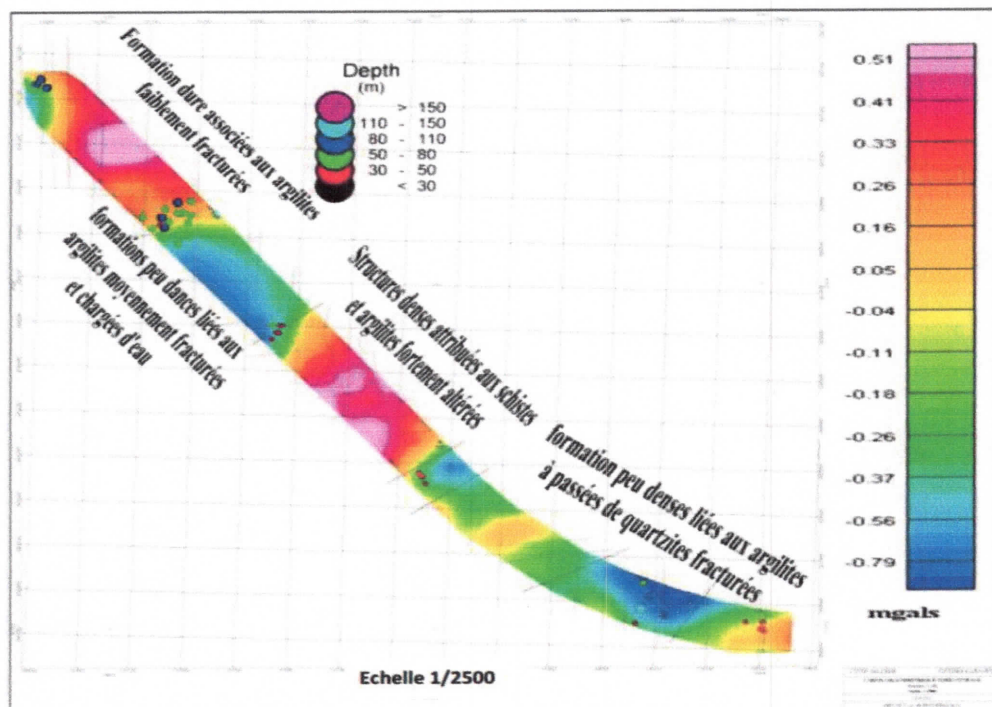


Figure IV.7 : Carte d'anomalie finale du site du tunnel.

D'après la carte d'anomalie finale, le site du tunnel est caractérisé par des formations denses attribuées aux schistes et les argilites au centre du tracé du tunnel. Au niveau des

extrémités du tracé du tunnel, on signale également la présence des formations peu denses liées aux argilites fracturés a des passées de quartzites fracturés. [12]

IV.6. Classification de la masse rocheuse du site du tunnel

Le tunnel choisi à réaliser au niveau du site est de type bitube (deux tunnels parallèles à double voies). Lorsque les deux tunnels ont le même tracé (parallèles) et traversent la même masse rocheuse (Flysch shisto-gréseux), l'étude se focalise sur un seul tunnel.

Les systèmes de classification utilisés pour déterminer la qualité de la masse rocheuse du site du tunnel sont : RQD, et Q. Les caractéristiques de la masse rocheuse sont évaluées par deux méthodes :

- À partir des affleurements (sacanline).
- A partir des carottes des sondages.

En vue de la longueur du tunnel d'une part et pour obtenir une meilleure image sur la structure et la qualité de la masse rocheuse, notre étude se fera au niveau des portails Nord et Sud séparément.

Le tableau ci-après résume la classification de la masse rocheuse selon les deux systèmes de classification RQD, et Q. Les résultats de la classification ont abouti au même résultat, dont ils montrent que la masse rocheuse du site est de mauvaise qualité. [11]

Tableau. IV.8 : classification de masse rocheuse du site de tunnel.

système	Sondages		scalin		Autres méthode	
	Portail		portail		RQD	RQD
	Nord	sud	nord	sud	= $100e^{-0,1}$	= 115
RQD	50%	47%	22%	18%	45%	33%
Classe	50-75%	25-50%	<25%	<25%	25-50%	25-50%
Classification	Moyen	mauvaise	Très mauvaise	Très mauvaise	corrélation	Corrélatio
Q	0.25	0.18	0.11	0.07	-	-
Classe	6%	6%	7%	7%	-	-
Classification	Très mauvaise	Très mauvaise	Extrêmement mauvaise	Extrêmement mauvaise	-	-

IV.7. Interprétation des résultats des investigations géologiques et géotechniques

Les détails géologiques, géotechniques, géophysiques et hydrogéologiques décrits dans les sections précédentes ont été utilisés afin de déterminer les paramètres géotechniques pour l'étude du tunnel. Pour cela on a eu recours aux :

- Données d'essais et autres détails disponibles afin d'estimer les paramètres généraux de contraintes et de déformations, en particulier pour les sols et les roches de faibles cohésion.
- Méthodes de classification générales des roches comme utilisées internationalement, afin de définir la performance géotechnique possible pour tous les matériaux.

Les observations sur le terrain et les forages carottés (FT-1 à FT-6) exécutées ont permis d'identifier cinq (5) principales unités lithologiques (UL) le long du tracé du tunnel :

- l'unité lithologique 1 (UL1) : flysch.
- l'unité lithologique 2 (UL2) : schiste très fracturé.
- l'unité lithologique 3 (UL3) : argilite supérieure très fracturée.
- les unités lithologiques 4 et 5 (UL4 et UL5) : argilite inférieure moyennement fracturée

La délimitation entre les différentes unités lithologiques a été déterminée, de façon approximative à partir de l'interprétation des résultats obtenus des forages carottés, de la géophysique par gravimétrie, de la cartographie sur le site en s'appuyant, entre autres, sur les affleurements rocheux.[11]

IV.8.Excavation D'un Tunnel

Deux (2) méthodes principales sont généralement utilisées pour les travaux d'excavation des tunnels, la première mécanique et la seconde traditionnelle. La méthode utilisée sur le tunnel de Texenna est la méthode traditionnelle. [11]

IV.8.1 .creusement de tunnel

Cette méthode fait appel à l'utilisation des procédés d'excavation traditionnelles, avec excavateur : (pic, marteau perforateur, usage d'explosifs).

Le domaine d'application de cette méthode s'élargit en suivant un processus de creusement séquentiel avec l'installation, en général, de pré-soutènement, aussi appelé soutènement provisoire et/ou amélioration de la qualité du terrain.

Le procédé d'excavation séquentiel consiste à excaver la section du tunnel en deux (2) ou plusieurs étapes avec l'installation partielle du soutènement provisoire. Après la stabilisation des déformations au niveau du soutènement provisoire, le revêtement définitif sera réalisé.

Deux méthodes de creusement peuvent être utilisées pour le creusement de tunnel avec la prise en compte des caractéristiques géotechniques de terrain entourant le tunnel, la première consiste à excaver le tunnel par le creusement en demi-section ,la deuxième est celle la méthode de creusement par section divisée.Avec ces méthodes, une optimisation du système de support provisoire peut être obtenue.

La méthode de creusement en demi-section (figure IV.8) qui comprend un creusement de la partie supérieure de tunnel et la mise en place de la calotte avec un pas d'avancement de 9 m(1), ensuite le creusement et la mise en place de stross (2) et enfin le creusement et la mise en place de contre voute (3) (radier).

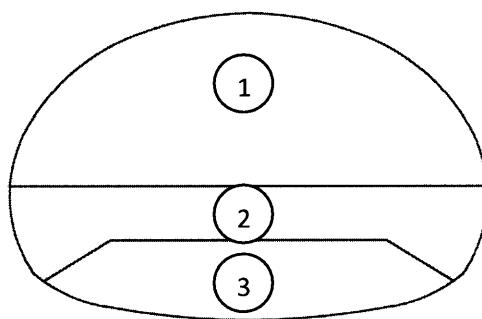


Figure.IV.8:creusement en demi-section.

La deuxième méthode est la méthode de creusement en section divisée (figure IV.9) qui consiste en l'ouverture préalable de plusieurs galeries de petite section. L'excavation de la partie supérieure centrale de la calotte et la mise en place d'une partie du soutènement de la calotte (1). La réalisation de la galerie de section ogivale droite et la mise en place du complément de la calotte et stross (2). Creusement de la galerie gauche et mise en place du complément de la calotte et stross (3). Excavation de la partie sous les stross et mise en

place de contre voute (4). Ces galeries peuvent être exécutées sur toute la longueur de la zone à réaliser en section divisée avant le début de l'excavation du reste de la section. [11]

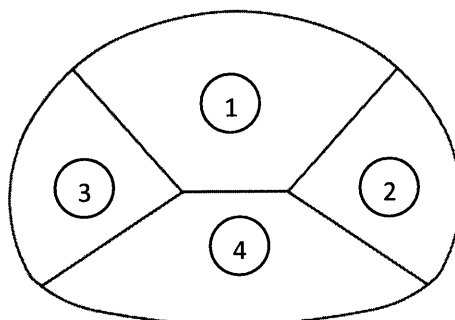


Figure.IV.9: creusement en section divisée.

De façon générale, trois (3) différentes techniques de creusement pourraient être utilisées, et ce, en fonction des caractéristiques du terrain :

- creusement mécanique par pelle rétro caveuse.
- creusement mécanique par machine à attaque ponctuelle.
- utilisation des explosifs.

La technique de creusement à adopter dépendra de la dureté de la roche et de son degré de fracturation. Les trois (3) techniques peuvent être utilisées par phase périodique et comprennent les trois (3) éléments principaux suivants :

- Excavation.
- Marinage.
- Installation de soutènement.

IV.8.2. Critères de choix de la méthode

En présence d'une variabilité géologique et hydrogéologique en terme de qualité du massif encaissant, la méthode d'excavation traditionnelle offre une certaine souplesse quant au choix des moyens à mettre en œuvre pour permettre l'avancement des travaux de creusement du tunnel.

C'est ainsi que les changements dans les conditions souterraines dictent les changements à apporter à la méthode d'excavation (phasage et moyens) et au système de soutènement provisoire.

Les techniques utilisées pour le choix de la méthode de creusement des tunnels ont fortement évolué au cours des trois dernières décennies :

- amélioration (en qualité et en quantité) des études de reconnaissance géotechnique préalable à la construction, la géologie et la condition hydrogéologique.
- prise en compte des problèmes d'environnement en particulier dans les zones urbaines.
- prise en compte des problèmes d'exploitation pour une meilleure conception de l'ouvrage.

IV.8.3. La méthode utilisée pour la construction

Le soutènement provisoire nécessaire est de manière générale déterminé en utilisant les principes de la Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM). Celle-ci est basée sur l'application

d'une interaction entre le massif encaissant excavé et le soutènement provisoire par « convergence-confinement » le principe est d'installer un soutènement provisoire flexible, par exemple en béton projeté, et de le renforcer là où nécessaire, par différentes techniques ayant recours par exemple, à des treillis soudés, des cintres métalliques ou réticulés et des boulons d'ancrage, tout en permettant au terrain encaissant de se déformer autour de la cavité.

L'objectif est d'atteindre un équilibre optimal de déformation du massif et de reprise des efforts par le soutènement, tout en assurant la stabilité de l'ensemble du système.

Une attention particulière doit être accordée à la stabilité du front de taille. Selon les conditions géologiques et géomécaniques rencontrées lors des travaux, celui-ci pourrait nécessiter un renforcement avec, par exemple, des clous en fibre de verre de même que l'application d'une couche de béton projeté.

La conception initiale du soutènement provisoire est toujours examinée pendant l'avancement du creusement sur la base des mesures de convergence, les résultats des forages à l'avancement et les conditions géologiques rencontrées. Par la suite, la raideur du soutènement pourra être modifiée, au besoin, pour tenir compte des changements du comportement du terrain. L'application correcte de cette méthode résulterait en un système optimal de soutènement pour les différentes conditions rencontrées menant à une réduction des coûts et du délai de construction, tout en assurant la qualité et la sécurité.

Pour réduire les déformations de convergence, il est nécessaire de mettre en place le soutènement provisoire le plus rapidement possible après l'excavation d'une section donnée.

-Le délai de stabilité sans soutènement dépend évidemment de la qualité du massif.

-La vitesse de mise en place du soutènement doit donc être ajustée en conséquence.

Dans le cas des argilites situées en grande profondeur, il sera essentiel de faire des mesures de contraintes in situ à l'avancement dans environ quatre (4) sections de tunnel pour valider au préalable les changements requis de type de support au fur et à mesure de l'avancement des fronts de tunnel.[11]

IV.9.Soutènement provisoire

IV.9.1. Objectif de Soutènement provisoire

Dans le cas de la méthode traditionnelle, 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.

IV.9.2.Le choix de soutènement provisoire

Le choix du soutènement a été déterminé suite à la compilation des données géologiques et géomécaniques de la roche et des études effectuées sur le terrain.

La quantité de soutènement est déterminée en utilisant l'analyse de stabilité structurale, les méthodes empiriques et numériques.

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 de Texenna va traverser, a dicté la préparation de quatre classes de soutènement standards pour être utilisées selon les conditions géologiques rencontrées.

Un bref aperçu de ces méthodes est donné dans les sections suivantes Ainsi, selon les conditions géométriques et géologiques traversées par le tunnel, une des classes définies

ci-dessous sera adoptée :

IV.9.2.1.Soutènement de classe B

On s'attend à ce que la classe B soit employée en cas de formations rocheuses médiocres qui sont prévues dans les grès compacts, grès. Le terrain sera stabilisé grâce à un support constitué par une combinaison de béton projeté d'épaisseur 200 mm, renforcés par des treillis soudés, des cintres réticulés et de boulons. [11]

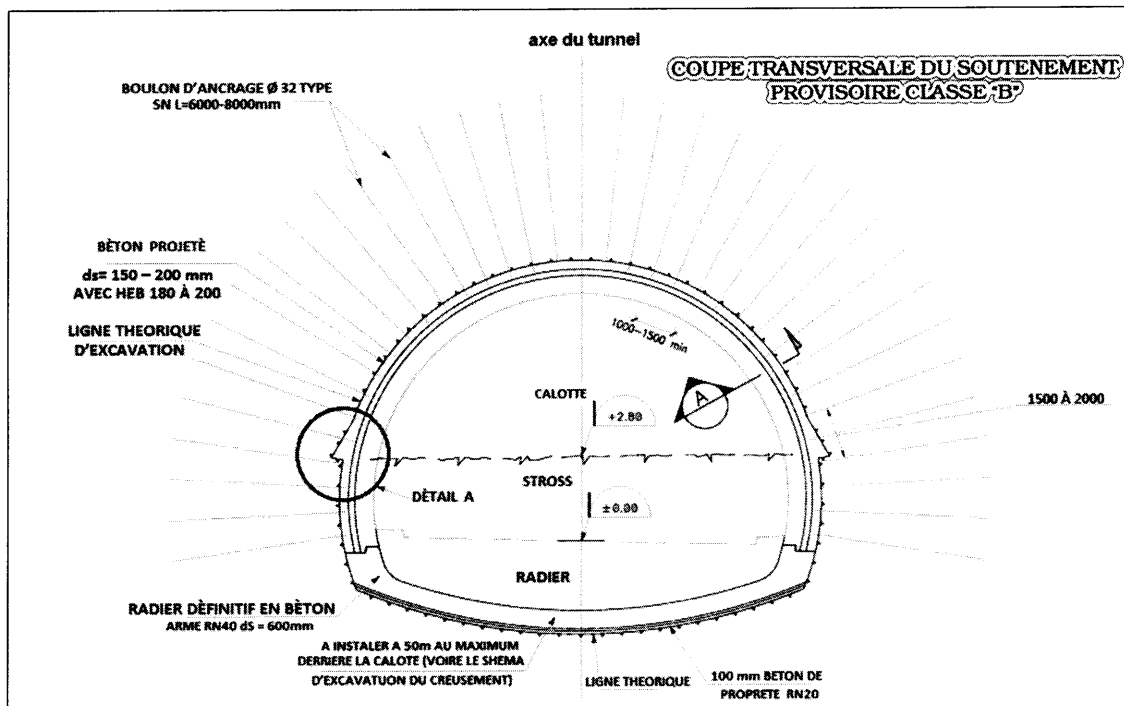


Figure IV.10 : Coupe Transversale Du Soutènement.

