

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



Département de Génie Civil

Projet de fin d'études
En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Thème
Etude d'un tronçon de tunnel en mine multicouches
cas du métro d'Alger

Soutenues le 26 juin 2013 devant le jury composé de :

Président de jury : professeur TILIOUINE

Encadrés par : Mr.DEMIDEM

Examineur : Mr.LARIBI

Mr.LAKHAL

Invité : MR.MAGHAZY

Membre permanent : Mme.BAOUCHE

Réalisé par :

BENTAHAR Allal Abdenour

KADIK Abdenour

Encadré par :

Mr. M.DEMIDEM

Promotion JUIN 2013

Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Pasteur Hassen Badi BP 182 El-Harrach

16200 Alger (Algérie)

Remerciements

Nous remercions avant tout Dieu le tout puissant de nous avoir donné force, santé, et patience afin que nous puissions accomplir ce travail.

Nous remercions chaleureusement le président du jury, Monsieur le Professeur TILIOUINE Boualem, qui nous a fait l'honneur de présider et d'examiner notre modeste travail.

Nous remercions également les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre travail.

Nous exprimons notre gratitude à notre promoteur M.Demidem pour son encadrement efficace et pour nous avoir guidés et orientés par ses conseils scientifiques enrichissants et ses remarques pertinentes. Aussi, nous tenons à remercier monsieur M.Maghazy pour avoir mis à notre disposition ses compétences et ses conseils constructifs afin de mener ce projet à bon terme. Nous remercions également et tout particulièrement Mr.Ghani, pour nous avoir donné l'opportunité de travailler sur ce projet et pour son aide précieuse et plus que nécessaire

Nos remerciements vont également à tous les enseignants de l'ENP, particulièrement les enseignants du département de Génie civil. Nous adressons nos plus sincères remerciements à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce travail, sans oublier tous nos camarades de génie civil. Et enfin, nous avons gardé le plus chaleureux des remerciements à nos parents pour leurs encouragements et soutiens permanents, qui ont pleinement contribué à la réussite de nos études.

Je dédie ce modeste travail à

A mes chers parents à qui je dois énormément

A ma sœur et mon frère

A Tout ma famille

Et à tous mes amis.

KADIK Abdenour

Je dédie ce Modest travail à

A ma défunte grand-mère

BENTAHAR ALAL ABDENOUR

ملخص

الهدف من عملنا هذا هو دراسة نفق منجم تم انشاؤه باستعمال أسلوب (NATM) الطريقة النمساوية الجديدة لحفر الأنفاق) وذلك باستعمال طريقة ردود الفعل غير محددة و لتحقيق هذه الغاية استخدمنا البرنامج SAP2000 . الكلمات المفتاحية : نفق , NATM , طريقة ردود الفعل غير محددة .

Résumé :

L'objectif de notre travail est l'étude d'un tunnel en mine réalisé par la méthode NATM(The New Austrian Tunnelling Method) . Le soutènement provisoire et revêtement définitif sont dimensionnés par la méthode des réactions hyperstatiques. À cet effet, nous avons utilisé le logiciel SAP2000 version 15.

Mots clés : Tunnel, NATM, Soutènement, Revêtement définitif, Réactions Hyperstatiques, SAP 2000.

Abstract :

The objective of our work is the study of a urban tunnel realized by NATM method (The New Austrian Tunnelling Method). The permanent and primary tunnel linings are designed by the statically-indeterminate reaction method, For this purpose, we used software SAP2000 .

Keywords: Tunnel, NATM, Lining, Statically-Indeterminate Reaction,SAP2000.

Table des matières :

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Généralité.....	3
I.1 historique.....	4
I.2 Classification des tunnels.....	5
I.3 La section transversale.....	6
I.3.2 Le gabarit libre.....	6
I.3.3 Influence de la nature du terrain.....	7
I.3.4 Rôles de la méthode d'exécution.....	7
I.3.5 Influence des matériaux de revêtement utilisés.....	7
I.3.6 Profils à simple ou à double voie.....	8
I.4 Profil en long et tracé en plan.....	8
Chapitre II : Moyens de reconnaissance géologique, géotechnique et hydrogéologique.....	10
II. 1 INTRODUCTION.....	11
II .2Reconnaitances géologiques.....	11
II.2.1. Objectifs.....	11
II.2.2 Moyens de reconnaitances géologiques.....	11
III. Reconnaissance hydrogéologiques.....	13
III.1 Objectifs.....	13
III.2 Moyens de reconnaitances hydrologiques.....	13
IV Reconnaissance géotechniques.....	14
IV.1 Objectifs.....	14
IV.2 Moyens de reconnaitances géotechniques.....	14
V. Galerie de reconnaissance.....	15
Chapitre III : Méthodes de creusement et de réalisation.....	16
III .1Construction et réalisation.....	17
II.2. Choix du procédé de construction.....	17
III.3. Les différentes méthodes de creusement (excavation).....	19
III.3.1. Creusement à plein section.....	19
III.3.2 à demi-section.....	20
III.3.3 Creusement en section divisée.....	20
III .3.3.1 Méthode de la galerie faite (Méthode belge-française).....	22
III.3.3.2 La méthode des deux galeries.....	22
III.3.3.3 Méthodes des trois galeries (méthodes Allemande).....	22
III.3.3.4 Méthode contre voutée (méthode Italienne).....	22
III.3.4Méthode de creusement à plein calotte.....	22
III.4. Mode d'exécution des creusements.....	23
III.4.1 Exécution du creusement dans les terrains meubles.....	23
III.4.1.1 La pelle hydraulique.....	23
III.4.1.2 Le bouclier.....	23
III.4.1.2.1 Les boucliers ouverts.....	23
III.4.1.2.2 Les boucliers pressurisés.....	23
III.4.2 Exécution dans les terrains durs.....	24
III.4.2.1 Creusement mécanique.....	24
III.4.2.1.1 Machine à attaque globale TBM.....	24
II.4.2.2 Attaque à l'explosif.....	25
III.4.2.3 Creusement à l'aide du ciment expansif.....	26
III.5 Soutènement.....	26
III.5.1 Les différents types de soutènement.....	27
III.5.1.1 Les boulons d'ancrage radiaux.....	27

III.5.1.1.1 Les boulons passifs	27
III.5.1.1.2 Les boulons actifs	28
III.5.1.2 Le béton projeté	28
III.5.1.3 Voussoirs en béton préfabriqué.....	29
III.5.1.4 Cintres légers	30
III.5.1.5 Cintres réticulés	30
III.5.1.6 Cintres lourds et blindage	31
III.5.1.7 Blindage.....	31
III.5.1.8 Enfilage	32
III.5.1.2 Soutènement au front de taille	32
III.5.1.3 Soutènement par amélioration des caractéristiques du sol	32
III.5.1.4 La congélation	33
III.5.1.5 LA NOUVELLE MÉTHODE AUTRICHIENNE (NMA ou NATM)	33
III.6 Choix d'un mode de soutènement	36
III.7. Le revêtement définitif	36
III.7.1 Fonction du revêtement	37
III.7.2 Critères de conception	37
Chapitre IV : Descriptif de l'ouvrage.....	38
IV.1 Présentation du projet.....	39
IV.2 Conditions géologiques et hydrogéologiques.....	41
IV.2.1 Les conditions géologiques.....	41
IV.2.2 Les conditions hydrogéologiques	42
IV.3 Les conditions géotechniques	42
IV.4 Caractéristique géométrique.....	42
IV.5 Matériaux d'exécution.....	43
Chapitre V : Méthodes de dimensionnement.....	45
V.1 Introduction	46
V.2 position du problème	46
V.3 Difficultés du calcul	46
V.4 Classification des méthodes.....	47
IV.5 Principe de la méthode des réactions hyperstatiques.....	48
Chapitre VI : Calcul des charges.....	50
VI.1	51
Introduction.....	
VI.2 Les pressions souterraines.....	51
VI.2.1 Poussée des détonations.....	51
VI.2.2 Poussées géologiques.....	52
VI.2.3 Poussées du au gonflement.....	53
VI.3 Evaluation des charges.....	54
VI.3.1 Les méthodes semi-empiriques.....	54
VI.3.1.1 Charges verticales.....	54
A) Théorie de TERZAGHI.....	54
B) Théorie de BIERBAUMER.....	57
C) Théorie des poids des terres	57
D) Théorie de PROTODIAKONAV.....	58
VI.3.1.2 Charges horizontales	59
A) Théorie de TERZAGHI.....	59
B) Méthode de Coulomb-Rankine.....	60
C) Théorie poids des terres.....	61
D) L'expérience SOVIETIQUE.....	61

E) Théorie de PROTODIACONOV.....	62
VI.3.1.3 Evaluation des pressions agissantes au niveau du radier.....	62
VI.3.1.3.1 Théorie de TSIMBARIÉVITCH.....	63
VI.3.1.3.2 Méthode de TERZAGHI.....	65
VI.4. Détermination des charges.....	67
VI.4.1. Calcul des charges agissant sur le soutènement provisoire.....	67
VI.4.1.1. Charges verticales.....	67
A- Théorie de TERZAGHI.....	67
B- Théorie BIERBAUMER.....	68
C- Théorie des poids des terres.....	69
VI.4.1.2. Charges horizontales.....	69
A- Théorie de TERZAGHI.....	69
B- Théorie de COULOMB-RANKINE.....	69
C- Théorie poids des terres.....	70
D- L'expérience SOVIÉTIQUE.....	70
VI.4.1.3. Evaluation des charges agissant au niveau du radier.....	71
VI.4.2. Calcul des charges agissant sur le revêtement définitif.....	72
VI.4.2.1. Charges verticales (Théorie de TERZAGHI).....	72
VI.4.2.2. Charges horizontales (Théorie de COULOMB-RANKINE).....	73
VI.5. Conclusion.....	74
CHAPITRE VII : Revêtement provisoire.....	75
VII.1. Introduction.....	75
VII.2. Choix du mode de soutènement.....	75
VII.3. La méthode des réactions hyperstatiques.....	77
VII.3.1. Conditions d'utilisation de la méthode.....	78
VII.3.2. Modélisation par logiciel SAP2000.....	78
VII.4. Prédimensionnement de la couche de béton projeté.....	79
VII.5. Répartition des efforts internes entre les cintres métallique et la voûte en béton projeté.....	80
VII.5.2. Rigidité du cintre métallique.....	81
VII.5.3. Rigidité de la voûte en béton projeté.....	81
VII.5.4. Rigidité du soutènement provisoire (section homogénéisé).....	81
VII.5.5. Coefficients de répartition d'efforts normaux et moments fléchissant.....	82
VII.5.6. Répartition des efforts internes.....	82
VII.6. Vérification du soutènement provisoire.....	82
VII.6.1. Vérification du cintre métallique.....	82
VII.6.2. Vérification du béton projeté vis-à-vis du béton projeté.....	83
VII.7. Etude du cas de notre tunnel.....	84
VII.7.1. Choix du mode de soutènement.....	84
VII.7.2. Prédimensionnement de la couche du béton projeté.....	85
VII.7.2.1. Calcul de l'épaisseur.....	85
VII.7.3. Choix des cintres Métalliques.....	85
VII.7.3.1. Modélisation.....	87
VII.7.3.1.1. La déformé.....	88
VII.7.3.1.2. Efforts internes.....	89
VII.7.3.2. Contrainte de vérification pour le cintre.....	90
VII.7.3.3. Détails de la Vérification du soutènement provisoire HEB 180.....	91
VII.7.3.3.1. Vérification du cintre métallique.....	92
VII.7.3.3.2. Vérification du béton projeté.....	92
VII-7.4. Conclusion.....	93