IV.9.3.Paramètre de soutènement provisoire du tunnel

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

IV.9.3.1.Les cintres lourds

Cette procédure consiste à la fourniture et la mise en œuvre de cintres lourds de type HEB 120, 140, 160, 180, 200. (Voir Annexe B) Le type des cintres utilisé dépend de type de la classe.

IV.9.3.2.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 type SN ont une force minimale de rupture de 250 KN. Le diamètre minimal des forages sera 10 mm plus large que celui des boulons d'ancrage.
- Boulons de type PG : consisteront en barre déformée de renforcement avec tuyaux d'injection attachés. Ces boulons seront placés dans le forage et bien fixés grâce à un système d'injection sous pression à travers d'un tuyau.

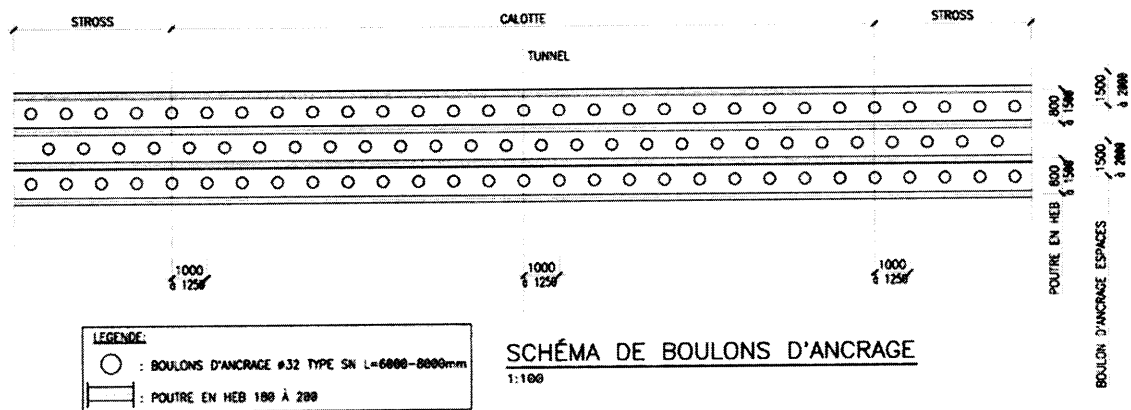


Figure IV.11: les Boulons D'ancrage.

IV.9.3.3. Béton projeté

Le béton projeté est composé de granulats, ciment, eau et accélérateur 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 : $f_{c28} = 35$ MPa.
- Module d'élasticité du béton : $E_c = 4 \times 10^6$ KN/m².
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0.2$.

IV.9.3.4. Treillis soudés

Le béton projeté a tendance à s'accrocher sur tous les objets rencontrés. 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 soudés utilisés est en acier doux de 6 mm de diamètre, selon une maille carrée de 15 cm.

IV.10. Présentation de la partie calculée

Notre but principal est de calculer les pressions actives agissantes sur le soutènement provisoire, le dimensionnement et vérification de la stabilité de soutènement en utilisant et comparant deux méthodes de creusement, l'une est la méthode de creusement en demi-section, l'autre est la méthode de creusement en section divisée.

La partie de tunnel qui nous intéresse dans notre étude se situe entre les points kilométriques (FT-4 PK :26+ 380 PK :26+400) avec une profondeur totale égale 78.25 m par rapport à la surface du terrain.

IV.10.1. Résultats de Sondage

Les observations sur le terrain et les forages carottés (FT-1 à FT-6) exécutées ont permis d'identifier cinq (5) principales unités lithologiques (UL) le long du tracé du tunnel :

- l'unité lithologique 1 (UL1) : terrain de recouvrement argileux légèrement graveleux, riche en matières organiques flèche (0 à 1) m.
- l'unité lithologique 2 (UL2) : schiste très fracturé (1 à 27) m.
- l'unité lithologique 3 (UL3) : argilite supérieure très fracturée (27 à 78,25) m.

IV.10.2. Les paramètres au niveau de sondage

Les paramètres enregistrés au niveau du tunnel à partir de sondage (S4-LT-28i) sont représentés sur les tableaux suivants.

Tableau. IV.9: Les paramètres d'étude.

Les paramètres			
Unité de sol	U1	U2	U3
$\gamma(KN/m^3)$	14	25	27
$E(MPa)$	50	150	200
$C(KPa)$	25	50	100
$\varphi(^{\circ})$	25	25	40

La hauteur du terrain sur le tunnel constitue de plusieurs couches différentes selon les caractéristiques de celle-ci. (figure VI.11)

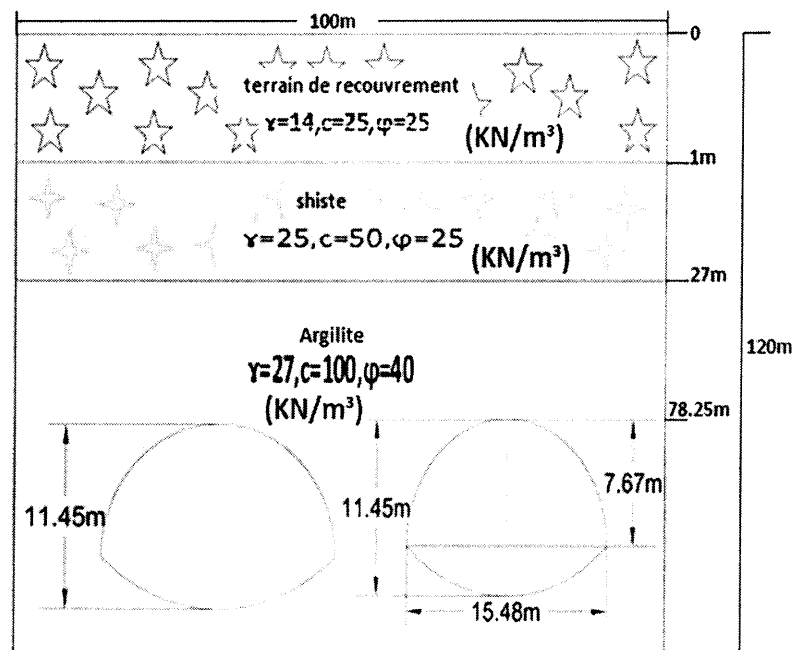


Figure VI.12.Dimensions et caractéristiques de tunnel.

IV.10.3.Caractéristiques de Soutènement provisoire

Selon les conditions géométriques et géologiques de la partie de calcul la classe de soutènement proposer est de celle de la classe (B). (tableau IV. 10)

Tableau. IV.10: Caractéristique de soutènement de la classe B.

Espacement max des	Longueur des	Type de cintre	Espacement	Epaisseur de
1,5 x 1,5	6 – 8 (32 mm)	HEB 180 – HEB	0,8 – 1,50	300

IV.11.Étanchéité

La voûte et les piédroits du tunnel, du faux tunnel et des galeries d'accès pour véhicules et pour piétons doivent tous être équipés d'une membrane d'étanchéité en PVC. Celle-ci est appliquée entre le soutènement provisoire et le revêtement définitif afin de prévenir les infiltrations d'eau et former ainsi un système d'étanchéité imperméable.

La membrane d'étanchéité est protégée par une nappe en géotextile, laquelle est appliquée

directement sur la surface du béton projeté du soutènement provisoire.

Ce géotextile formera également une couche drainante pour canaliser les eaux souterraines vers le collecteur prévu en bas du piédroit. En plus, pour la partie du revêtement définitif avec acier de renforcement, une nappe de protection supplémentaire en géotextile doit être prévue du côté intérieur de la membrane d'étanchéité.

Des drains perforés radiaux et circonférentiels seront mis en place pour collecter les venues d'eau ponctuelles et les évacuer dans un drain longitudinal de 150 mm de diamètre. Ces drains placés à diamètre prévu à l'intérieur du tunnel. Il faut souligner que des ajustements pourraient être apportés aux dimensions de même qu'aux dispositions du système de drainage en fonction des venues d'eau ponctuelles ou générales rencontrées lors des travaux de creusement du tunnel. [11]

IV.12.Conclusion

Dans ce chapitre, une longue description du tunnel de Texenna a été présentée, nous avons défini les différentes études et reconnaissances géologiques et géotechniques adaptées afin de déterminer les caractéristiques et le comportement de sol, et les méthodes de réalisation (excavation, soutènement) Enfin on a présenté la partie calcul.

Le tracé du tunnel traverse une formation géologique composée principalement d'une argilite très fracturée à moyennement fracturée (en termes de RQD) près de la surface et près du contact avec les schistes. En fonction de son potentiel effectif de déconfinement (relâchement des contraintes) , ce type de roc est, de manière générale, difficile à traverser en tunnel dans les secteurs près de la surface et près des accidents géologiques potentiels. En profondeur, les argilites sont peu fracturées aux environs du tunnel.

Chapitre V

Calcul des charges agissantes sur le soutènement provisoire

V.1.Introduction

Les charges agissantes sur le tunnel dépendent essentiellement des caractéristiques géotechniques de différentes couches entourant le tunnel ainsi que le rayon d'excavation. Le tronçon de tunnel étudié se situe dans une partie d'argilite qui se caractérise par la bonne résistance mécanique, une capacité de rétention élevée des éléments et une très faible perméabilité. Une deuxième couche surmonte l'argilite est celle d'une couche de schiste très fracturée.

Dans ce chapitre, on va calculer les différentes charges agissantes sur notre ouvrage par l'application de la méthode TERZAGHI.

Le type de soutènement utilisé dans le tunnel est de classe B, qui constitue essentiellement des profils HEB 200 espacés de 1 m, une couche du béton projeté de 30 cm d'épaisseur avec une nappe de treillis soudés et des boulons d'ancrage de type SN de longueur 6 m tout en respectant le gabarit de tunnel et assure l'épaisseur requise de revêtement final. Les caractéristiques du sol entourant le tunnel provoquent des charges verticales et horizontales qui permettent la sélection adéquate de soutènement ainsi que leur vérification.

V.2. Calcul des charges

Les pressions seront calculées par la méthode de TERZAGHI et la théorie de Tsimbarievitch.

- Pressions des terres verticales en voûte selon Terzaghi.
- Pressions horizontales selon Terzaghi.
- Pression sur le radier selon la théorie de Tsimbarievitch.

V.2.1.Calcul de la pression verticale active descendante sur le soutènement en demi – section supérieure du tunnel

Selon la méthode de TERZAGHI:

la coupe de calcul représente sur la **Figure V.1**.

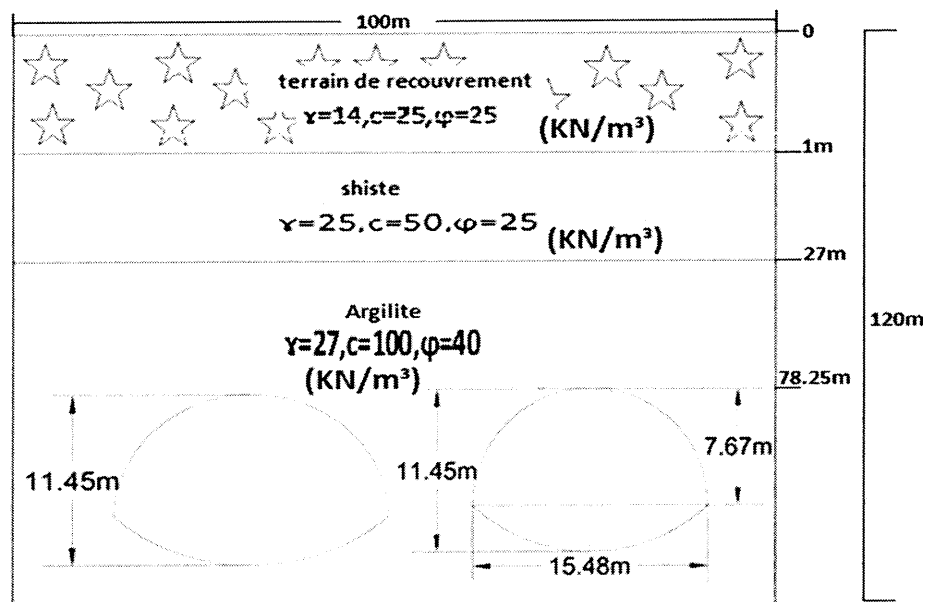


Figure.V.1: Coupe de calcul.

La largeur de la voûte de décharge B est calculée en fonction de la hauteur et de la largeur de l'excavation et des caractéristiques mécaniques de sol considérées obtenues par la formule suivante :

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

$$B = 15,34 + 2 \times 7,67tg\left(\frac{180}{4} - \frac{40}{2}\right) = 22,493 \text{ m}$$

K=1 : si H<B

K=1,5 : si H>B

Dans notre cas, on a :

H=78,25m > B=22,493 m, donc : k=1,5.

- **La pression verticale**

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

➤ Pour la couche de terrain de recouvrement

- C = 25 Kpa; $\varphi = 25^\circ$; $\gamma = 14 \text{ KN/m}^3$; H = 1m

$$\sigma_v = \frac{(22,493 \times 14 - 2 \times 25)}{2 \times 1,5tg25} \left[1 - e^{\frac{(-2 \times 1,5 \times 1 \times tg25)}{22,493}} \right] + 0e^{\frac{(-2 \times 1,5 \times 1 \times tg25)}{22,493}} = 11,418 \text{ KN/m}^2$$

➤ Pour la couche de SHISTE

- C = 50 Kpa; $\varphi = 25^\circ$; $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$; H = 26 m

$$\sigma_v = \frac{(22,493 \times 25 - 2 \times 50)}{2 \times 1,5tg25} \left[1 - e^{\frac{(-2 \times 1,5 \times 26 \times tg25)}{22,493}} \right] + 11,418e^{\frac{(-2 \times 1,5 \times 26 \times tg25)}{22,493}} = 267,154 \text{ KN/m}^2$$

➤ Pour la couche d'argile

- C = 100 Kpa; $\varphi = 40^\circ$; $\gamma = 27 \text{ KN/m}^3$; H = 51,25m

$$\sigma_v = \frac{(22,493 \times 27 - 2 \times 100)}{2 \times 1,5tg40} \left[1 - e^{\frac{(-2 \times 1,5 \times 51,25 \times tg40)}{22,493}} \right] + 267,15445e^{\frac{(-2 \times 1,5 \times 51,25 \times tg40)}{22,493}} = 162,145 \text{ KN/m}^2$$

- **Pression horizontale**

La méthode de TERZAGHI :

$$\sigma_h = 0,3\gamma (0,5m + H_p)$$

$$H_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} = \frac{15,48}{2 \sin 40} = 11,932 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0,3 \cdot 27 (0,5 \cdot 7,67 + 11,932) = 127,713 \text{ KN/m}^2$$

V.2.2. Calcule les pressions agissant sur le soutènement de la structure globale

La méthode de TERZAGHI

La largeur de la voute de décharge de la structure globale:

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

$$B = 15,34 + 2 \times 11,45tg\left(\frac{180}{4} - \frac{40}{2}\right) = 26,018m$$

Dans notre cas, on a :

$$H = 78,25 \text{ m} > B = 26,018m, \text{ donc : } k = 1,5$$

- **La pression verticale**

$$\sigma_v = \frac{(By - 2C)}{2ktg\varphi} \left[1 - e^{\frac{(-2kHtg\varphi)}{B}} \right] + q e^{\frac{(-2kHtg\varphi)}{B}}$$

➤ Pour la couche de terrain de recouvrement

- $C = 25 \text{ Kpa}$; $\varphi = 25^\circ$; $\gamma = 14 \text{ KN/m}^3$; $H = 1 \text{ m}$

$$\sigma_v = \frac{(26,018 \times 14 - 2 \times 25)}{2 \times 1,5tg25} \left[1 - e^{\frac{(-2 \times 1,5 \times 1 \times tg25)}{26,018}} \right] + 0e^{\frac{(-2 \times 1,5 \times 1 \times tg25)}{26,018}} = 11,759 \text{ KN/m}^2$$

- $C = 50 \text{ Kpa}$; $\varphi = 25^\circ$; $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$; $H = 26 \text{ m}$

➤ Pour la couche de SHISTE

- $C = 50 \text{ Kpa}$; $\varphi = 25^\circ$; $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$; $H = 26 \text{ m}$

$$\sigma_v = \frac{(26,018 \times 25 - 2 \times 50)}{2 \times 1,5tg25} \left[1 - e^{\frac{(-2 \times 1,5 \times 26 \times tg25)}{26,018}} \right] + 11,75929e^{\frac{(-2 \times 1,5 \times 26 \times tg25)}{26,018}} = 301,041 \text{ KN/m}^2$$

➤ Pour la couche d'argile

- $C = 100 \text{ Kpa}$; $\varphi = 40^\circ$; $\gamma = 27 \text{ KN/m}^3$; $H = 51,25 \text{ m}$

$$\sigma_v = \frac{(26,018 \times 27 - 2 \times 100)}{2 \times 1,5tg40} \left[1 - e^{\frac{(-2 \times 1,5 \times 51,25 \times tg40)}{26,018}} \right] + 301,04070e^{\frac{(-2 \times 1,5 \times 51,25 \times tg40)}{26,018}} = 200,326 \text{ KN/m}^2$$

- **Pression horizontale**

La méthode de TERZAGHI :

$$\sigma_h = 0,3 \gamma (0,5m + H_p)$$

$$H_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} = \frac{15,34}{2 \sin 40} = 11,932m$$

$$\sigma_h = 0,327 (0,5 \cdot 11,45 + 11,932) = 143,0217 \text{ KN/m}^2$$

V.2.3. Calcul des pressions actives agissant sur le niveau de radier

Comme la méthode de TERZAGHI ne pas applicable dans notre cas ($C=100$, $\varphi=40$), les pressions agissantes au niveau de radier seront calculé par l'application de la méthode de BIERBAÜMER :

➤ Les pressions des terres

$$\sigma_v = \sum_1^3 \gamma_i h_i$$

$$P = \sigma_v = 14 \times 1 + 25 \times 26 + 27 \times 51,25 = 2047,75 \text{ KN/m}^2$$

➤ Coefficient de poussée

$$k_\alpha = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{40}{2} \right) = 0,217$$

➤ Coefficient de butée

$$k_p = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = tg^2 \left(\frac{180}{4} + \frac{40}{2} \right) = 4,60$$

➤ On déterminer Z pour $e_a = e_p$

$$Z = \frac{pK\alpha - 2C(\sqrt{kp} + \sqrt{k\alpha})}{\gamma(kp - k\alpha)}$$

$$Z = \frac{2047,75 \times 0,217 - 2 \times 100(\sqrt{4,60} + \sqrt{0,217})}{27 \times (4,60 - 0,217)} = 0,657 \text{ m}$$

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

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

$$E = \frac{27 \times 0,66}{2} (0,66 + 278,25) tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{40}{2} \right) - \frac{1}{2} 270,66^2 tg^2 \left(\frac{180}{4} + \frac{40}{2} \right)$$

$$E = 276,813 \text{ KN/m}^2$$

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

$$T_0 = \frac{2 \cdot 276,81338}{\cos 40} \sin^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{40}{2} \right) = 129,080 \text{ KN/m}^2$$

$$Y = \frac{Z}{tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} = \frac{0,66}{tg \left(\frac{180}{4} - \frac{40}{2} \right)} = 1,415 \text{ m}$$

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

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} = \frac{129,08019}{1,415374} = 91,198 \text{ KN/m}^2$$

➤ Vérification de non soulèvement :

$$\frac{T_0}{Y} = 91,198 \text{ KN/m}^2 \leq \left[\frac{4c}{1-\sin \varphi} \right] (2 + \sin \varphi) \cos \varphi = 2266,99 \text{ KN/m}^2$$

Le tableau suivant qui represent les charge agissant sur le tunnel

Tableau.V.1 : resultates de charge.

Contraint verticale (KN/m ²)	Demi-section	162,14475
	Section globale	200,32612
Contraint horizontale (KN/m ²)	Demi-section	127,713
	Section globale	143,0217
Contraint ou niveau de radier (KN/m ²)	91,19861	

V.3.Vérification préliminaire de soutènement provisoire

Le soutènement provisoire peut être défini analytiquement comme étant un cintre en forme d'arc porteur encasté aux deux extrémités, les efforts qui entrent dans le calcul sont les poussées verticales et horizontales.

V.3.1.Définition des charges agissant sur l'ouvrage

V.3.1.1.Pour la demie - section supérieure

- **La charge verticale**

$$P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l}$$

On calcule d'abord la partie uniforme de la pression géologique : Q_0

D'après la méthode de TERZAGHI :

$$Q_0 = \sigma_v \times a \text{ si } a = 1 \text{ m}$$

$$Q_0 = \sigma_v \times a = 162,145 \times 1 = 162,145 \text{ KN/m}^2 \text{ selon TERZAGHI}$$

a : si la distance entre les cintres

La charge d'intensité variable : ΔG

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

Les différentes dimensions sont présentées dans la figure suivante :

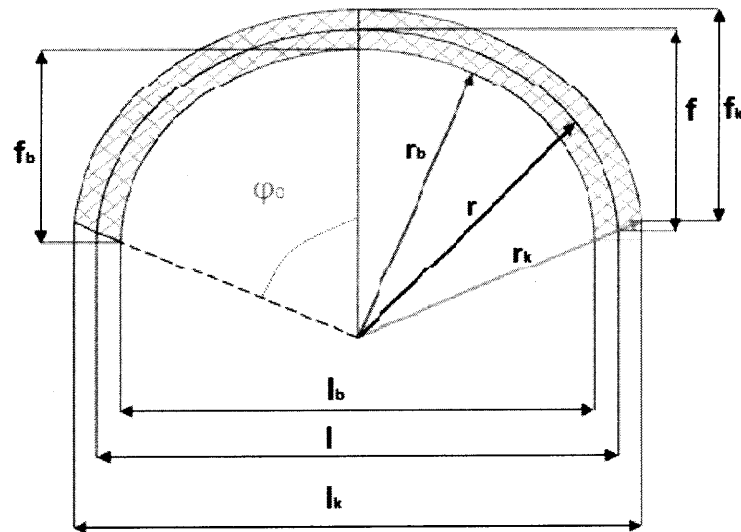


Figure V.2 : Présentation des différentes dimensions.

- $R = 7,67 \text{ m}$; $r_b = 7,52 \text{ m}$; $r_k = 7,82 \text{ m}$; $\varphi_0 = 60^\circ$

$$f_k = r_k(1 - \cos \varphi_0) = 7,82(1 - \cos 60) = 3,91 \text{ m}$$

$$f = r(1 - \cos \varphi_0) = 7,67(1 - \cos 60) = 3,835 \text{ m}$$

$$f_b = r_b(1 - \cos \varphi_0) = 7,52(1 - \cos 60) = 3,76 \text{ m}$$

$$l_k = 2(r_k \cos 30^\circ) = 2(7,82 \cos 30^\circ) = 13,545 \text{ m}$$

$$l = 2(r \cos 30^\circ) = 2(7,67 \cos 30^\circ) = 13,285 \text{ m}$$

$$l_b = 2(r_b \cos 30^\circ) = 2(7,52 \cos 30^\circ) = 13,025 \text{ m}$$

$$\Delta G = \left(\frac{f_k + l_k}{3} \times \gamma h \right) \times a = \left(\frac{3,91 + 13,545}{3} \times 27h \right) \times l = 157,095 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = \gamma_c \frac{2\varphi_0}{360} 2\pi r = 0,613 \times \frac{2 \times 60}{360} 2 \times 3,14 \times 7,67 = 9,842 \text{ KN/m}^2$$

Dance la charge verticale est égale :

$$P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l} = P_v = \frac{9,842 + 162,145 + 157,095}{13,285} = 24,771 \text{ KN/m}$$

- **La charge horizontale**

La charge horizontale sera calculée à partir de la poussé vertical en se basent sur la relation de Coulomb-Rankine, et en portant en déduction, par mesure de sécurité que la moitié de la cohésion ($1/2 C$).

$$e_0 = \sigma_v \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \frac{C}{2} \sqrt{\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

$$e_0 = 162,144 \times \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{40}{2} \right) - 2 \times \frac{100}{2} \sqrt{\tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{40}{2} \right)} = -11,445 \text{ KN/m}^2$$

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

Coefficient de poussée :

$$K\alpha = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{40}{2} \right) = 0,217$$

$$e_1 = (H + f) \gamma_h k_a - C \sqrt{k_a} = (78,25 + 3,835) 27 \times 0,217 - 100 \sqrt{0,217} = 434,353 \text{ KN/m}^2$$

Come approximation supplémentaire, on admet qu'au lieu d'une répartition trapézoïdale la pression se répartit uniformément :

On sera donc :

$$e = \frac{e_0 + e_1}{2} = \frac{-11,445 + 434,353}{2} = 211,454 \text{ KN/m}^2$$

La charge horizontale est donc égale à :

$$P_h = e \left(\frac{fk}{f} \right) \alpha$$

$$P_h = 211,454 \times \left(\frac{3,91}{3,835} \right) \times 1 = 215,589 \text{ KN/m}$$

- **Réaction d'appuis :**

Les réactions au niveau de naissance seront calculées en fonction du rapport (f/l) en utilisant le tableau des coefficients (Tableau VI.1).

$$\frac{f}{l} = \frac{3,835}{13,285} = 0,28$$

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

Pour la charge verticale :

$$M_v = \alpha_m P_v l^2$$

$$M_v = 0,00885 \times 24,771 \times 13,285^2 = 38,691 \text{ KN/m}$$

$$H_v = \alpha_h P_v l$$

$$H_v = 0,4685 \times 24,771 \times 13,285 = 154,175 \text{ KN}$$

Et la réaction verticale : $V_v = P_v \frac{l}{2} = 24,771 \times \frac{13,285}{2} = 164,541$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2} = \sqrt{154,175^2 + 164,541^2} = 225,485 \text{ KN}$$

➤ Pour la charge horizontale :

$$M_h = \beta_m P_h l^2$$

$$M_h = -0,00885 \times 215,589 \times 13,285^2 = -336,739 \text{ KN/m}$$

$$H_h = \beta_h P_h l$$

$$H_h = \beta_h P_h l = 0,1621 \times 215,589 \times 13,285 = 464,271 \text{ KN}$$

$$V_h = 0$$

➤ Les sollicitations cumulées seront :

$$M_f = M_v + M_h = 38,691 + -336,739 = -298,048 \text{ KN} / m$$

$$H_f = H_v + H_h = 154,175 + 464,271 = 618,446 \text{ KN}$$

$$V_f = V_v + V_h = 164,541 + 0 = 164,541 \text{ KN}$$

On vérifie :

$$\sigma_{naissance} = \frac{N_v}{A_s} \pm \frac{M_v}{W_s} < \sigma_e$$

$$\text{On a comme données: HEB200} \begin{cases} A_s = 78,1 * 10^{-4} m^2 \\ W_s = 570 * 10^{-6} m^3 \end{cases}$$

$$\sigma_{naissance} = \frac{225,485}{78,1 * 10^{-4}} + \frac{38,691}{570 * 10^{-6}} = 96,750 MP_a < \sigma_e = 275 MP_a \dots\dots\dots CV$$

On remarque que la condition est vérifiée, alors on adaptera le profilé HEB200 pour tout la suite du calcul.

$$\text{Les caractéristiques du profilé HEB200 :} \begin{cases} A_s = 78,1 * 10^{-4} m^2 \\ W_s = 570 * 10^{-6} m^3 \\ I_s = 5696 * 10^{-8} m^4 \\ E = 2,1 * 10^5 MP_a \end{cases}$$

V.3.1.2. Pour la structure globale

- Les charges verticales :

$$P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l}$$

On calcule d'abord la partie uniforme de la de la pression géologique :

D'après la méthode de TERZAGHI :

$$Q_0 = \sigma_v \times \alpha$$

$$Q_0 = \sigma_v \times \alpha = 200,326 \times 1 = 200,326 \text{ selon TERZAGHI}$$

a: si la distance entre les cintres $\alpha = 1 m$

La charge d'intensité variable : ΔG

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

$$\Delta G = \left(\frac{f_k + l_k}{3} \times \gamma_h \right) \times \alpha = \left(\frac{3,91 + 13,545}{3} \times 27 \right) \times 1 = 157,095 \text{ KN/m}$$

$$Q = \gamma_c \frac{2\varphi_0}{360} 2\pi r = 0,613 \times \frac{2 \times 60}{360} 2 \times 3,14 \times 7,67 = 9,842 \text{ KN/m}$$

Dance la charge verticale est égale :

$$P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l} = P_v = \frac{9,842 + 200,326 + 157,095}{13,285} = 27,645 \text{ KN/m}$$

- La charge horizontale :

La charge horizontale sera calculée à partir de la poussée verticale en se basant sur la relation de Coulomb-Rankine, et en portant en déduction, par mesure de sécurité que la moitié de la cohésion ($1/2 C$).

$$e_0 = \sigma_v \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \frac{C}{2} \sqrt{\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

$$e_0 = 200,326 \times \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{40}{2}\right) - 2 \times \frac{100}{2} \sqrt{\tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{40}{2}\right)} = -3,071 \text{ KN/m}$$

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

Coefficient de poussée :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{40}{2}\right) = 0,217$$

$$e_1 = (H + f) \gamma_h k_a - C \sqrt{k_a} = (78,25 + 3,835) 27 \times 0,217 - 100 \sqrt{0,217} = 434,353 \text{ KN/m}$$

Comme approximation supplémentaire, on admet qu'au lieu d'une répartition trapézoïdale la pression se répartit uniformément :

On sera donc :

$$e = \frac{e_0 + e_1}{2} = \frac{-3,071 + 434,353}{2} = 215,641 \text{ KN/m}$$

La charge horizontale est donc égale à :

$$P_h = e \left(\frac{f k}{f}\right) \alpha$$

$$P_h = 215,641 \left(\frac{3,91}{3,835}\right) 1 = 219,858 \text{ KN/m}$$

- **les Réactions d'appuis :**

Les réactions au niveau de naissance seront calculées en fonction du rapport (f/l) en utilisant le tableau des coefficients (chapitre III).

$$\frac{f}{l} = \frac{3,835}{13,285} = 0,28 \text{ donc}$$

➤ Pour la charge verticale :

$$M_v = \alpha_m P_v l^2$$

$$M_v = 0,00885 \times 27,645 \times 13,285^2 = 43,180 \text{ KN/m}$$

$$H_v = \alpha_h P_v l$$

$$H_v = 0,4685 \times 27,645 \times 13,285 = 172,063 \text{ KN}$$

$$\text{Et la réaction verticale : } V_v = P_v \frac{l}{2} = 27,645 \times \frac{13,285}{2} = 183,632 \text{ KN}$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2} = \sqrt{172,063^2 + 183,632^2} = 251,647 \text{ KN/m}$$

➤ Pour la charge horizontale :

$$M_h = \beta_m P_h l^2$$

$$M_h = -0,00885 \times 219,858 \times 13,285^2 = -343,407 \text{ KN/m}$$

$$H_h = \beta_h P_h l$$

$$H_h = \beta_h P_h l = 0,1621 \times 219,858 \times 13,285 = 473,464 \text{ KN}$$

$$V_h = 0 \text{ KN}$$



- Les sollicitations cumulées seront :

On possédant les valeurs de moment et de l'effort normal, les contraintes du cintre peuvent vérifier à l'aide de la relation suivant :

$$\sigma_{naissance} = \frac{N_v}{A_S} \pm \frac{M_v}{W_S} < \sigma_e$$

On a comme données : HEB200 $\left\{ \begin{array}{l} A_S = 78,1 * 10^{-4} m^2 \\ W_S = 570 * 10^{-6} m^3 \end{array} \right.$

$$\sigma_{naissance} = \frac{251,647}{78,1 * 10^{-4}} + \frac{43,180}{570 * 10^{-6}} = 107,976 MPa < \sigma_e = 275 MPa \dots\dots\dots CV$$

On remarque que la condition est vérifiée, alors on adaptera le profile HEB200 pour tout la suite du calcul.

Les caractéristique du profile HEB200 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_S = 78,1 * 10^{-4} m^2 \\ W_S = 570 * 10^{-6} m^3 \\ I_S = 5696 * 10^{-8} m^4 \\ E = 2,1 * 10^5 MPa \end{array} \right.$$

V.3.2. Calcul des Moments et des efforts pour le soutènement Provisoire

Le calcul des Moments et des efforts a été faite à l'aide du logiciel d'éléments finis PLAXIS. Le Modèle de Mohr-Coulomb est adopté afin de modéliser le comportement Plastique du sol. Les paramètres définissant ce modèle sont : la masse volumique γ , l'angle de frottement interne ϕ , la cohésion c , le module élastique d'Young E , le Coefficient de Poisson ν .