VII.8. stabilité du front de taille.....	94
Chapitre VIII : convergence confinement.....	98
VIII.1. Introduction.....	99
VIII.2. Hypothèses de la méthode.....	99
VIII.3. Courbe de convergence.....	100
VIII.4. Courbe de confinement.....	101
VIII.5. Domaine d'application de la méthode.....	101
VIII.6. Principes de calcul.....	102
VIII.7. Principe de calcul de taux de déconfinement à la mise en place du soutènement.....	103
VIII.8. Application à notre cas.....	104
VIII.8.1. Données de calculs.....	104
VIII.8.1. courbe de convergence.....	105
VIII.8.2. la courbe de confinement.....	105
VIII.8.3. Courbe de Convergence Confinement.....	106
VIII.8.4. Résultats de calcul.....	107
Chapitre IX : Le tassement.....	108
IX.1. Introduction.....	108
IX.2. Description générale des mouvements de sol.....	108
IX.3. Méthodes de prédiction du tassement.....	109
IX.3.1. Méthodes empiriques et semi-empiriques.....	109
IX.3.2. Estimation de i	111
IX.3.3. Estimation de S_{max}	112
IX.3.4. Relation entre le déplacement de la clef de tunnel et le tassement en surface.....	113
IX.3.5. Détermination empirique des volumes de sol en mouvement.....	113
4-Méthode analytique.....	117
IX.3.6. Théorie de tassements selon Herzog.....	117
IX.4.1. Modèle de réflexion.....	117
IX.4.2. dérivation théorique.....	119
IX.5. Méthodes numériques non empiriques.....	119
IX.6. Calcul dans notre cas.....	119
IX.6.1. Méthodes empiriques et semi-empiriques.....	120
IX.6.2. Estimation de i	120
IX.6.3. Estimation de S_{max}	120
X.6.4. relation entre le déplacement de la clef de tunnel et le tassement en surface.....	121
IX.6.5. Méthode analytique.....	121
Chapitre X : Revêtement définitif.....	122
X.1 Introduction.....	123
X.2 Modélisation.....	123
X.3 Efforts internes.....	124
X.3.1 Moments fléchissant.....	124
X.3.2 Efforts normaux.....	125
X3.3Efforts Tranchants.....	126
X.4 Vérification du revêtement définitif vis-à-vis des ELU.....	126
X.4.1 Flexion composée.....	126
X.4.2 Effort tranchant.....	127
X.5.Ferraillage.....	128
X.5.1 Ferraillage longitudinal.....	128
X.5.2 Ferraillage transversal.....	128
X.5.3 Armature de répartition.....	129

X.6.Schémas de ferrailages.....	130
X.7 Conclusion.....	131
Chapitre XI : Etude sismique	133
XI.1 Introduction.....	134
XI.2 Déformation axiale et déformation de courbature	134
XI.4 Action sismique le long de l'axe du tunnel : traction et compression.....	135
XI.4.1Déplacements et déformations en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel ...	135
XI.4.1 Déplacement axial.....	135
XI.4.2 Déplacement transversal.	136
XI.5. Action sismique dans le plan de la section droite : ovalisation.....	137
XI.5.1.Ovalisation en champ libre.....	137
XI.6.sollicitation induite sur le tunnel.....	138
XI.6.1. due à l'ovalisation transversale	138
XI.6.1.1.Cas de non prise en compte l'interaction sol-structure	138
XI.6.1.2. Cas de prise en compte l'interaction sol-structure.....	139
XI.6.2. due aux déformations axiales et de courbature.....	139
XI.6.2.1. Cas de non prise en compte de l'interaction terrain structure.....	139
XI.6.2.2. Cas de prise en compte de l'interaction terrain- structure.....	140
XI.7.Application	141
XI.7.2. sollicitations induite sur le tunnel.....	141
XI.7.2.1due à l'ovalisation transversale	141
XI.7.2.1.1. Cas de non prise en compte l'interaction sol-structure	141
XI.7.2.1.2.Cas de prise en compte l'interaction sol-structure	141
XI.7.3. Le Ferrailage	141
CHAPITRE XII : Etude paramétrique.....	423
XII.1. Le but	144
XII.2. Variation de la stratification.....	145
XII.2.1. Variation de la hauteur de la couche TS en détrimment de la couche QM	145
XII.2.1.1. Revêtement provisoire	146
XII.2.2. Revêtement définitif.....	149
a) En voûte.....	149
b) En radier.....	152
VII.2.2. Variation de QM-QS	154
VII.2.2.1 Soutènement provisoire	155
VII.2.2.2. Revêtement définitif	157
a) En voûte.....	157
b) En radier.....	159
VII.3. Variation du module de rigidité Es	161
VII.3.1. Revêtement provisoire	162
VII.3.2. Revêtement définitif	163
a) En voûte.....	163
b) En radier.....	165
VII.4. Variation de phi	167
VII.4.1. Soutènement provisoire	167
VII.4.2. Revêtement définitif	168
1) En voûte.....	169
2) En radier.....	171
VII.5. Variation de c	173
VII.5.1. Soutènement provisoire	173

VII.5.2. Revêtement définitif	175
a) En voûte.....	175
b) En radier.....	176
VII.6. Conclusion.....	177
Conclusion générale.....	178

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1: Evolution des dimensions des tunnels à travers le temps.....	5
Tableau IV-2 : Caractéristiques géotechnique.....	42
Tableau VI 3 : caractéristiques du sol.....	71
Tableau VII-4: classification du terrain selon l'AFTES.....	76
Tableau VII. 5: classification du mode de soutènement selon l'AFTES.....	76
Tableau VII-6 : épaisseur de la couche de béton projeté en fonction de la section excavée.....	80
Tableau VII-7 : pourcentages du moment fléchissant repris par le béton projeté pour différent a.....	86
Tableau VII-8 : pourcentages de l'effort normal repris par le béton projeté pour différent a.....	86
Tableau VII-9: pourcentages du moment fléchissant repris par le cintre métallique HEB pour différents (HEB, a).....	86
Tableau VII-10: pourcentages de l'effort normal repris par le cintre métallique HEB en fonction de a.....	87
Tableau VIII. 11: Données de calcul C-Lambda (Convergence - Confinement).....	104
Tableau VIII.8: Résultats de calculs C-Lambda (Etat d'équilibre).....	107
Tableau IX-12 : estimation de « i » a partir de relation empirique.....	112
Tableau IX.13 estimation de S_{max} a partir des relations empiriques.....	113
Figure IX-3 : Ordre de grandeur du volume de sol perdu dans un tunnel creusé dans l'argile en fonction de N(d'après Clough & Schmidt [1977]).....	116
Tableau IX.4 : relations empiriques permettant l'estimation de $\frac{V_s}{V_t}$	117
Tableau X- 1 : tableau de vérification de la nécessité du ferrailage dans le revêtement Définitif.....	127
Tableau X- 2: résultat de la vérification de la nécessité du ferrailage du revêtement définitif.....	127
Tableau X- 3 : vérification du revêtement définitif vis-à-vis de l'effort tranchant.....	127
Tableau X- 4 : tableau du ferrailage longitudinal du revêtement définitif.....	128

Tableau X- 5 : tableau du ferrailage transversal du revêtement définitif.....129

Tableau X- 6 : Tableau des armatures de répartition du revêtement définitif.....129

Listes des Figures :

Figure III-1: creusement a pleine section.	19
Figure III.2: représentation des phases de creusement a demi section.	20
Figure III.3: images montrant le creusement en section divisée.	21
Figure III.4:les différents types de section divisée.	21
Figure III.5:schéma montrant le fonctionnement d'un bouclier pressurisé.	22
Figure III.6:image montrant le creusement grâce a un bouclier pressurisé.	24
Figure III.7:Plan de tir séquentiel - Pleine section et demi-section.	26
Figure III.8:Boulons passifs (ancrage ponctuel, ancrage réparti).	27
Figure III.9:Boulon à ancrage par gonflement ; b- Boulon à ancrage par compression.	28
Figure III.10:image montrant l'application du béton projeté vue de l'intérieur.	29
Figure III.11:image synthèse 3D montrant l'application (du béton projeté vue de l'extérieur).	29
Figure III.12: voussoir préfabriqué.	30
Figure III.13:Cintre coulissant (Type Th).	30
Figure III.14:section transversale du cintre HEB.	30
Figure III.15: Cintre réticulé.	31
Figure III.16: blindage.	32
Figure III.17:enfilage.	32
Figure III.18:(a)Voûtain de terrain entre deux cintres (b) Technique de l'enfilage.	32
Figure III.19: NATM.	33
Figure IV.20: plan de la ligne principale avec les extensions.	39
Figure IV.21:profile en long.	40
Figure IV.22: coupe longitudinale du tunnel.	41
Figure IV.23: forme de la section transversale.	43
Figure IV.24:forme de la section transversale du soutènement provisoire.	43
Figure V-25: classification des méthodes de dimensionnement du revêtement et du	47

soutènement.

Figure VI-26:Processus de l'affaissement du coin de voute.	52
Figure VI.27:effet de voute selon TERZAGHI.	53
Figure VI.28:desente de charges selon TERZAGHI	54
Figure VI.29:descente de charges selon la méthode des poids des terres.	57
Figure VI.30:répartition de la charge verticale d'après PROTODIAKONOV.	58
Figure VI. 31:Théorie de COULOMB-RANKINE.	59
Figure VI. 32: l'expérience soviétique.	61
Figure VI-33 : Théorie de TSIMBARIEVITCH	62
Tableau VI.1:Coefficient de résistance n_0 en fonction φ .	67
Figure VII-34: la méthode des reaction hyper statiques.	77
Figure VII-35: réaction du terrain représenté par des ressorts (avec interaction sols structure).	78
Figure VII-36: réaction du terrain représenté par des ressorts (sans interaction sols structure).	78
Figure VII-37: cintre HEB enfuie dans du béton projeté.	80
Figure VII-38 : Modèle de calculs du soutènement provisoire en 3D	87
Figure VII- 39 : Modèle de calculs du soutènement provisoire en 2D	88
Figure VII-40 : Déformation en 2D du soutènement provisoire (HEB 180).	89
Figure VII-41 : Digramme du moment fléchissant du soutènement provisoire (HEB180).	90
Figure VII-42 : Digramme de l'effort normal du soutènement provisoire	90
Figure VII-43 : Diagramme de l'effort Tranchant du soutènement provisoire.	91
figureVII-2 : section du cintre HEB.	91
figure VII-13 : efforts agissant sur le front de taille.	95
Figure VIII.44 : La méthode Convergence – Confinement	100
Figure VIII.45: diagramme de convergence confinement	100
Figure VIII.46 : Notion de pression fictive et taux de déconfinement autour du front de taille.	101

Figure VIII.4: La pression de convergence P_i en fonction de U_r .	106
Figure IX-47 : Cuvette de tassement 3D.	110
Figure IX-48 : profil gaussien de la cuvette de tassement en surface.	111
Figure IX-49 : Mouvements de sol. Perte de volume (Uriel [1989]).	114
Figure IX.50 : Schéma du diamètre initial et final d'un tunnel excavé.	115
Figure X-51 : <i>Vue en 3D de la section étudiée du revêtement définitif</i>	123
Figure X-52: Déformation en 2D du revêtement définitif.	123
Figure X-3 : Diagramme du moment fléchissant du revêtement définitif.	124
Figure X-4 : Diagramme de l'effort normal du revêtement définitif.	125
Figure X-5 : Diagramme de l'effort tranchant du revêtement définitif.	126
Figure X-6 : schéma du ferrailage du revêtement définitif	127
Figure X-7 : Ferrailage de section droite de la voûte	131
Figure X-8 : ferrailage de la section droite du radier.	131

Introduction générale

Pourquoi le souterrain ? :

Depuis l'aube de l'humanité, l'homme s'est contenté de planifier en deux dimensions. Cependant, Cette planification se révéla petit à petit inefficace. Mais l'intelligence de l'homme lui a permis d'agrandir son champ d'action. En effet, le seul moyen pour augmenter l'espace vital de l'homme sans prendre plus de place à la surface de la terre (car ceci se révèle impossible avec la concentration actuelle des structures habitationnelles) est de penser en trois dimensions. Bien que penser en trois dimensions soit quelque chose d'assez aisé, mettre ces pensées en pratique se révèle bien plus compliqué : les difficultés techniques sont considérables. Mais ces difficultés ont été surmontées par la science de l'homme : en rassemblant les idées, en tenant compte de ses réussites et ses échecs, en utilisant sa force d'imagination et en améliorant ses techniques, en vue d'atteindre ses objectifs (construction de structures en surfaces et en souterrain).

Construire en souterrain n'a pas toujours été facile. Par contre faire usage de facilités souterraines est chose plus aisée. C'est pour cela que dès le début, l'homme n'a fait qu'utiliser les facilités que la nature avait mises à sa disposition. Car l'origine des premiers ouvrages souterrains est bien la nature : les grottes et les cavernes sont le résultat d'actions naturelles. Mais certains impératifs ont amené l'homme à s'installer dans ces cavités naturelles, notamment pour éviter les rigueurs du climat et les agressions. Les habitations troglodytes jouent encore aujourd'hui un rôle marquant dans l'occupation du sous-sol.

Au début, l'espace souterrain était occupé à des fins de défense. Pourtant, les principales évolutions en matière de souterrain ne se sont faites qu'à partir du XIX^e et surtout dans le XX^e siècle. Et cela suite au développement économique, qui a engendré une croissance dans divers domaines d'activité humaine : les transports (routes et chemin de fer), le « stockage », etc.

Pour la bonne compréhension des raisons d'aller en souterrain, il est nécessaire de citer quelques caractéristiques essentielles du sous-sol :

- Le sous-sol est un espace qui peut recevoir des infrastructures difficiles, impossibles ou indésirables en surface.
- Le sous-sol offre un espace naturel protégé mécaniquement, thermiquement et acoustiquement.
- Le sous-sol offre l'avantage de protéger l'environnement extérieur des risques et nuisances liés à certains types d'activités.
- Le sous-sol est généralement invisible, sauf aux points de liaison avec la surface.

Pourquoi un tunnel ?:

Pour son organisation en société, l'homme a toujours eu besoin de se déplacer, que ce soit sur de longues ou courtes distances (entre les villes ou dans la ville). Parallèlement à ce besoin de déplacement est apparu le besoin de concentration, de convergence, c'est ce qui a donné naissance aux villes. Au cours du temps, ce phénomène est parfois devenu si important que l'on en arrive à parler de mégalopole (il est en effet courant de rencontrer des villes de plusieurs millions d'habitants).

Ces deux phénomènes conjugués ont conduit les villes à la saturation des réseaux de transport, en particulier dans les centres villes. Il a donc fallu augmenter significativement la capacité des différents réseaux de transport. Mais la concentration des structures de bâtiments qui augmente avec la population, développer ces réseaux n'est souvent plus possible : il est donc nécessaire de penser à aménager la ville autrement.

Des siècles durant, les autorités ont pu aménager les villes sans trop de réticences de la part des citoyens. Mais le 20^e siècle changea la donne avec l'affirmation des opinions publiques. Depuis, il est impensable de transformer visiblement la ville sans l'accord des riverains. C'est ainsi que petit à petit, le sous-sol urbain a été de plus en plus sollicité car il s'est avéré que construire en surface n'était plus envisageable non seulement pour des raisons de congestion mais aussi pour des raisons d'esthétique et de sécurité.

Pourquoi le métro d'Alger ? :

Alger étant capitale du pays, répondant au profil d'une ville qui a de plus en plus un grand besoin d'une structure souterraine et précisément d'un tunnel, afin d'alléger son trafic et l'encombrement qu'elle vit chaque jour, et qui ne cesse de se faire encore plus important vu la concentration du flux humains, d'où le projet métro d'Alger revient à l'esprit comme étant la solution adéquate à cette problématique.

Vue l'importance stratégique de ce type de structure, nous nous intéresserons dans ce qui suit à l'étude d'un tronçon de tunnel du métro d'Alger dans sa partie « extension C » reliant Hai-El-Badr à Ain-Naâdja.

CHAPITE I

GENERALITE



Chapitre I : Généralité

I.1 Historique :

Le mot " tunnel" apparaît en 1825. Le dictionnaire encyclopédique de Charles Saint Laurent daté de 1845 donne cette définition : « Passage souterrain construit sous la Tamise », ce mot n'est que la traduction anglaise de la " tonnelle ", nom donné à cet ouvrage et utilisé dès le XVIème siècle pour désigner une longue voûte en berceau. Ainsi, aucun tunnel digne de ce nom n'a existé avant 1825. Auparavant, les tunnels se nommaient galeries ou mines, selon leur destination. Les constructions souterraines ont de tout temps suscité un intérêt certain. Ces réalisations qui, dès le début, demandèrent un effort soutenu et présentèrent des dangers évidents, furent créées dans des buts divers afin de défense ou attaque, production, transport ou communication.

Sans parler des cavernes naturelles qui abritèrent l'homme préhistoriques, les tunnels construits dans l'antiquité déjà et qui servirent à contourner les murs de fortifications comptaient par les moyens d'attaque les plus efficaces. Les tunnels de communication secrets des châteaux-forts du Moyen Age, ainsi que ceux datant d'une époque plus récente et destinés au minage des murailles des fortifications, ne furent pas moins important.

L'intérêt stratégique des constructions souterraines n'a point diminué de nos jours ; son rôle est devenu essentiellement défensif. L'importance militaire des abris antiaériens, ainsi que celles des usines, des centrales, des fabriques et des dépôts construits en souterrain, dans le but de les protéger contre les attaques aériennes, est bien connue.

Outre les exigences militaires, la construction systématique d'ouvrages souterrains fut développée dans le but d'extraire des minerais de valeur des profondeurs du sol, ce qui donna naissance à l'industrie des mines. On sait que les premiers indices d'un travail systématique d'extraction de minerais remontent à l'antiquité. Les moyens de construction des tunnels servant à l'adduction d'eau et à des fins d'assainissement furent, à cette époque lointaine déjà connus.

Dans l'antiquité également, certaines villes (Jérusalem, Athènes, Rome) construisirent des galeries d'adductions d'eau camouflées, dont le premier rôle était plutôt le transport que l'attaque ou la défense militaire.

Mais l'homme ne pouvait non plus rester indifférent devant les avantages qu'offraient les tunnels dans le domaine des communications. Partant des galeries de liaisons secrètes, les tunnels sont devenus les ouvrages essentiels des diverses constructions souterraines construit à l'époque moderne à des fins de communications les plus variés.

Les tunnels forment donc un des groupes importants des constructions souterraines, il s'agit en effet d'ouvrages souterrains destinés à créer une liaison entre deux points en vue d'instaurer des possibilités de transport ou de communication par l'élimination des obstacles topographiques qui les séparent.

L'évolution des technologies et des techniques de creusement, qui restaient principalement manuel, en faisant appel à la méthode des tranchées couvertes ou aux explosifs, et l'apparition des machines perforatrices dans les années 1880 dont la première était apparue pour la perforation de la galerie d'essai du tunnel sous la manche, sauf pendant les années 1954, où peu d'évolutions dans le domaine se faisaient en fait des faibles demandes en travaux publics, suivie dans les années 60 par un développement des machines de construction de tunnels qui donneront naissance à différentes sortes de tunneliers : les boucliers à attaque ponctuelle et les boucliers à attaque globale avec différents moyens de confinement, a permis ainsi la construction de tunnels de plus en plus grands comme le résume le tableau suivant :

Tunnel	Diamètre extérieur	Longueur	Années
CERN-LEP	4,50m	19,4 Km	1985-1987
Tunnel sous la manche	8,78m	52 Km	1988-1991
Tramway de Strasbourg	8,30m	1,2 Km	1992-19993
METEOR-ligne 14	8,61m	4,5 Km	1993-1995
Caluire Nord et Sud	11,02m	6,5 Km	1994-1998
Adlerberg	12,85m	4,3 Km	1995-1997
Métro de Sydney	10,72m	10 Km	1995-2000
Groene Hart	14,87m	7 Km	2000-2005
A86-est	11,56m	10 Km	2000-2006
Elbe Tunnel	14,20 m	3,4 Km	1986-2002

Tableau I.1: Evolution des dimensions des tunnels à travers le temps.

I.2 Classification des tunnels :

On peut classer les tunnels selon :

a) La forme :

- Circulaire pleine ou tronquée;
- Elliptique pleine ou tronquée;
- Parabolique pleine ou tronquée ;
- Courbe quelconque à plusieurs centres ;
- Rectangulaire ;
- Complexe.

b) La fonction :

- Tunnel routier ;
- Tunnel ferroviaire ;
- Tunnel mixte ;
- Tunnel pour transport de matériaux et de produits divers ;
- Emissaire d'évacuation d'eaux usées ;
- Conduite en charge.

I.3 La section transversale :

I.3.1 Choix de la section :

La section doit être déterminée sur la base des facteurs suivant :

- Les gabarits des véhicules qui seront appelés à emprunter le tunnel et ceux des matériaux qui y seront transportés ;
- La nature du terrain, sa résistance, sa teneur en eau et les poussées géologiques du souterrain ;
- Les méthodes de travail adoptées ;
- Les matériaux utilisés pour le revêtement, sa résistance, ainsi que les charges intérieures qu'il devra supporter ;
- L'existence d'une ou deux voies de circulation.