V.3.2.1. Les caractéristiques du soutènement provisoire

Pour le soutènement provisoire on va calculer la rigidité flexionnelle et normale équivalent. Le calcul de la rigidité flexionnelle et normale équivalent est comme suite

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

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

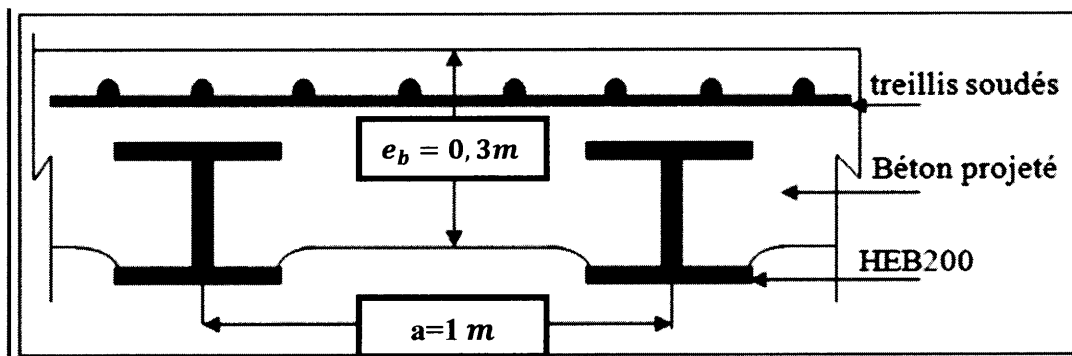


Figure V.3. Soutènement provisoire

- ❖ Les caractéristiques de Béton projeté :

Tableaux.V.3: de caractéristique de béton projet.

Béton projeté					
e_b (m)	f_{c28} (MPa)	W (m ³)	E_b (MPa)	I_b (m ⁴)	ν
0,3	35	0,015	10000	$2,25 \cdot 10^{-3}$	0,2

$$\diamond \text{ Les caractéristiques du profile HEB200 : } \begin{cases} A_s = 78,1 \cdot 10^{-4} m^2 \\ W_s = 570 \cdot 10^{-6} m^3 \\ I_s = 5696 \cdot 10^{-8} m^4 \\ E = 2,1 \cdot 10^5 MPa \end{cases}$$

❖ Les caractéristiques des boulons d'ancrage

La longueur de boulons d'ancrage $L = 6m$

Diamètre de boulons d'ancrage $D = 32mm$

Section du boulons de $\phi = 32mm$ de diamètre $A = \frac{25^2}{4} \pi = \frac{32^2}{4} (3,14) = 803,84 mm^2$

Module de Young : $E_b = 2,1 \cdot 10^5 MPa$

V.3.2.2. Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en

Béton Projeté

V.3.2.2.1. Rigidités des cintres métalliques

➤ **A la compression :**

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

➤ **A la flexion :**

$$E_s \times I'_s = \frac{(E_s \times I_s)}{a} = \frac{(2,1 \cdot 10^8 \times 5696 \cdot 10^{-8})}{1} = 11,962 \times 10^3 \text{ KN/m}$$

V.3.2.2.2. Rigidité de la voûte en béton projeté

➤ **A la compression :**

$$\theta_n = \frac{(E_b \times e_b)}{(E_s \times A_s)} = \frac{(10000 \times 0,3)}{(1,640 \times 10^6)} = 1,829$$

➤ **A la flexion :**

$$\theta_m = \frac{(E_b \times I_b)}{(E_s \times I_s)} = \frac{(10000 \times 0,3^4)}{(12 \times 11,962 \times 10^3)} = 1,881$$

V.3.2.3. Les calculs de du soutènement provisoire

$$EA_{eq} = 10000 \cdot 10^3 \times 0,3 + \left(\frac{2,1 \cdot 10^8}{10000 \cdot 10^3} - 1 \right) 10000 \cdot 10^3 \times \frac{78,1 \cdot 10^{-4}}{1} = 4,48310^6 \text{ KN/ m}$$

$$EI_{eq} = 10000 \cdot 10^3 \times 2,25 \cdot 10^{-3} + \left(\frac{2,1 \cdot 10^8}{10000 \cdot 10^3} - 1 \right) 10000 \cdot 10^3 \times \frac{5,696 \cdot 10^{-5}}{1} = 3,33 \times 10^4 \text{ KN/ m}$$

$$EA_{eq} = 4,483 \cdot 10^6 \text{ KN/ m (cintre et Béton projeté)}$$

$$EI_{eq} = 3,33 \cdot 10^4 \text{ KNm}^2 / \text{ m (cintre et béton projeté)}$$

Le tableau suivant représente les caractéristiques mécaniques utilisé pour modéliser Notre tunnel Tableau.V.4 .

Tableau.V.4 : Caractéristiques mécaniques.

Identification	Modèle	EA (KN /m)	EI (KN.m ² /m)	W (KN /m)	ν
Soutènement Provisoire	Elastique	$4,483 \times 10^6$	$3,33 \times 10^4$	17,73	0,200
Boulons D'ancrage	élastoplastique	$2,1 * 10^8$	/	/	/
Radier	Elastique	$4,483 \times 10^6$	$3,33 \times 10^4$	24,000	0,200

V.4.Conclusion

La méthode de TERZAGHI a été utilisée pour déduire les charges verticales et horizontales agissantes sur le soutènement en demi – section supérieure et de la structure globale du tunnel. Cette méthode est récemment utilisée et celle utiliser en Algérie dans les différents types de tunnel (Métro d'Alger, tunnels ayant partie de l'Autoroute Est Ouest, tunnel de Texana). Les résultats obtenus nous a permet de dimensionner et vérifier le type de soutènement provisoire ainsi que la méthode de creusement.

Chapitre VI

Méthode de Convergence confinement

VI.1. Introduction

L'excavation de tunnel provoque un désordre complet dans le terrain ce qui nécessite une mise en place immédiate de soutènement provisoire, les caractéristiques de soutènement provisoire (HEB, béton projeté, treillis soudés, ...) dépendent de la nature du sol entourant le tunnel. Parmi les méthodes utilisées pour la vérification de la stabilité de tunnel au moment d'excavation, on trouve la méthode de convergence-confinement qui permet de déduire les facteurs jugés plus importants sur l'équilibre final du complexe roche-soutènement, à savoir :

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

On va étudier dans ce chapitre le comportement de notre tunnel en utilisant la méthode convergence-confinement.

VI.2. Hypothèses de la méthode

- L'hypothèse forte est la considération unidimensionnelle du problème ;
- Hypothèse des déformations planes ;
- Hypothèse d'isotropie des contraintes initiales ($K_0 = 1$) et d'isotropie du massif ;
- La cavité étudiée a une forme cylindrique.

VI.3. Trace De Courbe Caracteristique Du Terrain

VI.3.1. Caracteristique Du Terrain

Module de déformation $E = 200MP_a$

Coefficient de poissant : $\nu = 0,2$

Angle de frottement interne : $\phi = 40^\circ$

La cohésion de terrain : $C = 100 MP_a$

Rayant d'excavation : $R = 7,67$

Le choix de soutènement : pour avoir effectué un soutènement provisoire on doit tenir compte de la recommandation AFTES dans le côté empirique, notre choix est motionné dans le tableau suivant :

Tableau.VI.1 : types de soutènements.

LE soutènement provisoire		
Section	béton projeté +treillis soudés	type cintre réticulé
Les caractéristiques	30 cm	HEB200

VI.3.2. La contrainte naturelle sur le tunnel

$$\sigma_0 = \gamma_i h_i = \sum \gamma_i h_i$$

$$\sigma_0 = 14 \times 1 + 25 \times 26 + 27 \times 51,25 = 2,047 \text{ Mpa}$$

VI.3.3. La résistance en compression simple de la roche

$$R_C = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{2 \times 100 \cos 40}{1 - \sin 40} = 0,428 \text{ Mpa}$$

Si : $\sigma_0 = 2,047 \text{ Mpa} > \frac{R_C}{2} = \frac{0,428}{2} = 0,214 \text{ Mpa}$ donc : le déplacement est Plastique

VI.3.4. La pression d'apparition de la zone en état limite de rupture

$$p_a = \frac{2\sigma_0 - H(k_p - 1)}{k_p + 1}$$

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = 4,598$$

$$H = \frac{c}{\tan \varphi} = \frac{100}{\tan 40} = 0,119 \text{ Mpa}$$

$$p_a = \frac{2 \times 2,047 - 0,119(4,598 - 1)}{4,598 + 1} = 0,654 \text{ Mpa}$$

VI.3.5. Le déplacement à la paroi

$$\mu_a = \lambda_a \times \mu_e$$

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - p_a}{\sigma_0} = \frac{2,047 - 0,654}{2,047} = 0,680$$

$$\mu_e = \frac{1 + \nu}{E} \sigma_0 R = \frac{1 + 0,2}{200} 2,047 \times 7670 = 94,20 \text{ mm}$$

$$\mu_a = 0,680 \times 94,20 = 64,86 \text{ mm}$$

VI.3.6. Le déplacement final de la paroi du terrain

$$u_{inf} = R \frac{(1 + \nu)}{E} \left(c_1 + c_2 \left(\frac{R}{R_p} \right)^{k_p - 1} + c_3 \left(\frac{R_p}{R} \right)^{\beta - 1} \right)$$

Avec :

$$\beta = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} = \frac{1 + \sin 40}{1 - \sin 40} = 1,42 \text{ si } (\psi = 10)$$

$$C_1 = -(1 - 2\nu) (\sigma_0 + H) = -(1 - 2 \times 0,2) (2,047 + 0,119) = -1,299$$

$$C_2 = \left(\frac{(1 - \nu)(1 + \beta k_p)}{k_p + \beta} - \nu \right) \frac{2(\sigma_0 + H)}{k_p + 1} = \left(\frac{(1 - 0,2)(1 + 1,42 \times 4,598)}{4,598 + 1,42} - 0,2 \right) \frac{2(2,047 + 0,119)}{4,598 + 1} = 0,619$$

$$C_3 = 2(1 - \nu) \frac{(k_p - 1)(\sigma_0 + H)}{k_p + \beta} = 2(1 - 0,2) \frac{(4,598 - 1)(2,047 + 0,119)}{4,598 + 1,42} = 2,072$$

VI.3.7. Le rayon plastique (R_p)

$$R_p = \left[\frac{2(\sigma_0 + H) R^{k_p - 1}}{k_p + 1} \frac{1}{p_a + H} \right]^{\frac{1}{k_p - 1}} = \left[\frac{2(2,047 + 0,119) 7670^{4,598 - 1}}{4,598 + 1} \frac{1}{0 + 0,119} \right]^{\frac{1}{4,598 - 1}} = 12,88 \text{ m}$$

$$u_{inf} = 7,67 \frac{(1 + 0,2)}{200} \left(-1,299 + 0,619 \left(\frac{7,67}{12,88} \right)^{4,598 - 1} + 2,072 \left(\frac{12,88}{7,67} \right)^{1,42 + 1} \right)$$

$$u_{inf} = 278,92 \text{ mm}$$

VI.4. Trace la courbe de caractéristique de soutènement**VI.4.1. Courbe caractéristique de soutènement**

$$u_{x0} = \lambda_p u_p$$

$$\lambda_p = \lambda(x) = \alpha + (1 - \alpha) \left(1 - \left[\frac{m_0 R}{m_0 R + d} \right]^2 \right); \alpha = 0,25; m_0 = 0,75$$

λ_p : Taux de confinement de terrain à la pose de soutènement

d : La distance au front de taille = 1 m

$$\lambda_p = 0,25 + (1 - 0,25) \left(1 - \left[\frac{0,75 \times 7,67}{0,75 \times 7,67 + 1} \right]^2 \right) = 0,456$$

$$u_{x0} = 0,456 \times 94,20 = 42,955 \text{ mm}$$

P_p : Pression à la pose de soutènement.

$$P_p = (1 - \lambda_p) \sigma_0$$

$$P_p = (1 - 0,456) \times 2,047 = 1,113 \text{ MPa}$$

VI.4.1.1. Cintres calés à la paroi

Tableau.VI.2 : Les caractéristiques du profilé HEB200.

Les caractéristiques du profilé HEB200			
$A_s (m^2)$	$W_s (m^3)$	$\sigma_s (MPa)$	$E (MPa)$
$78,1 * 10^{-4}$	$570 * 10^{-6}$	275	$2,1 * 10^5$

Espacement entre les cintres : $a = 1$

VI.4.1.1.1. Raideur du cintre

$$K_c = \frac{E \times A_s}{a \times R} = \frac{2,1 * 10^5 \times 78,1 * 10^{-4}}{1 \times 7,67} = 213,833 \text{ MPa}$$

VI.4.1.1.2. Pression maximale de soutènement

$$P_c^{max} = \frac{A_s \times \sigma_s}{a \times R}$$

$$P_c^{max} = \frac{78,1 * 10^{-4} \times 275}{1 \times 7,67} = 0,28 \text{ MPa}$$

$$u_a = \frac{P_c^{max} \times R}{K_c}$$

$$u_a = \frac{0,28 \times 7,67}{213,833} = 0,010$$

$$u_a = 10 \text{ mm}$$

VI.4.1.2. Les caractéristiques de Béton projeté

Module de Young : (E_b)

Coefficient de poisson : (ν)

Épaisseur de béton projeté : (e_b)

Tableau.VI.3 : Les caractéristiques de Béton projeté.

Les caractéristiques de Béton projeté		
E_b (MP _a)	ν	e_b (m)
10000	0,2	0,3

VI.4.1.2.1.Raideur du béton projeté

$$K_b = \frac{E_b \times e}{[1-(\nu)^2] \times R} = \frac{(10000 \times 0,3)}{[1-(0,2)^2] \times 7,67} = 407,432$$

VI.4.1.2.2.Pression maximale de soutènement

$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b \times e}{R}$$

$$\sigma_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MP}_a$$

$$P_b^{max} = \frac{21 \times 0,3}{7,67} = 0,8213$$

$$u_b = \frac{P_b^{max} \times R}{K_b}$$

$$u_b = \frac{0,8213 \times 7,67}{407,432} = 15,461 \text{ mm}$$

VI.4.1.3.Boulon d'ancrage

Module d'élasticité de l'acier : $E = 2,1 \times 10^5 \text{ MP}_a$

La longueur des boulons d'ancrages : $l = 6 \text{ m}$

L'espacement transversal entre les boulons : $e_t = 1 \text{ m}$

L'espacement longitudinal entre les boulons : $e_l = 1 \text{ m}$

Caractéristique de charge-déformation de l'ancrage des différentes pièces du boulon : $Q : 0,05$
(et l'unité)

VI.4.1.3.1Raideur du boulon d'ancrage

$$\frac{l}{K^{boloun}} = \frac{e_t e_l}{R} \left[\frac{4L}{\pi d^2 E_a} + Q \right]$$

$$\frac{l}{K^{boloun}} = \frac{1 \times 1}{7,67} \left[\frac{4 \times 6}{3,4 \times 0,3^2 \times 2,1 \times 10^8} + 0,05 \right]$$

$$K^{boloun} = 153,399 \text{ MP}_a$$

VI.4.1.3.2.Pression maximale de soutènement

$$P_{bouloun}^{max} = \frac{T_b}{e_t e_l}$$

T_b : La charge admissible dans le boulon égale à : $(\sigma_c = \pi d^2/4)$

$$T_b = 400000 \times 3,14 \frac{0,032^2}{4} = 321,536 \text{ KN}$$

$$P_{bouloun}^{max} = \frac{321,536}{1 \times 1} = 0,322 \text{ MP}_a$$

$$u_{\text{boulon}} = \frac{P_{\text{boulon}}^{\text{max}} \times R}{K_{\text{boulon}}} = \frac{0,322 \times 7,67}{153,399} = 16,10 \text{ mm}$$

VI.4.2.Vérification du soutènement

$$P_s^{\text{max}} = P_c^{\text{max}} + P_b^{\text{max}} + P_{\text{boulon}}^{\text{max}}$$