Selon les différents buts de circulation et des transports, ainsi qu'en fonction des qualités des terrains et des méthodes de percement, la figure suivante présente la description des profils jugés les plus économiques et qui sont le plus souvent utilisés.

I.3.2 Le gabarit libre :

L'étude du projet ne pourrait être entreprise sans connaître la section utile à garder libre à l'intérieur du tunnel, autrement dit le gabarit de circulation. Le gabarit des tunnels ferroviaires est déterminé en augmentant de 30 à 40 cm en générale l'espace du gabarit théorique, cette marge est nécessité par les imprécisions de la construction ainsi que par les déformations éventuelles de l'ouvrages dues à la pression ou aux mouvements géologiques ou encore à des irrutions d'eau. En outre, les impératifs d'une ventilation efficace, tendant à diminuer la résistance de l'air pour faciliter l'évacuation de l'air vicié par les fumées et les gaz des chaudières et des moteurs, parlent aussi en faveur d'un léger agrandissement de la section. C'est pour ces raisons qu'en réalité les tunnels sont toujours élargis de 50 à 60 cm.

Outre le gabarit de circulation proprement dit, il convient de prévoir de la place pour les diverses conduites et canalisations imposées par l'exploitation du tunnel et de la voie de circulation (eau, tuyaux de ventilation, air comprimé, câbles électriques pour l'éclairage, points de consommation de courant, ...etc.). Notons l'importance, surtout pour les tunnels de métros, du choix d'un gabarit généreux et de l'emplacement judicieux de ces installations.

Il faut aussi prendre en compte l'éventualité de l'introduction ultérieure de la traction électrique, nécessitant un gabarit plus grand.

I.3.3 Influence de la nature du terrain :

La conception des profils des tunnels dépend en second lieu de la nature du terrain dans lequel ils seront construits. Les charges extérieures, l'importance des pressions géologiques dépendent de la résistance de la roche, qui est en fin de compte à l'origine des pressions verticales et latérales qui s'exercent sur le tunnel. Plus la roche est tendre et inconsistante, moins elle est résistante et d'autant augmenteront les pressions du souterrain, les poussées latérales devenant de plus en plus importantes par rapport à la charge verticale. A mesure que cette proportion augmente en faveur du premier facteur, l'introduction du profil circulaire s'impose progressivement. Dans des roches stables, peu enclines à la désagrégation, un revêtement n'est pas indispensable. L'effritement du rocher peut être évité par l'application d'une couche.

I.3.4 Rôles de la méthode d'exécution :

Le choix de la méthode d'exécution peut avoir les influences suivantes sur la forme du profil :

- Les méthodes d'avancement classiques rendent possible la réalisation de tunnels a la section en fer à cheval ou en forme de voûte, ainsi que les sections circulaires, ces dernières toutefois dans des conditions économiques moins favorables.
- La méthode d'échouage d'éléments préfabriqués permet de construire économiquement des tunnels de sections rectangulaires ou circulaires.
- l'excavation libre du front de d'attaque permet la construction de n'importe quel profil, cependant, le choix de la méthode de construction est avant tout fonction des conditions du terrain .il peut éventuellement être influencé, mais dans une moindre mesure, par l'outillage, le parc de machines ou par les matériaux disponibles.

I.3.5 Influence des matériaux de revêtement utilisés :

Avec les matériaux de construction pratiquement dépourvus de résistance à la traction (pierre, brique, béton), on ne pourra ériger que des revêtement de profils composés d'une voûte et de murs de soutènements robustes, ne devant résister qu'a la compression, ou dans lesquels les tractions gardent toujours des ordres de grandeurs très réduites, n'excédant aucunement leur résistance à la traction, ou celle du matériau de liaison. Il s'agit on l'occurrence des sections en forme de fer à cheval ou des sections circulaires, ainsi que des profils elliptiques verticaux ou horizontaux.

Les matériaux résistant aussi à la traction et à la flexion (béton armé, acier et provisoirement le bois) permet d'adopter des profils de forme quelconques, assurant l'utilisation de l'espace

intérieur le plus économiquement possible (forme rectangulaire, éventuellement coiffée d'une voûte plate, voile de doublage mince etc..).

Notons toutefois que la nature des matériaux que l'on utilisera pour la construction sera imposé enfin de compte non pas par la qualité des matériaux disponibles, mais bel et bien par les possibilités d'utilisation économiques et pratiques des matériaux imposés par la méthode de travail choisie.

I.3.6 Profils à simple ou à double voie :

Enfin les dimensions des profils des tunnels soumis à une circulation intense, exigent l'adoption de deux voies de circulation routières ou ferroviaires, seront fondamentalement influencés par le choix d'une des deux solutions de tunnel unique ou à double voies ou deux tunnels séparés, à une seule voie de circulation chacune.

Cette question sera tranchée sur la base des exigences de la circulation, à savoir l'ouverture des deux pistes de circulation, ou l'éventualité d'un décalage à temps plus ou moins grand entre la mise en service de la première voie et celle de la deuxième. Dans le premier cas, il reste encore à choisir entre les profils en fer à cheval, de forme rectangulaire ou circulaire, et ceci en fonction du procédé de construction adopté suivant la nature du terrain. Si l'on a la liberté de construire le tunnel avec un profil en forme de fer à cheval, de voûte plate ou rectangulaire, il est recommandable de l'exécuter avec deux voies de circulation. Les tunnels construits en tranchée, les tunnels subfluviaux, ceux implantés dans des roches stables, ainsi que les tunnels des métros construits à des profondeurs modérées seront donc généralement tous exécutés de tels profils.

Par contre, si les pressions latérales importantes imposent l'adoption d'un profil circulaire, il devient plus économique de construire deux tunnels séparés à simple voie.

Du reste, des pressions géologiques très importantes peuvent exiger la construction de deux tunnels séparés, en dépit de certains avantages de la forme en fer à cheval.

Il est permis de dire que dans le cas de profil en fer à cheval, généralement construit dans des terrains stables, il est plus avantageux de prévoir les sections à doubles voies, tandis que la solution économique pour les tunnels à profil circulaire situés dans des terrains instables consiste à réaliser deux excavations séparées, à simple voie chacune.

Deux avantages incontestables des tunnels doubles résident dans les meilleures conditions de ventilation et dans la possibilité de maintenir la circulation sans gêne dans un des tunnels, pendant que des travaux d'entretien ou de réparation importants obligent à couper la circulation dans l'autre, ce qui nécessite l'arrêt complet de l'exploitation dans les tunnels à double voie.

I.4 Profil en long et tracé en plan :

Sur les lignes anciennes, il existe, en zone montagneuse, des pentes pouvant atteindre 43‰ à l'air libre et 34 ‰ en tunnel. La réduction s'explique par la diminution d'adhérence due à

l'atmosphère plus humide des souterrains. Sur les lignes récentes, on s'efforce, à l'air libre ou en souterrain, de ne pas dépasser le seuil de 12‰ pour les transports de marchandises et le ferroutage. Sur les lignes à grande vitesse, on pourrait admettre des pentes jusqu'à 35 ‰, mais on se limite en général à 25‰ (cas du TGV Atlantique).

Les courbes de raccordement entre rampes successives doivent avoir un rayon minimal de 12000 m dans le cas des lignes courantes, il est de 16000 m dans le cas des TGV.

Quant au tracé en plan, les rayons minimaux imposés dépendent de la vitesse des convois ; de 2000 m dans les tronçons de ligne où la vitesse est limitée à 100 Km/h ; à 6000 m sur les lignes à grande vitesse (300 Km/h). Pour les réseaux de transport urbain, les caractéristiques minimales sont sensiblement moins sévères.

CHAPITE II

MOYENS DE RECONNAISSANCES GEOLOGIQUE, GEOTECHNIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE



Chapitre II : Moyens de reconnaissance géologique, géotechnique et hydrogéologique

II.1 Introduction :

La construction d'un tunnel nécessite des reconnaissances géotechniques et hydrogéologiques du site de creusement. Ces études faites en amont dans le cadre des études préliminaires et d'avant-projet permettent d'apprécier le degré de difficulté et le coût de réalisation d'un ouvrage souterrain. L'étude préliminaire et avant-projet sommaire permet de définir précisément le tracés ou/et le site retenu, tandis que, l'avant-projet détaillé (APD) et les études d'exécutions fournissent le choix des méthodes d'excavations, de soutènement et de revêtement. Ces études permettent d'une part d'éviter des problèmes et d'autre part de faire face à des imprévus, par exemple la traversée d'un accident géologique avec venue d'eau sous forte pression.

Le volume des reconnaissances dépend de la nature et de l'importance de l'ouvrage, des difficultés de sa réalisation et des reconnaissances elle-même. Cette reconnaissance doit pas être négligé devant le budget de réalisation, selon M.PANET (1981) si l'on dépense :

- 2% seulement sur le coût des études et reconnaissance, on risque d'avoir des problèmes;
- 8% du coût d'estimation, on limite au maximum les risques sans pour autant l'éliminer.

II.2 Reconnaissances géologiques :

II.2.1 Objectifs :

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

- ✓ Géologie régionale, historique et tectonique du massive ;
- ✓ Structure du massif ;
- ✓ Inventaire et localisation des accidents (failles, zones fracturées,...) ;
- ✓ Description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, selon leurs qualités, selon leurs discontinuités.

II.2.2 Moyens de reconnaissances géologiques :

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

- **Inventaires des données géologiques existantes :**

Toutes les données document existant sur le massif étudié et les géologies, morphologies et tectoniques régionales doivent être réunies, qui sont généralement :

- Carte géologique (1/50 000, 1/25 000) ;
- Photographie aériennes (1/15 000 environ) ;
- Documents et études géologiques existants ;

- Document spéléologique (exploration des grottes) éventuelles ;
- Document climatique et météorologiques ;
- Archives de construction d'ouvrages souterrains dans des conditions analogues ou situés à proximité ;
- Relevés de carrières souterraines.

▪ **Levé géologiques de surface :**

La géologie bien effectuée permet souvent d'éviter des travaux d'investigations coûteuses et 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 ;
- L'inventaire des éléments concernant la tectonique (plissement, faille) ;
- Etude des discontinuités (stratification, schistosité, fissures,...) avec orientation réparties sur un diagramme ;
- La description des accidents de surface ;
- L'examen des sites, des têtes et si nécessaire des accès.

▪ **Géophysique :**

Les prospections géophysiques sont un complément habituel du levé géologique. Il existe plusieurs méthodes et techniques de prospection géophysiques destiné à divers buts dont on note celle utilisés dans le cadre d'un projet d'ouvrage souterrain :

- sismiques réfractaire.
- la résistivité électrique.

Elles donnent des estimations globales sur l'épaisseur des zones altérées, la structure du massif, appréciation de la qualité du rocher en profondeur et position des nappes...etc.

▪ **Téledétection :**

Son but est la recherche, d'une manière générale, de toutes les informations à caractère structural telles que failles anciennes, failles actives, cavités souterraines naturelles, ...etc.

▪ **Sondages :**

Les sondages donnent des renseignements très précieux en particulier pour les sondages carottés car ils permettent de voir la roche et de prélevés des échantillons. Mais ils fournissent des informations ponctuelles qui sont en générales insuffisantes.

Vue son coût élever et qui augmente avec la profondeur, l'exécution du sondage doit être en liaison étroite avec le levé géologique et les prospections géophysiques et utilisé pour

confirmer les hypothèses concernant la structure du massif. Son utilisation seule est restreinte aux zones très urbanisée.

II.3 Reconnaissance hydrogéologiques :

II.3.1 Objectifs :

Les reconnaissances hydrogéologiques doivent être effectuées en même temps que les reconnaissances et études géologiques et elles ont pour but de déterminer :

- ✓ Les formations aquifères et les terrains imperméables ;
- ✓ Le régime hydraulique (nappes, circulation souterraines,...) ;
- ✓ La perméabilité des terrains ;
- ✓ Les réseaux karstiques éventuels.

Ces renseignements permettent de définir :

- ✓ La nature des venues d'eau possibles le long du tracé ;
- ✓ Leur charge, leur débit, la composition chimique et minéralogique des eaux (choix des ciments,...) ;
- ✓ Les traitements envisageables (rabattement, drainage, étanchement,...).

II.3.2 Moyens de reconnaissances hydrologiques :

▪ Inventaire des données existant :

- Documents et études donnant des indications sur les nappes et les caractéristiques des terrains dans la zone concernée ;
- Inventaire des circulations souterraines ;
- Documents climatiques et météorologiques ;
- Archives de construction d'ouvrages souterrains dans des conditions analogues ou situés à proximité, puits de pompage en site urbain.

▪ Levé hydrologique de surface :

Il est effectué en même temps que le levé géologique et peut comprendre :

- Le relevé des sources, puits,...
- Le relevé des zones d'infiltration
- Les mesures de débit des sources et puits (à répéter pour pouvoir prendre en compte les variations saisonnières)

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

▪ Géophysique :

La géophysique trouve son utilité dans l'hydrogéologie pour la recherche de nappes d'eau dont la méthode la plus utilisée est « la méthode de résistivité électrique ». Son principe de fonctionnement est la mesure de la conductivité électrique relative des roches. Cette méthode peut servir pour la recherche de nappes, pour la recherche de la profondeur et la continuité

d'un horizon étanche (argile ou marneux) sous une formation perméable (calcaire ou gréseuse par exemple). L'interprétation des données électriques est délicate. Elles doivent être étalonnées par sondages.

II.4 Reconnaissances géotechniques :

II.4.1 Objectifs :

C'est une étude complémentaire à la reconnaissance géologique et hydrogéologique, elle doit permettre de :

- ✓ Préciser la description des terrains traversés ;
- ✓ Etat de contrainte in situ ;
- ✓ Prévoir le comportement des terrains lors de l'exécution puis l'exploitation;
- ✓ Définir les méthodes d'exécution et le dimensionnement des ouvrages ;
- ✓ Préciser les précautions particulières et/ou les traitements spéciaux à envisager pendant la construction.

II.4.2 Moyens de reconnaissances géotechniques :

▪ Inventaire des données existantes :

- Documents 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.

▪ Géophysique :

Les modules dynamiques sont reliés aux vitesses sismiques des ondes longitudinales et transversales. Elles peuvent être déterminées par des essais simples à l'échelle d'une dizaine de mètres exécutés entre deux forages. Ces méthodes sont :

- 1) **La méthode « cross-hole »** : elle mesure entre deux points situés à la même cote dans deux forages sur toute la profondeur du forage. On détermine ainsi les modules dynamiques et le coefficient de Poisson suivant la direction horizontale.
- 2) **La méthode « down-hole »** : elle mesure entre deux forages avec des trajectoires proches de la verticale, cette méthode est caractérisée par une émission-réception, On détermine ainsi les modules dynamiques et le coefficient de Poisson suivant la direction verticale.
- 3) **La méthode « up-hole »** : elle mesure entre deux forages avec des trajectoires proches de la verticale.

▪ Sondages :

Ces sondages vont permettre :

- 1) Prélèvement d'échantillons pour :
 - déterminer la nature de la roche ou du sol ;

- Analyser le degré de fissuration et la pente des fissures, diaclases et stratification dans le cas d'une roche ;
 - Pratique des essais de laboratoires (mécanique des roches, mécanique des sols, analyses minéralogique et analyses chimiques) ;
- 2) Exécution de diagraphies ;
 - 3) Mesure in situ des modules et du champ de contraintes.

II.5 Galerie de reconnaissance :

Les galeries de reconnaissances étant très coûteuses, elles sont utilisées que dans certains cas :

- Grandes cavités souterraines dans des terrains de moyennes et mauvaises qualité ;
- Tunnels autoroutiers ou galeries hydrauliques de grandes sections dans les terrains de qualités médiocres et mauvaises
- Les tunnels de mauvaises qualités dans des terrains de mauvaises qualités.

Elle permet d'obtenir des données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques nécessaires à l'établissement d'un projet d'exécution détaillé. Et permet aussi d'évaluer au mieux les difficultés de réalisation de l'ouvrage projeté. Cela dépend du but recherché, de la profondeur du tunnel et des possibilités d'occupation du terrain.

Une telle galerie permet en outre :

- ✓ L'observation visuelle du terrain et l'établissement d'un relevé géologique détaillé ;
- ✓ L'observation des conditions hydrologiques (type de venue d'eau, mesure du débit, influence de l'eau, sur la tenue du terrain, prélèvement pour l'analyse chimique) ;
- ✓ Les essais et mesures géologiques in situ ;
- ✓ Les mesures de déformation ;
- ✓ Les prélèvements d'échantillons pour essais de laboratoire ;
- ✓ Dans une section élargie aux dimensions finales, les essais en vraie grandeur des procédés d'exécution envisageables.

CHAPITE III

METHODES DE CREUSEMENT ET DE REALISATION



Chapitre III : Méthodes de creusement et de réalisation

III.1 Construction et réalisation :

En raison de la multitude des facteurs qui influencent la conception, les charges, l'implantation et les conditions d'exécution des tunnels, les méthodes d'exécution les plus diverses ont été mises au point au cours des années. Parmi ces facteurs, mentionnant les plus importants :

- Les conditions géologiques
- La forme et les dimensions du profil
- la destination du tunnel

La réalisation de tous ouvrages souterrains doit passer par les étapes suivantes :

- 1-excavation,
- 2-etayage,
- 3- évacuation des matériaux,
- 4-exécution du revêtement,

L'enchaînement de ces diverses phases varie selon l'influence des facteurs décisifs, qui interviennent dans les travaux de façon plus ou moins directe. La phase d'excavation et celle de l'évacuation des matériaux extraits doivent avoir lieu dans tous les cas sans exception ; ce sont les outils de travail et les installations de transport qui peuvent tous au plus être sujet à quelques changements d'un cas à l'autre, tandis que l'opportunité et l'importance des travaux de soutènement sont des éléments moins bien définis, comme reste aussi les travaux de la phase 4 .

En conséquent, les diverses phases des travaux peuvent être classées en cinq catégories principales :

- Avancement à pleine section, sans soutènement.
- Méthodes d'excavation classiques et méthodes utilisées dans les mines.
- Méthode de construction combinée avec des travaux de surfaces.
- Méthode du bouclier.

II.2. Choix du procédé de construction :

Le processus du choix passe par trois phases :

En première phase : un compromis entre les exigences :

- du terrain encaissant,
- du site et de l'environnement,
- de la géométrie,
- du procédé de construction lui-même.

Le processus de raisonnement qui en résulte, procédant par approximations successives, doit aboutir, à chaque stade, à une appréciation du bilan économique d'ensemble de l'investissement (y compris accès, expropriations, bilan de l'usager, etc...). Cette démarche, plus ou moins détaillée selon la complexité du projet étudié, aboutit à 2 ou 3 variantes techniques possibles.

En deuxième phase :

La règle est alors en priorité l'étude de ceux, parmi ces 2 ou 3 procédés de construction, qui assurent le mieux possible et dans un ordre décroissant d'importance :

- la sécurité de l'ouvrage, pendant et après sa construction;
- une uniformité de méthode sur toute la longueur de l'ouvrage (car les changements nécessitant l'amenée de nouveaux matériels sont toujours longs et coûteux); il est rappelé à ce sujet qu'en France l'hétérogénéité des terrains est la règle générale;
- la souplesse d'emploi (de façon à s'adapter aux difficultés souvent imprévisibles);
- la limitation des nuisances engendrées sur l'environnement site urbain notamment.

En troisième phase :

Ultérieurement, lors de la consultation des entreprises et du choix définitif, interviennent de nouveaux critères liés à la conjoncture, à la technicité propre des entreprises, à l'économie du projet, etc...

- conjoncture économique générale et importance du lot de travaux proposés,
- niveau technique des entreprises concurrentes (personnels spécialisés, matériels disponibles, expérience acquise...),
- insertion du délai global du chantier de tunnel dans le planning général d'exécution,
- coût de la solution et aléas correspondants.

En matière de travaux souterrains, la procédure de consultation doit conserver une certaine souplesse, la solution proposée par le maître d'œuvre étant rarement la seule possible. Il est souhaitable dans certains cas, d'autoriser les soumissionnaires à présenter d'exécution utilisant des méthodes particulières dont ils ont l'expérience ou des matériels déterminés leur possession. Afin d'assurer une certaine technique des différentes propositions, il est en général nécessaire pour le maître d'œuvre de limiter dans le dossier de consultation, le champ de variation possible des caractéristiques de l'ouvrage dont certaines ont été fixées ne varie pas dès l'origine du projet pour des raisons administratives ou techniques. En zone urbaine par exemple, le maître d'œuvre doit définir avec précision les désordres tolérables en fonction de l'environnement local, les concurrents devant justifier que chacune de leur variante apporte la même sécurité. Ceci suppose donc que les solutions possibles aient été appréhendées avec suffisamment de précision pendant les études afin de permettre au maître d'œuvre de juger de l'importance des dépenses supplémentaires que les propositions des soumissionnaires sont susceptibles de nécessiter en cours de travaux et finalement d'une façon globale de leur validité. L'étude détaillée des différentes solutions proposées (procédé d'exécution et organisation du chantier) incombe à chaque entreprise.

III.3. Les différentes méthodes de creusement (excavation) :

Les principales méthodes de creusements utilisés actuellement peuvent être distinguées comme suit :

- Méthode de creusement a pleine section.
- Méthode de creusement a demi-section.
- Méthode de creusement a section divisée.