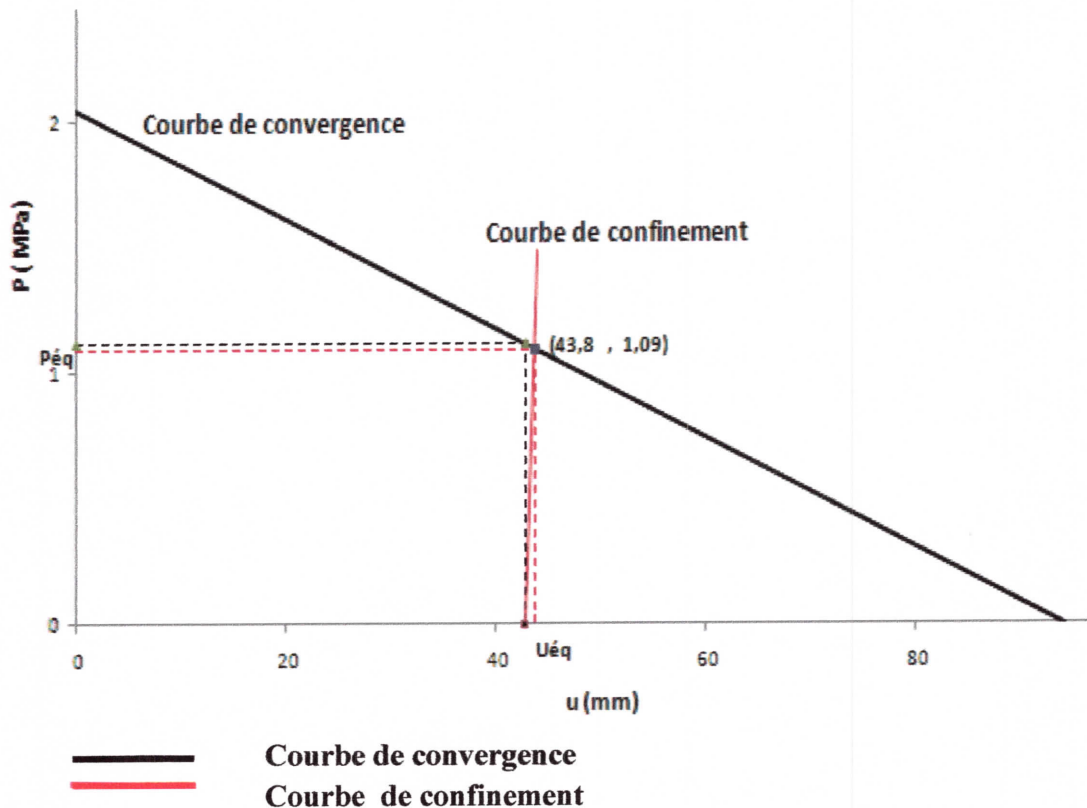
$$P_s^{\text{max}} = 0,28 + 0,8213 + 0,322 = 1,423 \text{ MP}_a$$

VI.4.3.Raideur de l'ensemble de soutènement

$$K_s = K_b + K^{\text{boloun}} + K_c$$

$$K_s = 213,833 + 407,432 + 153,399 = 774,664 \text{ MP}_a$$

VI.5.Traçage des deux courbes de convergence et de confinement



Figur VI.1.la courbe de convergence confinement.

VI.6.Conclusion

La conception du soutènement a une influence directe sur l'importance et la répartition des efforts que devra supporter.

La méthode convergence-confinement de dimensionnement permet la compréhension et la sélection des facteurs qui déterminent le soutènement.

Chapitre VII

Modélisation de projet

VII.1.Introduction

Les sollicitations dues aux poussées des terres autour de tunnel peuvent être créer un endommagement ou des déformations au niveau de soutènement provisoire, ces sollicitations sont liées directement aux caractéristiques géotechniques du sol, propriétés de soutènement et à la méthode de creusement ainsi que le pas d'avancement.

Dans notre projet deux méthodes de creusement en été proposer pour réaliser le soutènement provisoire. Une méthode dite méthode de creusement en demi-section qui consiste un creusement de la partie supérieure de tunnel et la mise en place de la calotte, ensuite le creusement et la mise en place de stross, et enfin le creusement et la mise en place de contre voute (radier).la deuxième méthode est la méthode de creusement en section divisée qui consiste en l'ouverture préalable de plusieurs galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser.

Dans cette partie, nous allons modéliser numériquement notre section en utilisant la méthode du creusement séquentielle. Pour des raisons de la présence du front de taille, il est nécessaire d'utiliser un modèle tridimensionnel.

VII.2.Application du projet

La modélisation de tunnel s'effectuer au moyen d'un logiciel Plaxis 3D en utilisant les deux méthodes de creusement (creusement en demi-section et creusement en section divisé).

VII.2.1. Génération de la géométre de modèle

Les deux tubes de tunnel se trouvent à une profondeur de $78,75\text{ m}$ à un espacement de 20 m entre les deux tunnels. Le terrain entourant le tunnel est constitué de trois couches différentes. Le soutènement provisoire contient des profilés en HEB 200 espacés de 1 m , une épaisseur de 30 cm de béton projeté renforcé par treillis soudés et des boulons d'ancrage de longueur de 6 m et un espacement de 1 m dans les deux sens. La figure VII.1 présente le modèle utilisé en Plaxis pour le creusement en demi-section et le creusement en section divisée .

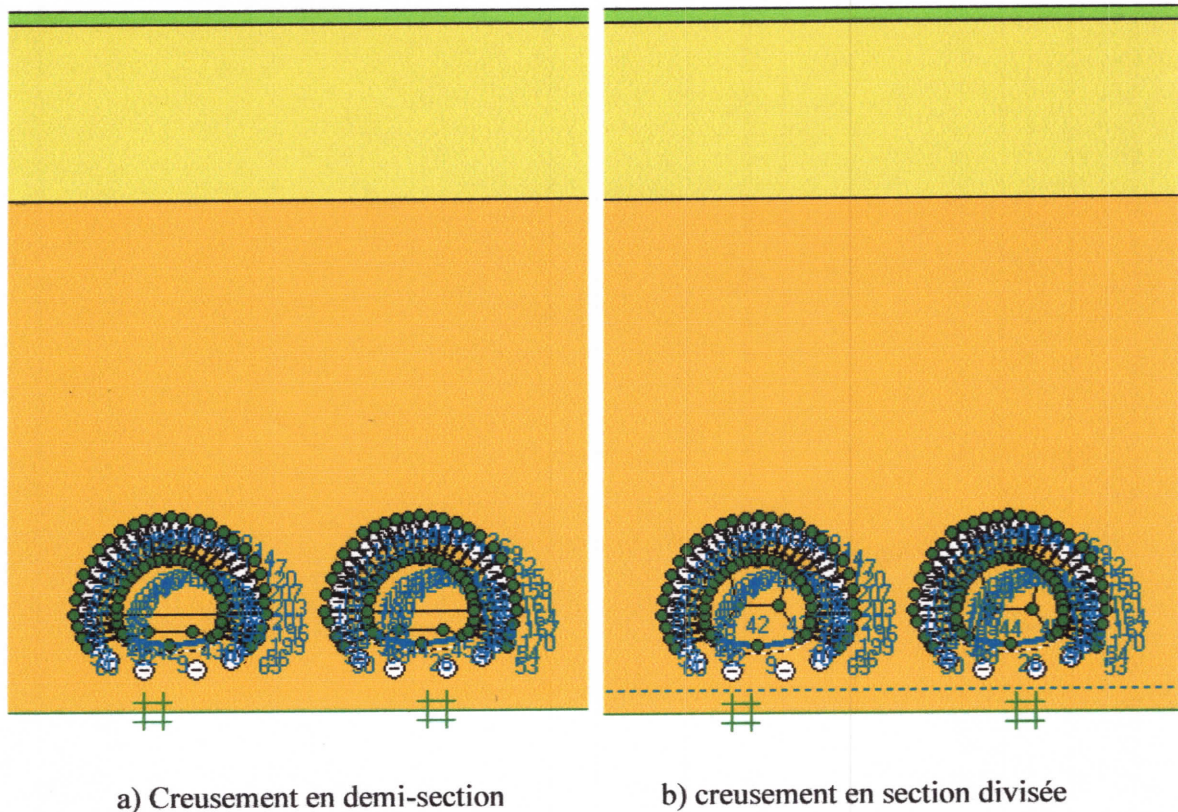
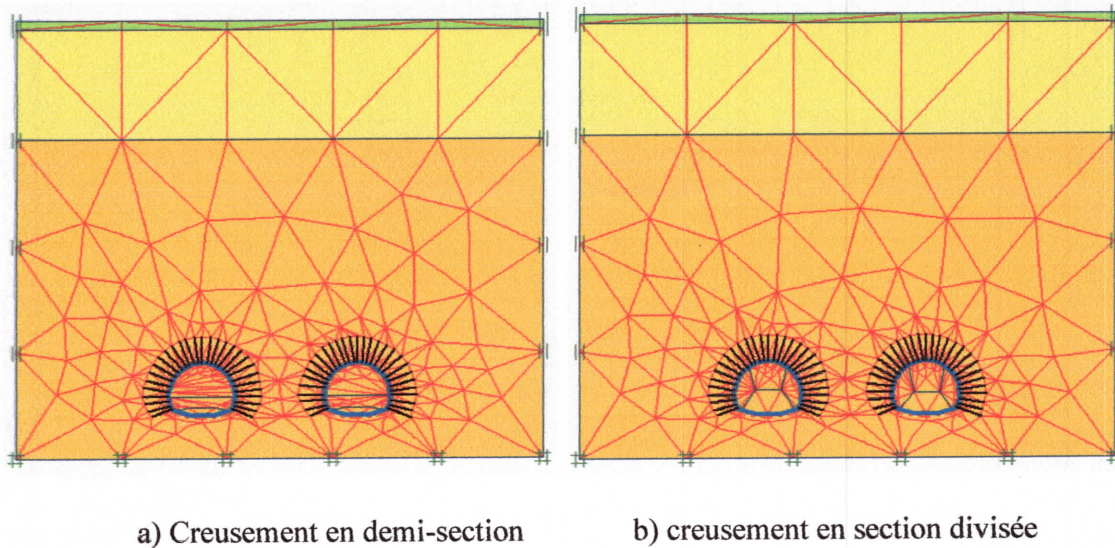


Figure.VII.1 :La géométre de l'ouvrage en Plaxis.

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul approchée qui consiste à transformer les équations différentielles de la mécanique des milieux continus en un système linéaire fini d'équations algébriques, que l'on résout par des techniques numériques traditionnelles. Pour ce faire, le milieu réel est remplacé par un milieu équivalent contenu dans un contour polygonal, le plus proche possible du contour réel. Ce milieu équivalent est ensuite divisé en sous-domaines réguliers, appelés éléments finis (triangles et quadrilatères pour un problème plan ; hexaèdres et pentaèdres pour un problème tridimensionnel).

Le champ de déplacement à l'intérieur et sur le contour de chaque élément fini est déterminé par une interpolation polynomiale entre des valeurs du champ en certains points de l'élément, appelés noeuds. L'ensemble formé par les éléments finis est appelé maillage (figure VII.2) .



a) Creusement en demi-section

b) creusement en section divisée

Figure .VII.2 : Le maillage de l'ouvrage.

VII.2.2. Phasage de calcul

Les phases de calcul sont en fonction de la méthode de creusement à suivre dans le tunnel.

VII.2.2.1. Creusement en demi-section

Phase 0 : Initialisation des contraintes (contraintes géostatique).

Phase 1 : Creusement total de tunnel et installation de soutènement provisoire sur une longueur de 10 m ($\sum M \text{ stage}=1$). Front plane, SLICE 1.

Phase 2 : Excavation de 9 m de la calotte ; SLICE 2, SLICE 3, SLICE 4 ; ($\sum M \text{ stage}=0,4$).

Phase 3 : Installation du soutènement provisoire _cintres + le béton projeté + boulons d'ancrages_ (pour la partie excavée _calotte_) ; plane A SLICE 2 ; plane B SLICE 3 ; Plane C SLICE 4, ($\sum M \text{ stage}=1$).

Phase 4 : Excavation 6 m Stross; SLICE 2, SLICE 3, pour ($\sum M \text{ stage}=0,4$).

Phase 5 : Installation du soutènement provisoire _cintres + le béton projeté + boulons d'ancrages_ (pour la partie excavée _Stross_) ; plane A SLICE 2 ; plane B SLICE 3, ($\sum M \text{ stage}=1$).

Phase 6 : Excavation de radier à 3 m pour SLICE 2. ($\sum M \text{ stage}=0,25$).

Phase 7 : Soutènement du radier pour SLICE 2. ($\sum M \text{ stage}=1$).

Phase 8 à phase 14 : Répété les mêmes phases de 1 à 7 pour le tunnel droit.

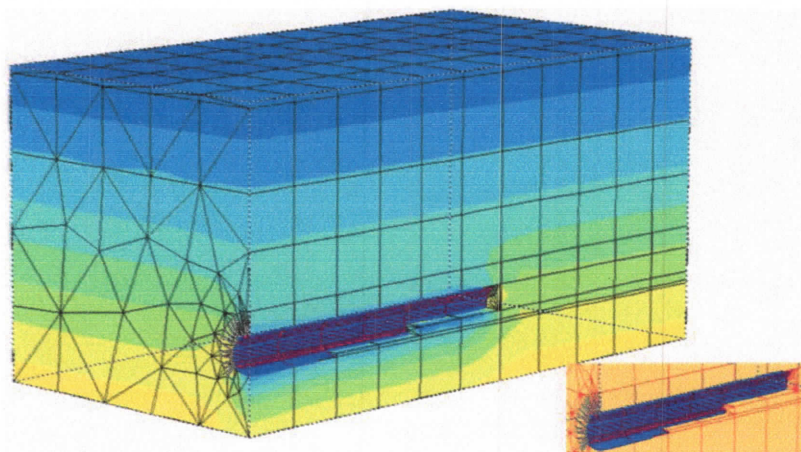


Figure.VII.3 : La géométrie des phases de calcul «3D ».

VII.2.2.1. Creusement en section divisée

Phase 0 : Initialisation des contraintes (contraintes géostatique).

Phase 1 : Creusement total de tunnel gauche et installation de soutènement provisoire sur une longueur de 10m ($\sum M \text{ stage}=1$). Front plane, SLICE1.

Phase 2 : Excavation de 9 m de la partie supérieure de la calotte ; SLICE 2, SLICE 3, SLICE 4 ; ($\sum M \text{ stage}=0,4$).

Phase 3 : Installation du soutènement provisoire _cintres +le béton projeté+ boulons d'ancrages_ (pour la partie excavée _calotte_) ; plane A SLICE 2 ; plane B SLICE 3 ; plane C SLICE 4, ($\sum M \text{ stage}=1$).

Phase 4: Excavation 6 m de partie droite (calotte et stross) ; SLICE2, SLICE 3, pour ($\sum M \text{ stage}=0,4$).

Phase5 : Installation du soutènement provisoire_ cintre + le béton projeté + boulons d'ancrages_ (pour la partie excavée _ partie droite_) ; plane A SLICE 2 ; plane B SLICE 3, ($\sum M \text{ stage}=1$).

Phase6: Excavation 6 m de partie gauche (calotte et stross); SLICE2, SLICE 3, pour ($\sum M \text{ stage}=0,4$).

Phase7 : Installation du soutènement provisoire_ cintres + le béton projeté + boulons d'ancrages_ (pour la partie excavée _ partie droite_) ; plane A SLICE 2 ; plane B SLICE 3, ($\sum M \text{ stage}=1$).

Phase 8: Excavation de radier à 3 m pour SLICE2. ($\sum M \text{ stage}=0,25$)

Phase 9 Soutènement du radier pour SLICE 2. ($\sum M \text{ stage}=1$)

Phase10 à phase 19 : Répété les mêmes phases de 1 à 9 pour le tunnel droit.

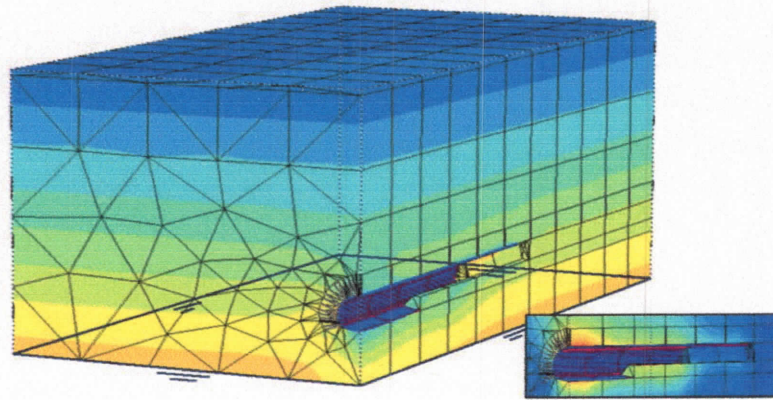


Figure.VII.4 : La géométrie des phases de calcul «3D ».