III.3.1. Creusement à plein section :

Cette technique de creusement consiste à excaver la totalité de la section transversale du tunnel en une seule phase, elle est appliquée beaucoup plus pour les terrains de bonne tenue ne nécessitant pas un soutènement provisoire «cas des roches» ; mais si le rocher présente des fissures tolérantes (fissures dues à la suite d'utilisation d'explosif ou fissures propres au massif), l'utilisation d'un soutènement provisoire est conseillée.

Elle est habituellement utilisée quand la section à creuser n'est pas très importante (généralement inférieure à 12 m²) au-delà, la méthode nécessite un matériel plus performant et devient extrêmement coûteuse mais on peut l'utiliser pour les grandes sections (plus de 40 à 50m²) si le tunnel est assez long (plusieurs kilomètres) car le coût sera amorti.



Figure III-1: creusement a pleine section.

Avantage :

- La rapidité de cette méthode nous facilite l'organisation du chantier car elle nous permet de séparer nettement les équipes de creusement et celles du revêtement.
- La méthode de creusement à plein section permet des avancements très importants. On peut atteindre jusqu'à 12 m par jour en procédant par volées de 4 m .
- La méthode de creusement à plein section est plus favorable à la maîtrise des déplacements puisqu'elle évite les problèmes liés aux reprises d'excavation dans un terrain déjà déconfiné.

Inconvénient

- L'évacuation des déblais nécessite plusieurs reprises. En cas de rencontre d'un accident de terrain sérieux cette technique requiert une adaptation très difficile.

- La mise en place des cintres métalliques à l'avancement devenant très difficile pour des sections aussi grandes.

III.3.2 à demi-section :

Cette méthode consiste à creuser la demi section supérieure du tunnel (Calotte + Stross) (qui peut atteindre 5 à 6 mètre de hauteur, on la met en sécurité avec la mise en place des cintres et du bétonnage ,puis on creuse la deuxième moitié inférieure (Radier). Elle est conseillée pour les tunnels de grande dimension (plus de 40 à 50 m²) car elle permet de maîtriser les problèmes de stabilité au vue de la dimension réduite de front de taille.

Le creusement par demi-section est beaucoup plus indiqué dans des terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Elle peut alors être utilisée très largement en faisant varier la longueur de l'avancement unitaire.

L'intérêt fondamental de la demi-section, par rapport à une méthode de creusement en section divisée est de permettre une mise en place rapide d'un soutènement sur toute la partie supérieure.

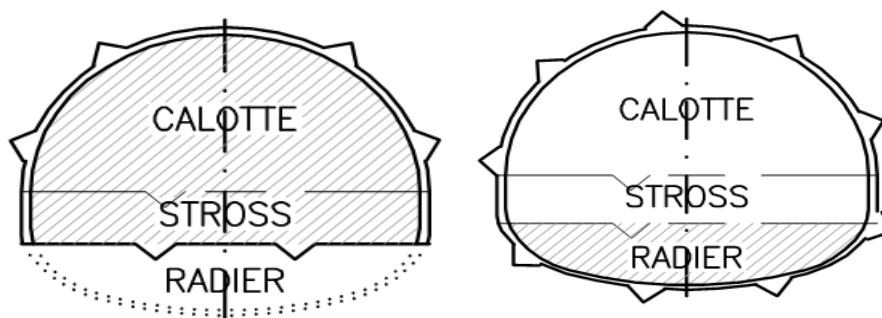


Figure III.2: représentation des phases de creusement à demi section.

III.3.3 Creusement en section divisée :

- **Description :**

La méthode de creusement en section divisée consiste en l'ouverture préalable d'une (ou plusieurs) galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser. La section peut être divisée de différentes façons. 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.

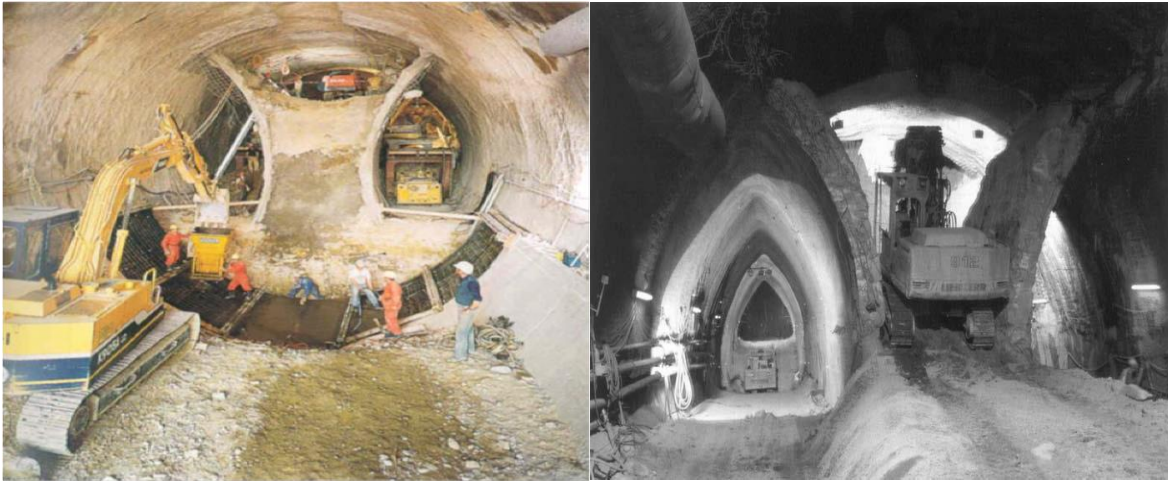


Figure III.3: images montrant le creusement en section divisée.

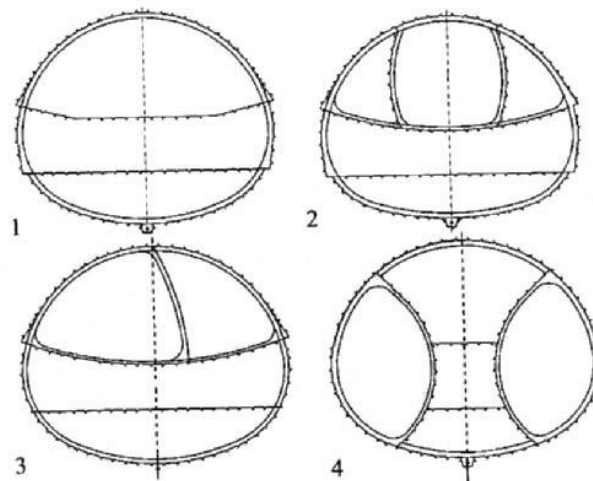


Figure III.4: les différents types de section divisée.

- **Domaine d'application :**

On utilise la méthode d'avancement en section divisée lorsque les caractéristiques du terrain étaient insuffisantes pour assurer une stabilité suffisante du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi section.

Dans le cas de sections larges, on peut utiliser deux galeries en base de piédroits, pour y bétonner une partie du revêtement définitif (culées qui serviront d'appui au soutènement et au revêtement de la voûte).

- **Précautions d'emploi :**

Il convient de ne pas perdre de vue que cette méthode a pour conséquence importante de retarder le moment où toute la section du tunnel sera exécutée, chaque étape du creusement doit être parfaitement contrôlée de façon à maîtriser l'évolution du terrain.

Si cette méthode est utilisée dans une zone où les tassements de surface sont à limiter au maximum (travaux en zone urbaine), il convient en général de la combiner avec un traitement préalable des terrains.

Il existe plusieurs variante de cette méthode on peut citer :

III.3.3.1 Méthode de la galerie faite (Méthode belge-française) :

Le principe de cette méthode consiste à exécuter rapidement la voûte pour protéger le chantier par-dessous et de terminer le revêtement par pieds droits.

Dans le cas d'un bon terrain on procède d'abord à l'exécution d'une galerie d'avancement de faible section (2.5 à 3 mètres de largeur et une hauteur variante de 2 à 3 mètres) à l'axe supérieur du tunnel étayé par des cadres métalliques. On procède alors à l'abattage de la calotte et à son soutènement progressif par cintres métalliques et l'exécution du revêtement de la voûte. Par la suite, le stross est creusé, pour permettre la mise en place et le revêtement des pieds droits.

Dans le cas des mauvais terrains, un tassement de la voûte est à craindre lors de l'abattage du stross. Pour faire face à cette éventualité, on exécute des fouilles blindées (micros pieux) à la base des pieds droits avant la mise en place du revêtement de la voûte.

III.3.3.2 La méthode des deux galeries :

La différence par rapport à la méthode belge Française réside dans l'exécution de deux galeries une à l'axe supérieur et l'autre à l'axe inférieur relie par un puits pour permettre l'évacuation des déblais.

III.3.3.3 Méthodes des trois galeries (méthodes Allemande) :

Le principe de cette méthode consiste à creuser deux galeries de base de part et d'autre de la cunette de stross, ainsi qu'une galerie supérieure. Cette méthode est utilisée pour des sections de très grande importance (> 50 m² environ).

III.3.3.4 Méthode contre voutée (méthode Italienne) :

Cette méthode est utilisée dans les terrains particulièrement mauvais où l'on doit tenir compte de l'apparition d'importantes poussées latérales. On cherche par conséquent :

- Ne créer en même temps que des vides de dimensions réduites
- Les soutenir au plus vite
- Exécuter leur revêtement définitif dans la limite du possible

Après l'exécution de la galerie de base, on met en place le radier, l'exécution de la voûte du radier précède celle des murs latéraux. La phase suivante consiste en l'excavation du rocher de la calotte, et l'exécution de la voûte.

Les travaux débutent par le creusement d'une galerie de faite, on procède alors à l'abattage du terrain de part et d'autre de la galerie.

III.3.4 Méthode de creusement à plein calotte :

Cette méthode consiste à excaver une galerie et de la faire étayée par des cadres métalliques, précédant les abattages latéraux parallèlement à l'axe du tunnel. Ces abattages permettent de

terrasser toute la voûte par travées de 1.6mètres de longueur, le soutènement est assuré par des cintres métalliques.

Lorsque les cintres sont complets, les étais peuvent être supprimés, cela permet l'intervention des gros engins (pour le marinage) et le bétonnage de la voûte. Après la construction de la voûte, la cunette stross est terrassée, les piédroits abattus et bétonnés. L'exécution est achevée par le terrassement et le bétonnage du radier.

Cette méthode est exclusivement employée dans des conditions très difficiles, à cause de son coût très élevé et son délai relativement lent.

III.4. Mode d'exécution des creusements :

Chaque terrain a ses propres caractéristiques d'où un mode de creusement approprié .

Cette situation à pousser 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 des terrains durs.

III.4.1 Exécution du creusement dans les terrains meubles :

On peut distinguer :

III.4.1.1 La pelle hydraulique :

C'est un engin mécanique constitué d'un bras mobile (pelle) pouvant se déplacer aisément sur le front de taille et les parois latérales. Dans le cas où l'on rencontrerait des passages de terrains durs on peut prévoir un changement de la pelle par un marteau piqueur.

III.4.1.2 Le bouclier :

Ce type de machine peut s'adapter que dans des terrains meubles et aquifères, il comporte un système de protection des parois de l'excavation entre front de taille et le revêtement qui doit être mis en place immédiatement après le passage du bouclier. Ce revêtement est constitué généralement de voussoirs préfabriqués.

Le bouclier joue en plus un rôle de soutènement provisoire, sa progression est assurée par des vérins prenant appui sur le revêtement posé à l'arrière.

Il convient de différencier les boucliers ouverts (à front libre) et les boucliers pressurisés (avec un soutènement du front).

III.4.1.2.1 Les boucliers ouverts :

Ils ne sont utilisables que lorsque la stabilité du front de taille est assurée naturellement. Le creusement peut se faire avec abattage manuel, le bouclier ne constitue donc qu'un soutènement latéral et peut être équipé d'un système d'abattage, mécanisée (outil ponctuel, pelle, fraise sur un bras).

III.4.1.2.2 Les boucliers pressurisés :

Utiles dans les terrains meubles et aquifères où la stabilité du front de taille n'est pas assurée, il faut soutenir par une pression qui peut être appliquée par :

- De l'air comprimé (bouclier à air comprimé)
- Le plateau de taille lui-même (bouclier à pression mécanique)
- Un liquide dense tel que la boue benthonique mise sur pression dans la chambre d'excavation qui se fait, de façon mécanisée (bouclier à pression de boue)
- Le marinage lui-même stocké dans la chambre d'excavation

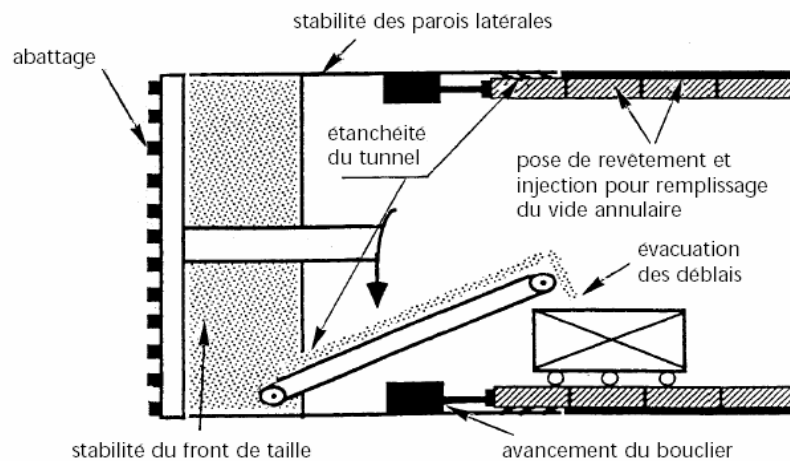


Figure III.5:schéma montrant le fonctionnement d'un bouclier pressurisé.



Figure III.6:image montrant le creusement grâce a un bouclier pressurisé.

III.4.2 Exécution dans les terrains durs :

On distingue :

III.4.2.1 Creusement mécanique :

On distingue deux types de machines à forer :

III.4.2.1.1 Machine à attaque globale TBM :

Ce type de machines permet d'attaquer le tunnel a pleine section.et ne réalise uniquement que les excavations circulaires.

Elle possède le plus souvent à l'avant un plateau circulaire rotatif égal à la section à excaver, le plateau appelé tête de forage, porte les outils de creusements.

Avantages

- Ne nécessite pas beaucoup de main d'œuvre rapidité d'exécution,
- Ne provoque pas d'ébranlement, ce qui entraîne une bonne tenue du terrain.

Inconvénients :

L'inconvénient majeur de ce genre de machine est son coût élevé, son utilisation exige une main d'œuvre hautement qualifiée, ne pas être amortissable que pour une longueur de tunnel assez importante.

III.4.2.1.2 Machines à attaque ponctuelle BTM :

Il s'agit d'une technique très fréquemment utilisée pour l'excavation des tunnels en roche de dureté. Elle permet de creuser n'importe quel profil de dimension variable, elle est équipée d'une tête fraiseuse de faible dimension située à l'extrémité d'un bras mobile, le tout porté sur un châssis AUTOMOTEUR à roues ou à chenilles.

Avantage :

Cette machine peut terrasser une section de forme quelconque, le découpage est bien soigné sans sur profil.

- La technique d'abattage n'entraîne pas d'ébranlement.
- Sa dimension réduite par rapport à la section permet une observation continue du front de taille.

Inconvénient :

- Un coût élevé, cependant plus avantageux que les TBM,
- Les têtes d'attaque s'usent trop rapidement et leur changement est relativement coûteux.

III.4.2.2 Attaque à l'explosif :

La technique de l'excavation à l'explosif est très ancienne mais reste encore, dans de nombreuses situations, la plus économique. En souterrain on utilise des explosifs brisants (vitesse de détonation >4000 m/s) dont l'effet sur la roche est double :

- L'énergie de choc véhiculée par une onde fissure le terrain.
- L'énergie de gaz, engendrée par le dégagement d'un important volume de gaz à haute température et pression, ouvre ces fissures et disloque le matériau. Le "surplus" de cette énergie expulse les blocs disloqués.

Les explosifs actuels sont dits de sûreté car ils ne peuvent détoner sous l'action d'un choc ou d'une élévation de température. Ils détonent sous l'action d'une onde de choc générée par l'un des quatre types de détonateurs :

- à mèche (non-utilisés en tunnels)
- électriques instantanés ou à retard (très utilisés en tunnel)
- non-électriques
- électroniques

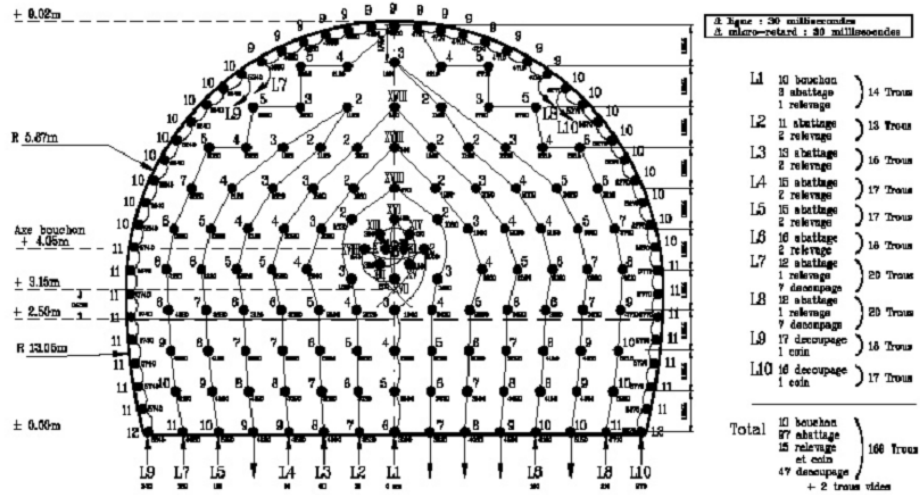


Figure III.7: Plan de tir séquentiel - Pleine section et demi-section.

III.4.2.3 Creusement à l'aide du ciment expansif :

Le ciment expansif est un éclateur non explosif pour les matériaux durs et compacts.

Son rôle est de fissurer les matériaux en petites quantités. Il se présente sous forme de ciment composé notamment de chaux vive.

Principe :

Le principe d'action du ciment expansif consiste à développer une montée de pression à volume constant pouvant varier de 15 MPa à 60 MPa suivant les conditions d'utilisation. Quand cette pression devient supérieure à la résistance de traction les fissures s'amorcent puis se propagent dans le matériaux jusqu'à rupture.

Avantage :

- Découpages relativement précis.
- Pas de nuisance vis-à-vis du bruit de vibration
- Sans danger pour l'environnement.

Inconvénients :

- Le facteur temps est plus important que dans les autres procédés.
- Main d'œuvres hautement qualifiée.
- Coût élevé.

III.5 SOUTÈNEMENT :

On entend par soutènement tout dispositif(ou procédé) permettant d'assurer la stabilité des parois d'une cavité souterraine pendant la période qui d'écoule entre le début de son excavation et la mise en place du revêtement définitif.

III.5.1 Les différents types de soutènement :

III.5.1.1 Les boulons d'ancrage radiaux :

Les mineurs ont rapidement constaté que le terrain autour d'une cavité avait tendance à se déliter, s'ouvrir par endroits ou carrément se refermer. Pourquoi ne pas tenter de "clouer" les parois et ainsi aller chercher le rocher intact, à quelques mètres de la galerie ? L'idée n'est pas récente, puisqu'au XIXe siècle les Ardoisières d'Angers utilisaient des tiges de bois glissées dans des forages pour retenir les voûtes de leurs salles souterraines. Rapidement les tiges en acier (tiges de béton armé) se sont avérées les plus efficaces, et la technologie s'est peu à peu adaptée au génie civil. On distingue deux grands types de boulons :

III.5.1.1.1 Les boulons passifs :

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

- **Les boulons à ancrage ponctuel** : ce sont les plus anciens ; ils sont fixés au rocher à leur extrémité par une coquille qui s'écarte lorsqu'on visse la tige. Sur la paroi, on visse l'écrou du boulon sur une plaque. On privilégiera ces boulons pour les roches dures.
- **Les boulons à ancrage réparti** : comme leur nom l'indique, ils sont scellés au terrain sur toute leur longueur. On distingue deux sous-familles technologiques :
 - **Les boulons scellés**: le scellement peut-être du mortier ou de la résine synthétique.
 - **Les boulons à friction**: ils n'ont pas besoin de scellement et sont directement au contact des parois du forage par un emmanchement à force (tube fendu) ou par hydro-gonflage (dépliage d'un tube). Ces boulons, particulièrement adaptés aux roches tendres, ont maintenant pratiquement remplacé leurs aînés à ancrage ponctuel car ils sont très rapides à mettre en place et agissent immédiatement.

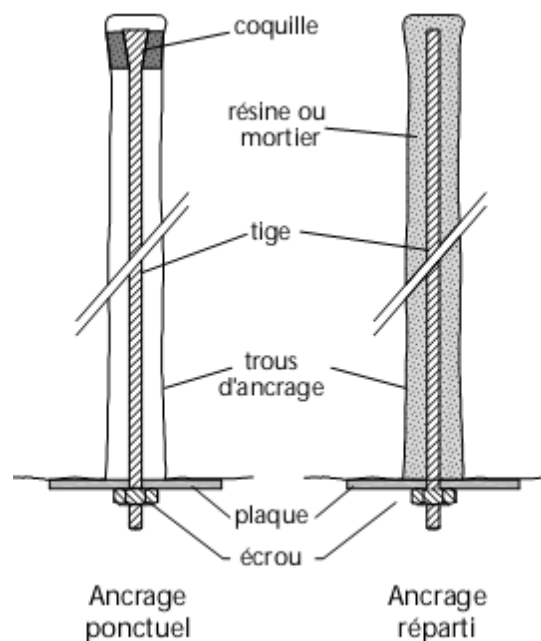


Figure III.8: Boulons passifs (ancrage ponctuel, ancrage réparti).