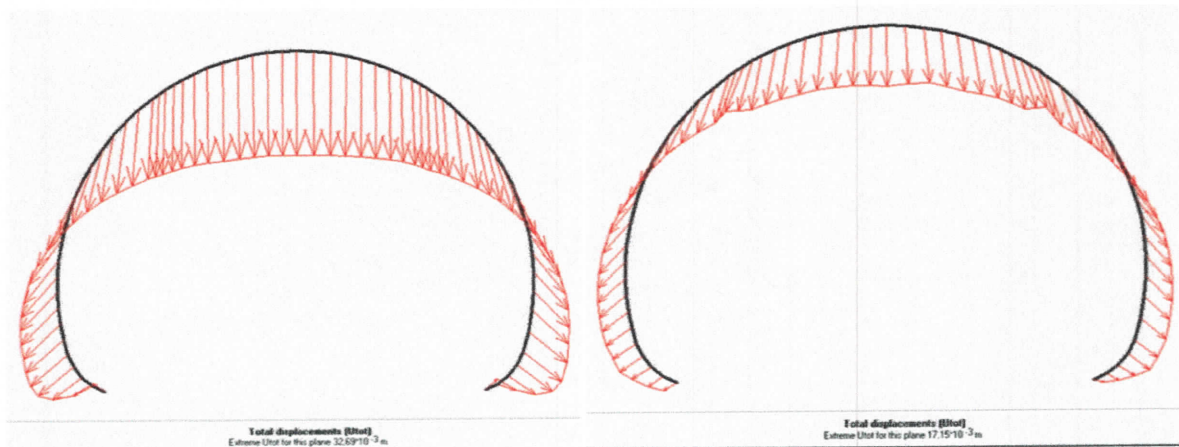
VII.3.Résultats et discussion

Après avoir modéliser les deux tubes de tunnel en utilisant logiciel Plaxis, les différentes sollicitations dues a l'excavation et au moment de la mise en place de soutènement sont déduires. Ces sollicitations peuvent se varier selon les méthodes de creusement utilisées, la nature du sol entourant les deux tubes.

VII.3.1.Déplacement vertical

En remarque que le déplacement vertical dans le cas d'un creusement effectuer par la méthode de section divisée est moins important que le déplacement vertical du celui obtenu par la méthode de creusement en demi-section (figure VII.5) . Cette différence est due essentiellement à l'augmentation de nombre des galeries ouvertes dans le front de taille de tunnel.

Le creusement avec un nombre important des galeries provoque un mouvement de terrain qui peut se duré un court temps à cause de la mise en place aussi rapidement que possible de soutènement, par contre l'excavation de la partie supérieure de tunnel qui est de l'ordre de $h = 7,67$ m (le cas de creusement de demi-section) les déplacements au niveau de clés de voute et aux pieds droits seront importantes en raison que la section de creusement est grande. Donc, le creusement en section divisée offre un front de taille assez stable que la méthode de creusement en demi-section.



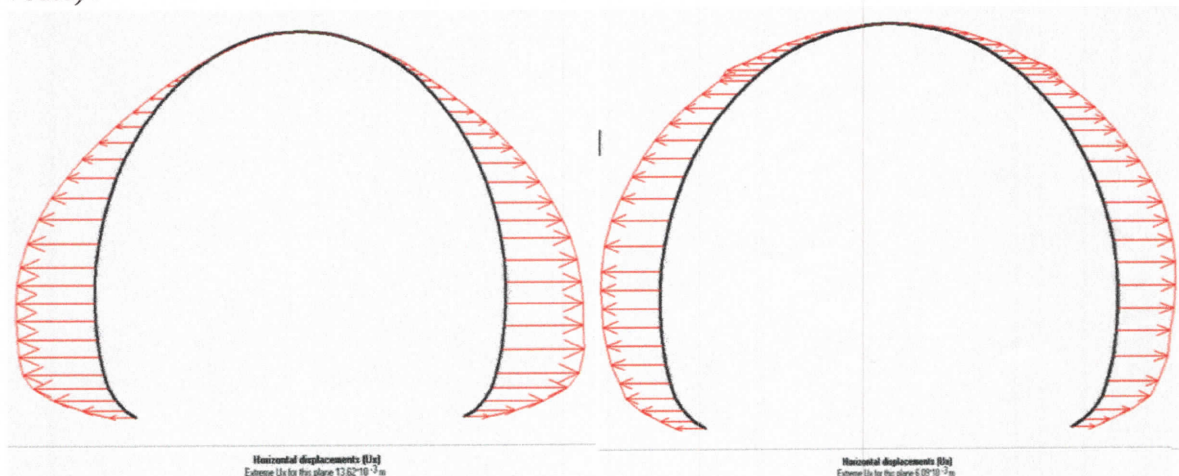
a) Creusement en demi-section $U_y = 32,69 \times 10^{-3} \text{m}$. b) Creusement en section divisée $U_y = 17,15 \times 10^{-3} \text{m}$

Figure.VII.5 : Déplacement vertical.

VII.3.2. Déplacement horizontal :

La figure VII.6 présente le déplacement horizontal de soutènement pour les deux méthodes de creusement utilisées dans ce tunnel. Le déplacement maximum se situe au niveau de pieds droits de tunnel et il tend vers zéro au niveau de clés de voûte.

Une diminution remarquable de déplacement horizontal d'un tunnel excavé par la méthode de creusement en section divisée par rapport à un tunnel excavé par la méthode de creusement en demi section. L'excavation de la partie centrale de la calotte en premier lieu et la mise en place immédiate de soutènement provoque une stabilité complète de cette dernière (clés de voûte) .

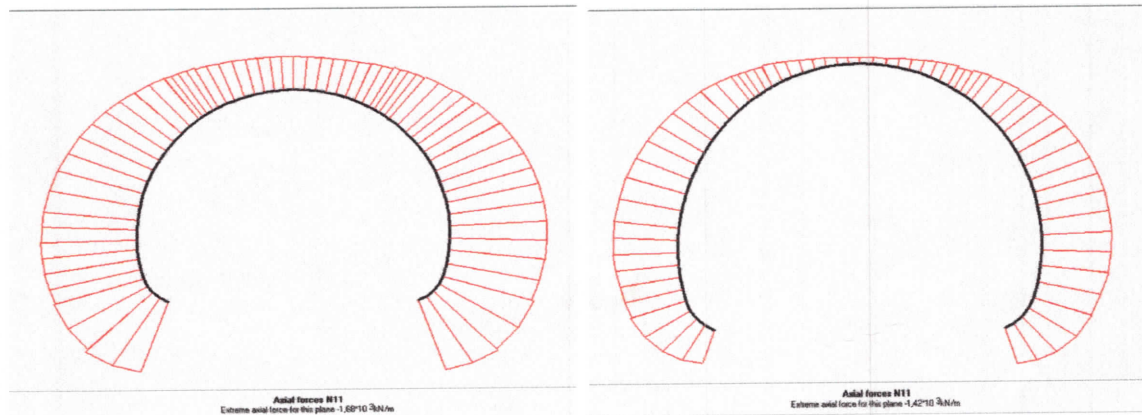


a) Creusement en demi-section $U_y = 13,62 \times 10^{-3} \text{m}$. b) Creusement en section divisée $U_y = 06,09 \times 10^{-3} \text{m}$

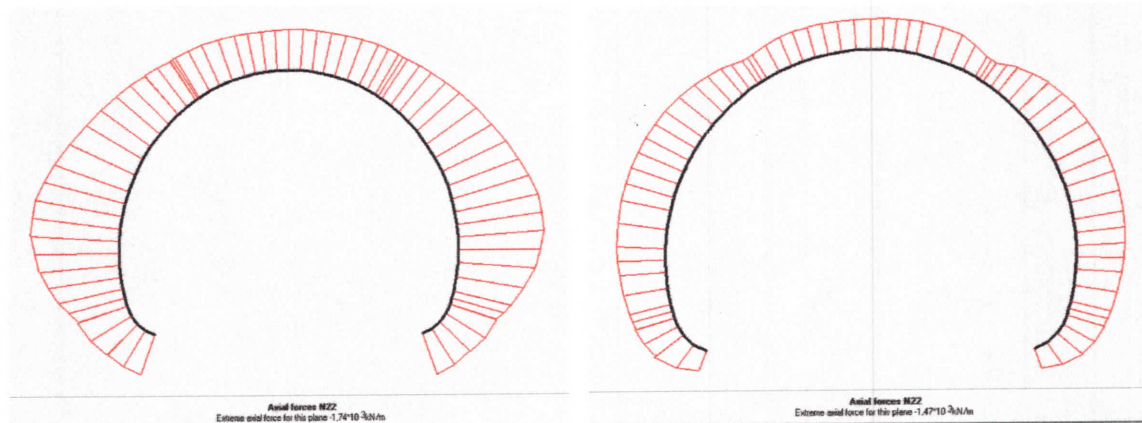
Figure.VII.6 : Déplacement horizontal.

VII.3.3. Effort normal N11 :

La modélisation de tunnel en utilisant les deux méthodes de creusement présente un diagramme des efforts normaux presque de même allure, avec une diminution des sollicitations dans le cas où en utilise la méthode de creusement en section divisée, en particulier au clès de voute. Cette partie représente généralement un ferrailage léger lorsqu'en bétonne le revêtement définitif.



a) Creusement en demi-section $N11 = 1,68 \times 10^3$ KN/m. b) Creusement en section divisée $N11 = 1,42 \times 10^3$ KN/m

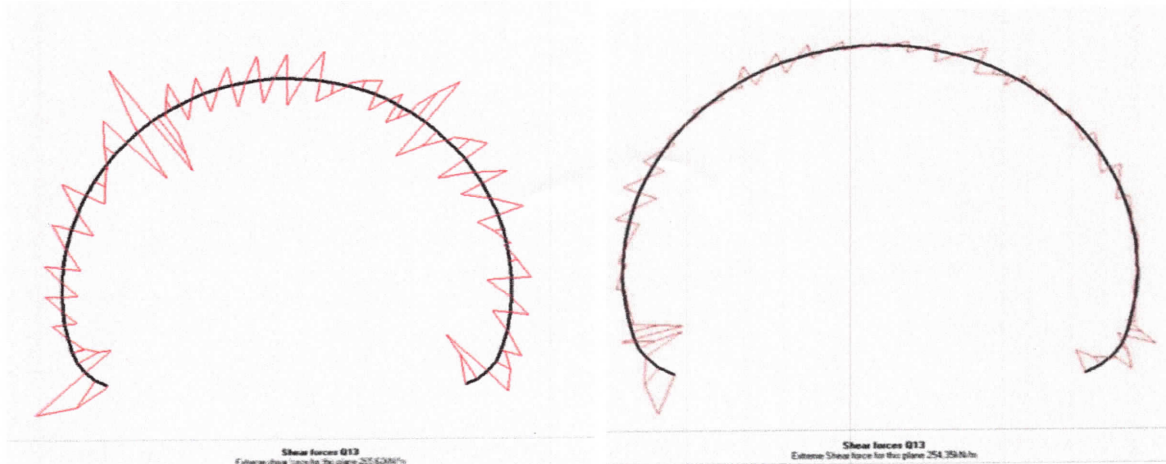
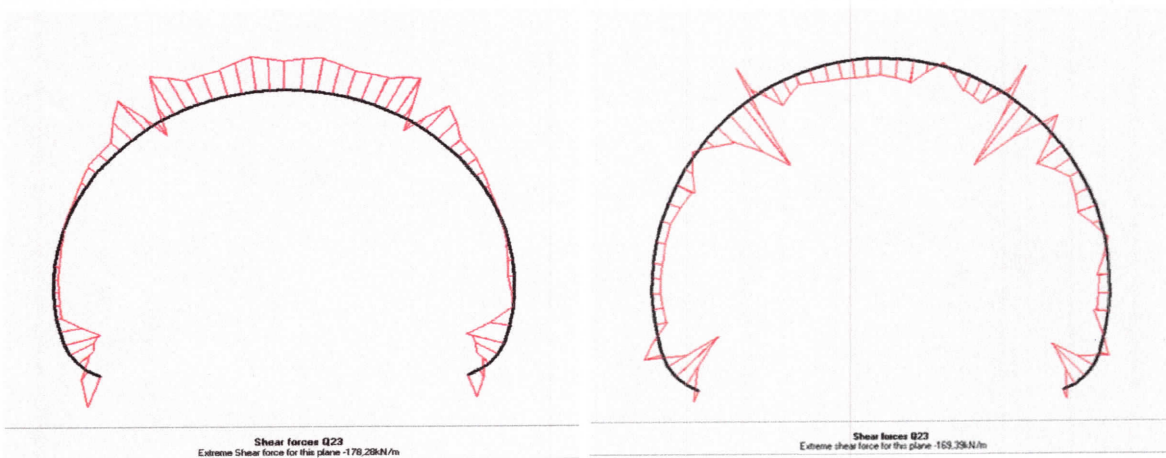


c) Creusement en demi-section $N22 = 1,74 \times 10^3$ KN/m. d) Creusement en section divisée $N22 = 1,47 \times 10^3$ KN/m

Figure.VII.7 : Effort normal N22, N11.

VII.3.4. Effort tranchant T13, T23

Lorsqu'en divise le front de taille de tunnel en 4 parties creusées séparément (creusement en section divisée), les caractéristiques de sol entourant le tunnel sont moins modifiées. La figure VII.8 présente les diagrammes des efforts tranchant (T13, T23) pour les deux méthodes de creusement. On observe que les efforts tranchants T13 diminuent sensiblement avec l'augmentation de nombre galerie dans le front de taille, en effet les valeurs sont presque nulles au clès de voute. Pour l'effort tranchant T23, la valeur maximale se trouve dans la section qui représente la liaison entre la première partie de la calotte (galerie 1) et la deuxième (galerie 2).

a) Creusement en demi-section $T13=265,62\text{KN}$.b) Creusement en section divisée $T13 =254,35\text{KN}$ c) Creusement en demi-section $T23 = -178,28 \text{ KN}$.d) Creusement en section divisée $T23 = -169,39\text{KN}$ **Figure.VII.8 : Effort tranchant $T13, T23$.****VII.3.5.Moment $M11, M22$**

La mise en place de soutènement provisoire démarré par la partie supérieure de la calotte, suivant du complément de la calotte provoque un équilibre partiel du front de taille avec une diminution remarquable du moment par rapport à la méthode de section en demi section, en outre le moment maximum pour la méthode de section divisée se trouve au niveau de stross alors pour la méthode de demi section il se situe au niveau de clés de voute qui représente une excavation de de toute la partie supérieure de la calotte, au niveau de pied droit de tunnel les moments sont nuls

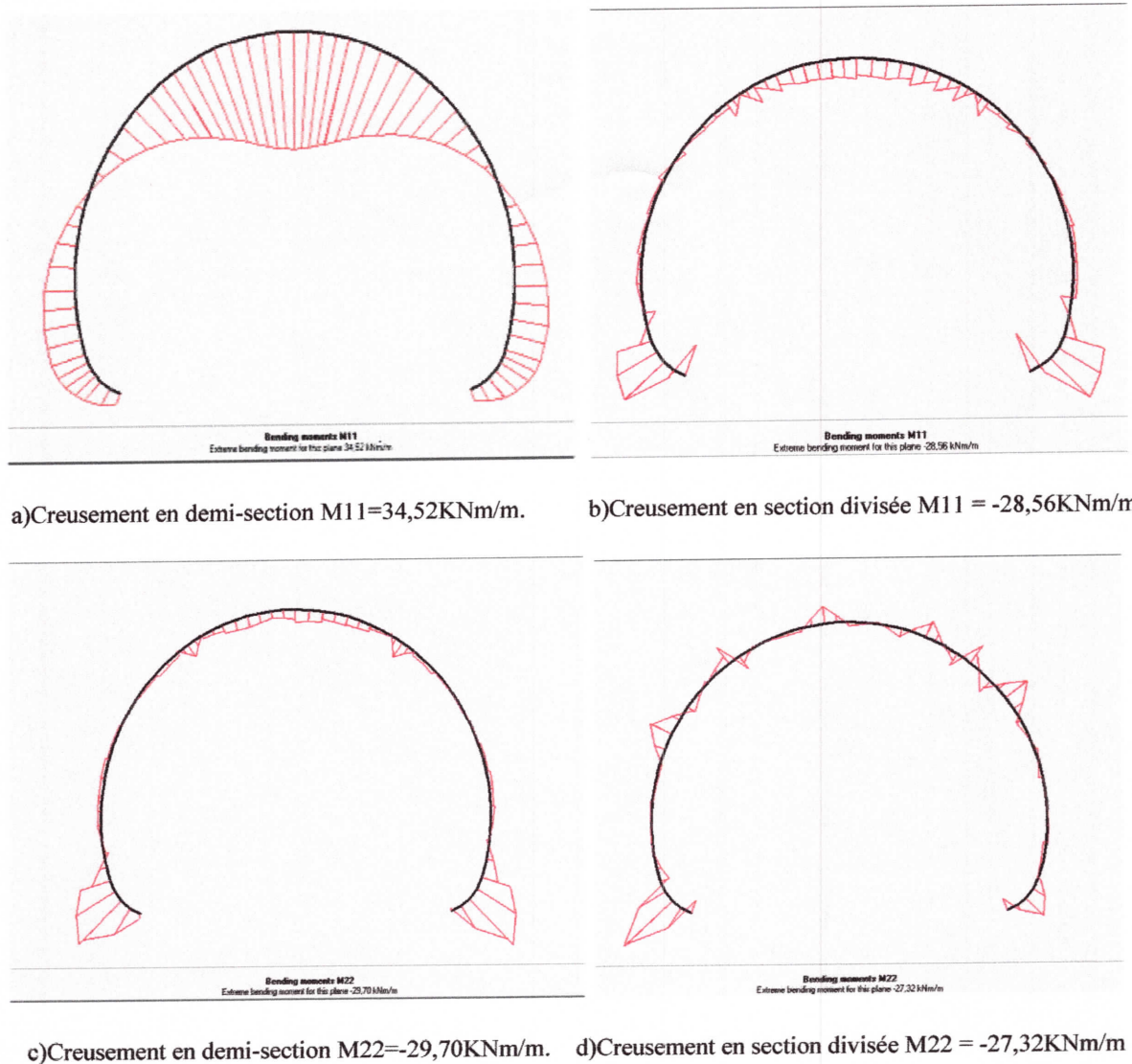


Figure.VII.9 : Moment M11, M22.

VII.4. La vérification des calculs

Les résultats de modélisation qui nous a permis de déduire de déplacement et les moments fléchissants, efforts tranchants et efforts normaux de tunnel présentent des valeurs importantes pour le cas où on utilise une méthode de creusement en demi-section, donc la vérification de la stabilité de soutènement s'effectue juste pour ce cas.

Les calculs des efforts entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté dans le chapitre (VI) représentent dans le tableau suivant :

Tableau.VII.1 : Les rigidités des cintres métalliques et la voûte en béton projeté.

	Les rigidités des cintres métalliques et la voûte en béton projeté	
	Compression	Flexion
cintres métalliques	$1,640 \times 10^6$ KN	$11,962 \times 10^3$ KN.m
béton projeté	1,829	1,881

• **Première cas :**

○ $N_{22} = -1,74 \times 10^3$ KN; $M_{22} = -29,70$ KN.m; $T_{23} = -178,28$ KN.

➤ **Vérification du cintre :**

○ $M_S = \frac{3}{3+\theta_m} M = \frac{3}{3+1,881} \times -29,70 = -18,254$ KN/m²

○ $N_S = \frac{3}{3+\theta_n} N = \frac{3}{3+1,829} \times -1,74 \times 10^3 = -1,081 \times 10^3$ KN/m²

$$\sigma_S = \gamma_f \left(\frac{N_S}{A_{HEB200}} \pm \frac{M_S}{W_{HEB200}} \right) < \sigma_e$$

γ_f : Coefficient de pondération (égal à $\frac{4}{3}$ selon Eurocode(4)).

$\sigma_e = 275000$ KN/m² (cintre en acier HEB200).

❖ **Dans les fibres comprimées :**

$$\sigma_S = 1,33 \left(\frac{-1,081 \times 10^3}{78,1 \times 10^{-4}} + \frac{-18,254}{570 \times 10^{-6}} \right) = |-170436,853| \text{ KN/m}^2 < 275000 \text{ KN/m}^2 \dots \text{ CV}$$

❖ **Dans les fibres tendues :**

$$\sigma_S = 1,33 \left(\frac{-1,081 \times 10^3}{78,1 \times 10^{-4}} - \frac{-18,254}{570 \times 10^{-6}} \right) = |-106387,731| \text{ KN/m}^2 < 275000 \text{ KN/m}^2 \dots \text{ CV}$$

➤ **Vérification du béton projeté :**

La vérification sera faite à L'ELU et L'ELS. Tout d'abord, on va calculer l'inertie de la section équivalente béton projeté - treillis soudé:

Calcul de la section équivalente béton projeté + deux (2) nappes de treillis soudé.

$$\begin{cases} I_{\acute{e}q} = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 \\ A_{\acute{e}q} = bh + 15A_s \end{cases}$$

Avec:

b: Largeur de la section de béton projeté.

h : L'épaisseur de la section de béton projeté.

$$A_s = (6\phi 8) = 3,02 \text{ cm}^2$$

La section de treillis soudé (15×15)cm², pour un espacement de 1m
d = 0,27 cm (Distance entre l'axe neutre du treillis soude et la fibre extrême du béton projeté)

$$I_{\acute{e}q} = \frac{1 \times 0,3^3}{12} + 15 \times 3,02 \times 10^{-4} \left(\frac{0,3}{2} - 0,27\right)^2 = 2,31 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$A_{\acute{e}q} = 1 \times 0,3 + 15 \times 3,02 \times 10^{-4} = 0,304 \text{ m}^2$$

$$\circ M_b = \frac{\theta_m}{3+\theta_m} M = \frac{1,881}{3+1,881} \times -29,70 = -11,446 \text{ KN/m}^2$$

$$\circ N_b = \frac{\theta_n}{3+\theta_n} N = \frac{1,829}{3+1,829} \times -1,081 \times 10^3 = -4,094 \times 10^2 \text{ KN}$$

Vérification à L'ELU :

❖ **Dans les fibres comprimées :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} + \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < F_{bu}$$

$$W_{eq} = \frac{I_{\text{béton}}}{\frac{h}{2}} = \frac{0,00225}{0,15} = 0,015 \text{ m}^3$$

$$A_{eq} = b \times h = 1 \times 0,3 = 0,3 \text{ m}^2$$

$$F_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 30}{1,35} = 18,88 \text{ MPa} \quad (\gamma_b = 1,35 \text{ combinaison fondamentale})$$

$$\sigma_b = 1,35 \left(\frac{-4,094 \times 10^2}{0,3} + \frac{-11,446}{0,015} \right) = |-3191,60| \text{ KN /m}^2 < 18880 \text{ KN /m}^2$$

❖ **Dans les fibres tendues :**

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \bar{\sigma}_s$$

$$W_{eq} = \frac{I_{\text{béton}}}{\frac{h}{2}} = \frac{0,00225}{\frac{0,30}{2}} = 0,015 \text{ m}^3$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{200}{1,15} = 173,913$$

$$\sigma_b = 1,35 \left(\frac{-4,094 \times 10^2}{0,3} - \frac{-11,446}{0,015} \right) = |-812,16| \text{ KN/m}^2 < 173913 \text{ KN/m}^2$$

Vérification à L'ELS :

La fissuration est préjudiciable.

❖ Dans les fibres comprimées :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} \pm \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,35 \left(\frac{-4,094 \times 10^2}{0,3} + \frac{-11,446}{0,015} \right) = |-2852,19| \text{ KN/m}^2 < 18000 \text{ KN/m}^2$$

❖ Dans les fibres tendues :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \bar{\sigma}_s$$

$$n = \begin{cases} 1,6 & \text{pour HA} \\ 1 & \text{pour acier lisse} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{c28}} \right] (n = 1,6)$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} \times 200; 110 \sqrt{1,6 \times 30} \right] = 133,333 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,15 \left(\frac{-4,094 \times 10^2}{0,3} - \frac{-11,446}{0,015} \right) = |-812,16| \text{ KN/m}^2 < 133333 \text{ KN/m}^2 \dots \text{CV}$$

➤ Vérification au cisaillement :

• Vérification de cisaillement des cintres :

La contrainte tangentielle τ due à l'effort tranchant T est donné par :

$$\tau = \gamma_f \left(\frac{T_s \times \alpha \times S}{I_s \times \delta} \right) < \frac{\sigma_e}{1,54}$$

α : Distance entre axe des cintres de soutènement

I_s : Moment d'inertie du profilé par rapport à l'axe x-x

S: Moment statique de la demi-section par rapport à l'axe x-x

δ : Epaisseur de l'âme du profilé HEB200 = 9mm

γ_f : Coefficient de pondération $n = \frac{4}{3}$ (Eurocode (4))

$$T_S = \frac{3}{3+\theta_n} T = \frac{3}{3+1,829} \times -178,28 \text{KN} = -110,756 \text{ KN}$$

$$S = A_1 y_1 + A_2 y_2$$

$$S = (20 \times 1.5) \times 9.25 + (8.5 \times 0.9) \times 4.25 = 310 \times 10^{-6} \text{m}^3$$

$I_x = 5696 \text{ cm}^2$ (voir annexe B)

$$\tau = \gamma_f \left(\frac{T_S \times \alpha \times S}{I_S \times \delta} \right) < \frac{\sigma_e}{1,54}$$

$$\tau = 1,33 \left(\frac{-110,756 \times 1 \times 310 \times 10^{-6}}{5696 \times 10^{-8} \times 0,009} \right) = |-89077,518| \text{ KN /m}^2 < \frac{275000}{1,54} = 178571,42 \text{ KN/m}^2 \dots \text{CV}$$

• **Vérification au cisaillement de béton projeté :**

$$\tau = \frac{T_b^{max}}{\alpha d} \leq \bar{\tau}_u$$

α : L'entre-axe des cintres

d : La hauteur utile de la section

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{ctB}}{\gamma_b} ; 4MP_a \right\} \\ \gamma_b = 1,5 \end{array} \right\} = 3 MP_a$$

$$T_b^{max} = \frac{\theta_n}{3+\theta_n} T = \frac{1,829}{3+1,829} \times -178,28 = -67,524 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{-67,524}{1 \times 0,27} = |-250,089| \text{ KN /m}^2 \leq 3000 \text{ KN /m}^2$$

• **Deuxième cas :**

○ $N_{11} = -1,6810^3 \text{ KN.KN}$; $M_{11} = 34,52 \text{ KN.m}$; $T_{13} = 265,62 \text{ KN}$.

➤ **Vérification du cintre :**

$$\circ M_S = \frac{3}{3+\theta_m} M = \frac{3}{3+1,881} \times 34,52 = 21,217$$

$$\circ N_S = \frac{3}{3+\theta_n} N = \frac{3}{3+1,829} \times -1,6810^3 = -1,044 \times 10^3$$

$$\sigma_S = \gamma_f \left(\frac{N_S}{A_{\text{HEB200}}} \pm \frac{M_S}{W_{\text{HEB200}}} \right) < \sigma_e$$

γ_f : Coefficient de pondération (égal à $\frac{4}{3}$ selon Eurocode 4).

$\sigma_e = 275000 \text{ KN/m}^2$ (cintre en acier HEB200).

❖ Dans les fibres comprimées :

$$\sigma_s = 1,33 \left(\frac{-1,044 \times 10^3}{78,1 \times 10^{-4}} + \frac{21,217}{570 \times 10^{-6}} \right) = |-128281,119| < 275000 \text{ KN/m}^2 \dots \text{CV}$$

❖ Dans les fibres tendues :

$$\sigma_s = 1,33 \left(\frac{-1,044 \times 10^3}{78,1 \times 10^{-4}} - \frac{21,217}{570 \times 10^{-6}} \right) = |-227293,785| < 275000 \text{ KN/m}^2 \dots \text{CV}$$

➤ Vérification du béton projeté :

La vérification sera faite à L'ELU et L'ELS. Tout d'abord, on va calculer l'inertie de la section équivalente béton projeté - treillis soudé:

Calcul de la section équivalente béton projeté + deux (2) nappes de treillis soudé.

$$\begin{cases} I_{\acute{e}q} = \frac{b \times h^2}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \\ A_{\acute{e}q} = bh + 15A_s \end{cases}$$

Avec:

b : Largeur de la section de béton projeté.

h : L'épaisseur de la section de béton projeté.

$$A_s = (6\phi 8) = 3,02 \text{ cm}^2$$

La section de treillis soudé $15 \times 15 \text{ cm}^2$, pour un espacement de 1m

$d = 0,27 \text{ cm}$ (Distance entre l'axe neutre du treillis soude et la fibre extrême du béton projeté)

$$I_{\acute{e}q} = \frac{1 \times 0,3^3}{12} + 15 \times 3,02 \times 10^{-4} \left(\frac{0,3}{2} - 0,27 \right)^2 = 2,31 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$A_{\acute{e}q} = 1 \times 0,3 + 15 \times 3,02 \times 10^{-4} = 0,304 \text{ m}^2$$

$$\bullet M_b = \frac{\theta_m}{3 + \theta_m} M = \frac{1,881}{3 + 1,881} \times 34,52 = 13,303$$

$$\bullet N_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} N = \frac{1,829}{3 + 1,829} \times -1,68 \times 10^3 = -6,363 \times 10^2$$

Vérification à L'ELU :

❖ Dans les fibres comprimées :

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} + \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < F_{bu}$$

$$W_{eq} = \frac{I_{béton}}{\frac{h}{2}} = \frac{0,00225}{0,15} = 0,015 \text{ m}^3$$

$$A_{eq} = b \times h = 1 \times 0,3 = 0,3 \text{ m}^2$$

$$F_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 30}{1,35} = 18,88 \text{ MPa} \quad (\gamma_b = 1,35 \text{ combinaison fondamentale})$$

$$\sigma_b = 1,35 \left(\frac{-6,363 \times 10^2}{0,3} + \frac{13,303}{0,015} \right) = |-1666,08| < 18880 \text{ KN/m}^2$$

❖ Dans les fibres tendues :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < F_{bu}$$

$$W_{eq} = \frac{I_{béton}}{\frac{h}{2}} = \frac{0,00225}{\frac{0,30}{2}} = 0,015 \text{ m}^3$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{200}{1,15} = 173,913 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = 1,35 \left(\frac{-6,363 \times 10^2}{0,3} - \frac{13,303}{0,015} \right) = |-4060,62| \text{ KN/m}^2 < 173913 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification à L'ELS :

La fissuration est préjudiciable.

❖ Dans les fibres comprimées :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} + \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,35 \left(\frac{-6,363 \times 10^2}{0,3} + \frac{13,303}{0,015} \right) = |-1666,08| \text{ KN/m}^2 < 18000 \text{ KN/m}^2$$

❖ Dans les fibres tendues :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \bar{\sigma}_s$$

$$n = \begin{cases} 1,6 & \text{pour HA} \\ 1 & \text{pour acier lisse} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{c28}} \right] (n = 1,6)$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} \times 200; 110 \sqrt{1,6 \times 30} \right] = 133,333 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,35 \left(\frac{-6,363 \times 10^2}{0,3} - \frac{13,303}{0,015} \right) = |-4060,62| \text{ KN/m}^2 < 133333 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Vérification au cisaillement

• Vérification de cisaillement des cintres

La contrainte tangentielle τ due à l'effort tranchant T est donnée par :

$$\tau = \gamma_f \left(\frac{T_s \times \alpha \times S}{I_s \times \delta} \right) < \frac{\sigma_e}{1,54}$$

α : Distance entre les axes des cintres de soutènement

I_s : Moment d'inertie du profil par rapport à l'axe x-x

S: Moment statique de la demi-section par rapport à l'axe x-x

δ : Epaisseur de l'âme du profilé HEB200 = 9mm

γ_f : Coefficient de pondération $n = \frac{4}{3}$ (Eurocode 4)

$$T_s = \frac{3}{3+\theta_n} T = \frac{3}{3+1,829} \times -178,28 \text{ KN} = -127,863 \text{ KN/m}^2$$

$$S = A_1 y_1 + A_2 y_2$$

$$S = (20 \times 1.5) \times 9.25 + (8.5 \times 0.9) \times 4.25 = 310 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$I_x = 5696 \text{ cm}^2 \text{ (voir annexe B)}$$

$$\tau = \gamma_f \left(\frac{T_s \times \alpha \times S}{I_s \times \delta} \right) < \frac{\sigma_e}{1,54}$$

$$\tau = 1,33 \left(\frac{-127,863 \times 1 \times 10 \times 10^{-6}}{5696 \times 10^{-8} \times 0,009} \right) = 3317,294 \text{ KN/m}^2 < \frac{275000}{1,54} = 178571,42 \text{ KN/m}^2$$

• Vérification au cisaillement de béton projeté

$$\tau = \frac{T_b^{\max}}{\alpha d} \leq \bar{\tau}_u$$

a : L'entre-axe des cintres

d : La hauteur utile de la section

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \\ \gamma_b = 1,5 \end{array} \right\} = 3 \text{ MPa}$$

$$T_b^{max} = \frac{\theta_n}{3+\theta_n} T = \frac{1,829}{3+1,829} \times -178,28 = -67,524 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau = \frac{67,524}{1 \times 0,27} = 250,088 \text{ KN/m}^2 \leq 3000 \text{ KN/m}^2$$

- **Vérification au cisaillement de l'assemblage :**

On vérifie :

$$T_b \leq T_a = 1,1\varphi(N_0 - N_N)$$

N_0 : Effort de précontrainte dans les boulons.

$$N_0 = 0,8\sigma_{eb}A_r$$

$$N_0 = 0,8 \times 900 \times 803,84 = 578764,8 \text{ N} = 578,764 \text{ KN}$$

$$N_N = \frac{N_S}{n} = \frac{-1,74 \times 10^3}{8} = -217,5$$

$$T_a = 1,1 \times 0,3 \times (578,764 + 217,5) = 262,767 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement dû à T_S^{max} exercé sur chaque boulon :

$$T_b = \frac{T_S^{max}}{n} = \frac{265,62}{8} = 33,202 \text{ KN}$$

$$T_b = 33,202 \text{ KN} \leq T_a = 262,767 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VII.5. Conclusion :

les deux méthodes de creusement de tunnel de Texana sont modélisées en utilisant le logiciel Plaxis avec la prise en compte des caractéristiques géotechnique du terrain et les propriétés mécaniques de soutènement provisoire, la méthode de creusement en section divisée présente des déplacements ainsi que des sollicitations moins importantes que la méthode de creusement en demi-section, et par conséquent, une stabilité assurée par cette méthode.

Conclusion générale

Le tunnel est classé parmi les grands ouvrages d'art dans le génie civil, caractérisé par le mode de construction qui n'est pas absolu, en raison du manque de la connaissance exacte des conditions de la nature du sous-sol et les résultats des études préliminaires, qui sont les études géologiques, géophysiques et hydrogéologiques du site. Le tunnel peut devenir très coûteux lorsqu'il est long et percé dans une roche dure ou au contraire dans une roche friable.

Ce mémoire présente l'étude du tunnel bitube dans la région de Texenna à Jijel, franchissant deux formations rocheuses principales, schiste et l'argilite. Les études mettent à exécution selon les normes françaises sur la construction et la sécurité du projet, par les recommandations d'A.F.T.E.S (Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain).

Le choix de ce thème nous a permis de nous forger une expérience sur les différentes phases de constructions d'un tunnel ainsi que les études préliminaires et l'identification du sol en place, et acquérir de nouvelles connaissances dans le domaine de la géologie, la géotechnique, la géophysique et l'hydrogéologie. Ainsi que la modélisation numérique par l'utilisation du logiciel Plaxis 3D.

La conception du tunnel est composée en deux méthodes principales de creusement (attaque ponctuelle type demi-section et en section divisée), exécuté par la machine brise-roche. Ensuite un soutènement provisoire constitué du béton projeté, boulon d'ancrage reparté et cintre lourd (HEB200), et léger (réticulé) avec des barres de la voûte parapluie. Après la stabilisation. Le choix de la méthode d'excavation ainsi que le mode de soutènement dépend essentiellement de la nature géologique, hydrogéologique et géotechnique de sol entourant le tunnel.

L'intérêt fondamental de la méthode en demi-section par rapport à une méthode de creusement en section divisée est de permettre une mise en place rapide d'un soutènement ou d'un revêtement sur toute la partie supérieure. Par rapport à la pleine section, elle représente l'avantage de nécessiter un matériel moins important et d'employer des moyens de terrassement habituels pour l'excavation du Stross.

La méthode de creusement en section divisée présente une stabilité plus importante de l'ensemble du tunnel et le terrain entourant le tunnel par rapport à la méthode de creusement en demi-section qui nous a permis d'utiliser un soutènement provisoire de section réduite (diminution de la section des profilés, augmenter la distance entre les cintres).

Côtoyer l'entreprise de réalisation, le bureau d'études et le laboratoire chargés du suivi, constituera une riche expérience pour nous, afin de mieux connaître le monde du travail et concrétiser les connaissances acquises durant notre étude universitaire. L'étude de ce projet important, nous a permis de travailler sur beaucoup de sujets en même temps tels que la résistance des matériaux, la géotechnique, la géologie et les techniques de construction etc.

Notations générale :

U: Déplacement unitaire.	[m]
ν : Coefficient de Poisson.....	[-]
ν_u : Coefficient de Poisson ultime.....	[-]
σ : Contrainte.....	[KN/m ²]
σ_n : Contraintes normales.....	[KN/m ²]
τ : Contraintes de cisaillement (tangentielle).....	[KN/m ²]
$\bar{\tau}$: Seuil de la contrainte tangentielle.....	[KN/m ²]
φ : Angle de frottement interne du sol.....	[°]
Ψ : Angle de dilatance du sol.....	[°]
\emptyset : Le diamètre des boulons.....	[m]
E: Module d'Young.....	[KN/m ²]
e: Épaisseur.....	[m]
C : : Cohésion du sol	[KN/m ²]
EA : Rigidité normale.....	[KN/m ²]
EI : Rigidité de flexion.....	[KN/m ²]
B : Largeur de la galerie.....	[m]
Ht : Hauteur de la galerie.....	[m]
R : Rayant d'excavation	[m]
p : Pression.....	[KN/m ²]
λ_p : Taux de confinement de terrain à la pose de soutènement.....	[-]
σ_c : La résistance à la compression.....	[KN/m ²]
σ_k : La résistance de dureté de roche.....	[KN/m ²]

Creusement : Ensemble des opérations d'abattage et de marinage. Au sens large, peut désigner l'ensemble des opérations de réalisation d'un tunnel.

Avancement : Longueur de tunnel sur laquelle une opération est effectuée pendant un temps donné (heure, jour, mois, poste). L'opération peut être une opération élémentaire (excavation, petite galerie, bétonnage, demi-section supérieure) ou l'ensemble d'un cycle d'opérations concourant à l'exécution de tout ou partie d'un tronçon d'ouvrage.

Boulon : Tige métallique destinée à renforcer la roche. Mise en place dans un forage, elle est ancrée dans la roche à une extrémité ou sur toute sa longueur et serrée sur la surface rocheuse au moyen d'une plaque et d'un écrou à l'autre extrémité qui est filetée. Pour renforcer le front de taille des tunnels on utilise des boulons en fibre de verre de grande longueur, faciles à détruire lors de l'abattage.

Boulonnage radial : Opération consistant à renforcer le terrain autour d'une galerie par des boulons disposés radialement en auréoles successives.

Bulle d'air : Dans les boucliers à pression de boue, système de régulation par pression d'air comprimé de la pression de boue au front de taille et le transport des déblais.

Cake : Fine membrane d'imprégnation de boue se formant sur la surface du front de taille et assurant sa stabilité

Calotte : Partie supérieure et centrale de la voûte.

Cintre : Support en forme d'arc réalisé au profil du tunnel et mis en place contre la paroi pour soutenir le terrain, soit directement avec des calages, soit par l'intermédiaire d'un blindage. Il est généralement en acier.

Etanchement : Opération visant à limiter à une valeur acceptable ou à annuler le débit d'eau qui traverse un revêtement.

Excavation : Ensemble des deux opérations d'abattage et de marinage. Peut désigner le résultat c'est-à-dire le volume vide laissé par celles-ci.

Pré-soutènement : Soutènement mis en place à la périphérie de la section à excaver, en avant du front de taille (par exemple : pré voûte; voûte-parapluie)

Radier : Partie inférieure du tunnel située entre les deux piliers. Le radier peut être laissé brut ou être constitué par une dalle ou un arc en béton.

Soutènement : Ensemble des dispositifs assurant la stabilité provisoire (jusqu'à la mise en place d'un revêtement définitif) de l'excavation et la sécurité du chantier : boulons, cintres, blindage, béton projeté. Opération consistant à mettre en oeuvre ces dispositifs

Stross : Terrain à excaver situé dans la partie inférieure du profil comprise, en hauteur, entre la demi-section supérieure et le radier et, en largeur, entre les piliers.

Terrain encaissant : Terrain dans lequel est réalisé un ouvrage. Le terrain encaissant peut être surmonté par des couches de terrain de nature différente

Une unité Lugeon : est le débit moyen injecté sous une pression de 1 MPa, exprimé en litres par minute et ramené à un mètre de forage.

Machine à attaque ponctuelle: Machine n'attaquant qu'une partie du front de taille et dont la conception initiale n'est pas liée à une forme de section déterminée a priori.

Marinage : Opération comprenant le chargement et l'évacuation à l'extérieur du tunnel des déblais provenant de l'abattage, ou "marin".

Piédroits : Parties verticales de la section transversale du tunnel, comprises entre la voûte et le sol de fondation de l'ouvrage. Par extension, parties latérales de la section transversale d'un tunnel.

Pleine section : Creusement en une seule phase de la totalité de la section d'un tunnel.

Pré-soutènement : Soutènement mis en place à la périphérie de la section à excaver, en avant du front de taille (par exemple : pré voûte; voûte-parapluie).

Purge : Elimination des blocs instables de la paroi de l'excavation.

Revêtement : Ensemble des dispositifs à ajouter au soutènement pour assurer la stabilité définitive de l'ouvrage souterrain. Le revêtement constitue la structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel. .

Section divisée : Méthode de creusement consistant en l'ouverture d'une (ou plusieurs) galerie (s) de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser.

Séquentiel (creusement) : Désigne une méthode d'exécution où les opérations de creusement et de soutènement sont bien distinctes, par opposition au creusement au tunnelier où la même machine réalise les deux opérations en continu.

Terrain encaissant : Terrain dans lequel est réalisé un ouvrage. Le terrain encaissant peut être surmonté par des couches de terrain de nature différente.

Tir : Opération consistant à mettre à feu l'explosif

Tir séquentiel : Système d'amorçage programmé des différentes lignes d'un plan de tir. Travers banc (creusement en) Cas où l'axe du tunnel se rapproche de la direction normale aux couches de terrain ou principaux plans de discontinuités.

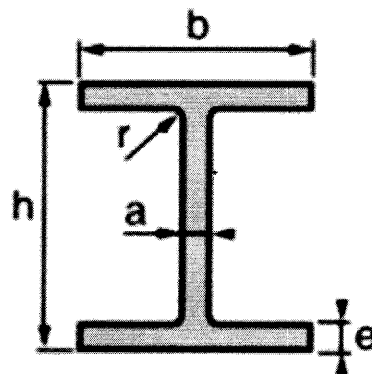
Tunnelier : Machine destinée à réaliser des tunnels assurant des fonctions étendues pouvant aller de l'excavation à la pose du revêtement final.

Tableau V.1. 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	0,00112	-0,00120	1,2750	0,0750
0,12	0,00167	-0,00167	0,0390	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	0,01439	-0,01439	0,3725	0,2053
0,38	0,01589	-0,01589	0,3540	0,2151
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	-0,02801	0,2801	0,2801

Poutrelles HEB:

Acier S275JR - Tolérances : selon NF EN 10034 Tolérance sur la masse (Norme NF EN 10034)



CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES

PROFILE	Caractéristique dimensionnelles					Masse linéique P (Kg/m)	Section A (cm ²)
	h (mm)	b (mm)	a (mm)	e (mm)	r (mm)		
100	100	100	6	10	12	20,4	26
120	120	120	6,5	11	12	26,7	34
140	140	140	7	12	12	33,7	43
160	160	160	8	13	15	42,6	54,3
180	180	180	8,5	14	15	51,2	65,3
200	200	200	9	15	18	61,3	78,1
220	220	220	9,5	16	18	71,5	91
240	240	240	10	17	21	83,2	106
260	260	260	10	17,5	24	93	118,4
280	280	280	10,5	18	24	103	131,4
300	300	300	11	19	27	117	149,1
320	320	300	11,5	20,5	27	127	161,3
340	340	300	12	21,5	27	134	170,9
360	360	300	12,5	22,5	27	142	180,6
400	400	300	13,5	24	27	155	197,8
450	450	300	14	26	27	171	218
500	500	300	14,5	28	27	187	238,6
550	550	300	15	29	27	199	254,1
600	600	300	15,5	30	27	212	270
650	650	300	16	31	27	225	286,3
700	700	300	17	32	27	241	306,4
800	800	300	17,5	33	30	262	334,2
900	900	300	18,5	35	30	291	371,3
1000	1000	300	19	36	30	314	400

Dimensions de profilé HEB 200 :

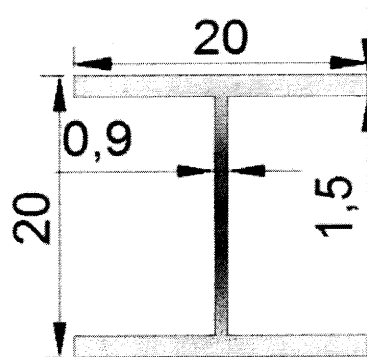


Figure C.1. Le profilé HEB200 (dimensions en cm).

Profil	$I_x (cm^4)$	$I_x /$	$i_x (cm)$	$I_y (cm^4)$	I_y / I_y	$i_y (cm)$
100	450	90	4,16	167	33	2,53
120	864	144	5,04	318	53	3,06
140	1509	216	5,93	550	79	3,58
160	2492	311	6,78	889	111	4,05
180	3831	426	7,66	1363	151	4,57
200	5696	570	8,54	2003	200	5,07
220	8091	736	9,43	2843	258	5,59
240	11259	938	10,30	3023	327	6,08
260	14919	1150	11,2	5135	395	6,58
280	19270	1380	12,10	6595	471	7,09
300	25166	1680	13,00	8563	571	7,58
320	30823	1930	13,80	9239	616	7,57
340	36656	2160	14,60	9690	646	7,53
360	43193	2400	15,50	10141	676	7,49
400	57680	2880	17,10	10819	721	7,40
450	79887	3550	19,10	11721	781	7,33
500	107176	4290	21,20	12624	842	7,27
550	136691	4970	23,20	13077	872	7,17
600	171041	5700	25,20	13530	902	7,08
650	210616	6480	27,10	13,984	932	6,99
700	256888	7340	29	14441	963	6,87
800	359083	8980	32,80	14904	994	6,68
900	494065	10980	36,50	15816	1050	6,53
1000	644748	12890	40,10	16276	1090	6,38

Références bibliographiques

- [1] Pitro Lunardi « Design And Construction Of Tunnels» 2008
- [2] Guide Du Béton Coffré En Tunnel « Centre d'études des tunnel » 1983
- [3] Prise en compte du mode de pressurisation du front et de la géologie dans l'étude de l'impact du creusement de tunnels, Thèse de doctorat, Ecole doctorale : MEGA Mécanique, Energétique, Génie Civil, Acoustique, Spécialité : Génie Civil
L'institut national des sciences appliquées de Lyon
- [4] Département De Travaux Publics «Etude Et Conception D'un Tunnel Bitube Ferroviaire»
2013
- [5] kitchah fethi « Etude numérique de la stabilité d'une section du tunnel T4 de l'autoroute Est ouest» Batna 2012
- [6] CTPP rapport géophysique « Contrôle Technique Travaux Publique »
- [7] Mécanique des Roches et Travaux Souterrains
(Cours et exercices corrigés) Huitième édition Janvier 2012
- [8] www.aftes.asso.fr/ le site de l'aftes (incontournable)
www.ita-aites.org/ le site de l'aftes (l'aftes mondiale)
- [9] marc panet .PENPC.PARIS
« Calcul Des Tunnels Par La Méthode Convergence-Confinement» 1995
- [10] Agence Nationale des Autoroutes (Analyse De L'étude D'avant-projet Sommaire)
2012 « Pénétrante Autoroutière Reliant Le Port De Djen Djen À L'autoroute Est-Ouest Sur 100 Km»
- [11] Agence Nationale des Autoroutes (Lot Tunnel Rapport Explicatif)
2013 « Pénétrante Autoroutière Reliant Le Port De Djen Djen À L'autoroute Est-Ouest Sur 100 Km
- [12] Kerroum Aissa .Ouazet Bilal(MasterAcadémique en Géologie) « Caractéristique Géologique Géophysique Et Géomecanique De La Masse Rocheuse Du Site Du Tunnel Bitube De Texenna» Jijel 2013