III.5.1.1.2 Les boulons actifs :

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

La simplicité de pose d'un boulon surtout les boulons à friction qui agissent tout de suite ont fait aujourd'hui l'élément essentiel des soutènements souterrains. On peut facilement en poser deux ou trois à un endroit, en prévention là où la roche risque de se rompre, ou les préconiser de façon systématique sur tout ou partie de la paroi du tunnel. On définit alors une densité de boulonnage (1,5 par m² par ex.), une longueur (environ un rayon de tunnel) et un diamètre (Ø 18 par ex.).

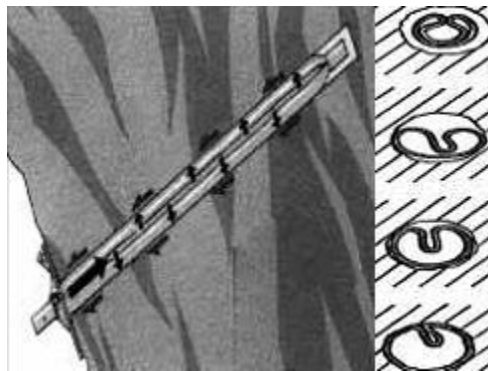


Figure III.9: Boulon à ancrage par gonflement ; b- Boulon à ancrage par compression.

III.5.1.2 Le béton projeté :

Ce béton fut autrefois baptisé gunité pour le différencier de ses collègues. Le gunitage consiste à projeter le béton sur les parois d'un tunnel à l'aide d'une lance. Seul, le béton projeté est de moins en moins utilisé. Il est souvent associé à des panneaux de treillis soudés ou, de plus en plus, à des fibres métalliques qui lui confèrent une certaine résistance en traction et en cisaillement.

Le béton projeté a trois types d'utilisation :

- **Type 1** : le béton projeté comme peau protectrice ; le béton projeté agit ici à la manière d'un ciment, permettant d'assurer le jointoiement des grains de sol et/ou des fragments de roche, et d'éviter qu'une désorganisation en chaîne du terrain se développe.
- **Type 2** : le béton projeté comme peau résistante maintient le terrain, préserve sa cohésion à faible distance de la paroi (sur des épaisseurs allant de quelques décimètres à un mètre) et sert de «pont» entre les profils successifs de soutènement (boulons notamment) ; il est surtout sollicité en cisaillement et doit être renforcé à l'aide d'un treillis soudé, de fibres ou de cintres.
- **Type 3** : le béton projeté comme anneau de structure ; dans ce dernier cas, le béton projeté doit être conçu comme une véritable structure, capable de reprendre à la fois des efforts normaux et des moments, tout comme pour le béton projeté de type 2, un renforcement est nécessaire.



Figure III.10: image montrant l'application du béton projeté vue de l'intérieur.

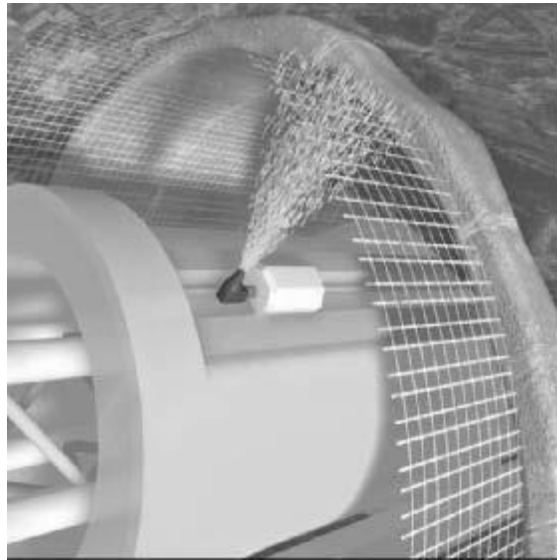


Figure III.11: image synthèse 3D montrant l'application (du béton projeté vue de l'extérieur).

III.5.1.3 Voussoirs en béton préfabriqué:

Ces voussoirs peuvent être mis en place à l'abri d'un bouclier ou directement à l'avancement (en général dans le cas de grandes ouvertures et de faible avancement). Des voussoirs particuliers (généralement en fonte) peuvent être utilisés au droit des réservations.



Figure III.12: voussoir préfabriqué.

III.5.1.4 Cintres légers :

(Profilés TH, UPN) généralement en petite section.

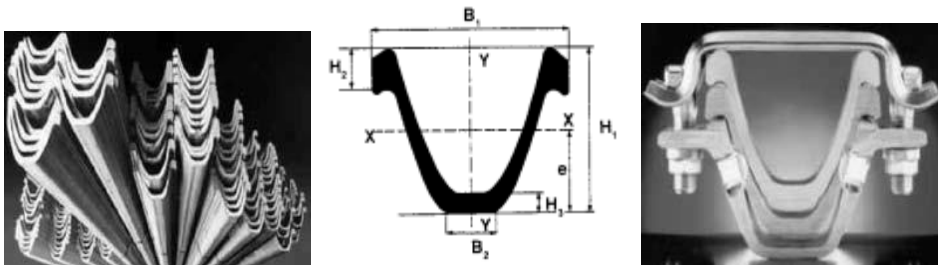


Figure III.13:Cintre coulissant (Type Th).

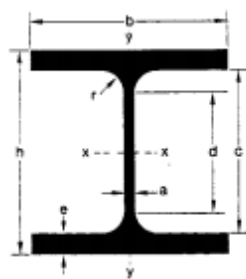


Figure III.14:section transversale du cintre HEB.

III.5.1.5Cintres réticulés :

Les cintres réticulés présentent les deux avantages de facilité de mise en œuvre 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).

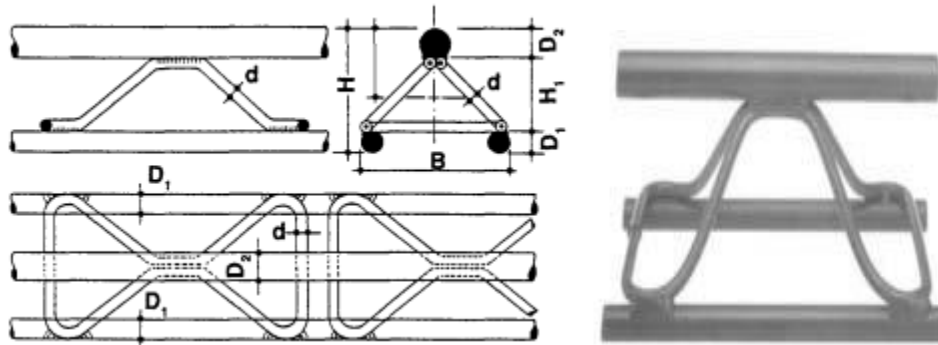


Figure III.15: Cintre réticulé.

III.5.1.6 Cintres lourds et blindage :

Pour les terrains fortement poussant, de mauvaise qualité. On choisit alors des techniques de soutènements lourds plus rigides, qui se déforment moins et qui doivent par conséquent reprendre plus de charges. Ces soutènements sont toujours constitués de profils normalisés cintrés suivant le rayon de courbure du tunnel. Ces cintres sont assemblés près du front puis placés contre la paroi au moyen d'un érecteur (pelle équipée spécialement pour cet usage).

III.5.1.7 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 étant ensuite retirés après remplissage entre plaques et terrain.

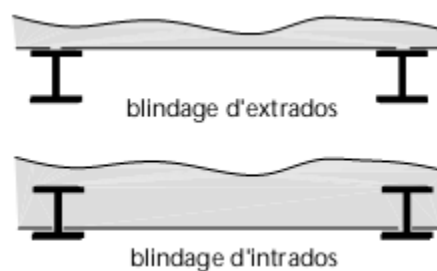


Figure III.16: blindage.

III.5.1.8 Enfilage :

Les plaques (plus épaisses que les plaques de blindage) barres ou rails sont ici foncés dans le terrain préalablement à l'excavation de celui-ci.

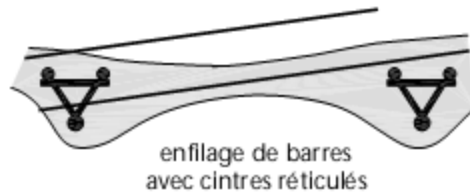


Figure III.17:enfilage.

III.5.1.2 Soutènement au front de taille :

Dans les mauvais terrains cependant, une extrusion trop importante peut entraîner un effondrement localisé ou, plus grave, un fontis. Il convient dans ce cas de prévoir, selon l'état du terrain :

- un soutènement du front de taille, le plus souvent assuré par un boulonnage longitudinal. Ces boulons sont en fibre de verre car ils résistent très bien en traction et peu en cisaillement (excavation possible).
- un présoutènement consistant à limiter le déconfinement en avant du front de taille. La voûte-parapluie fait partie de cette catégorie. Elle est constituée d'une série de tubes métalliques (\varnothing 30 à 90 mm) placés en auréole tout autour du front de taille et reposants sur les derniers cintres. On excave ainsi sous une voûte protectrice assurant un report des charges sur les cintres que l'on place à mesure de l'avancement de l'excavation. On peut également rencontrer la technique de la pré-voûte, où une coque de béton est projetée dans une saignée en avant du front sur tout le profil du tunnel (découpage puis bétonnage).

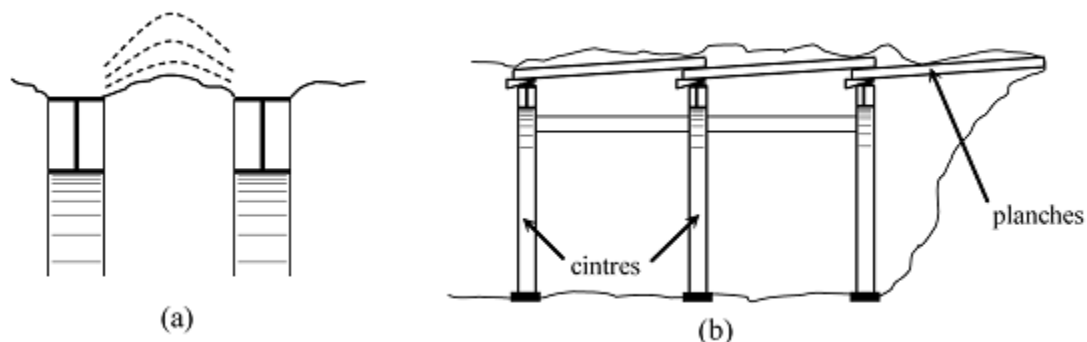


Figure III.18:(a)Voûtain de terrain entre deux cintres (b) Technique de l'enfilage.

III.5.1.3 Soutènement par amélioration des caractéristiques du sol :

Lorsqu'un tunnel rencontre des terrains difficiles, généralement meubles dépourvus de cohésion ou en présence d'une importante charge hydrostatique associée à une grande perméabilité du sol, provoquant, nous faisons appel généralement aux méthodes d'amélioration des caractéristiques du sol en place.

Le traitement a pour but d'améliorer les propriétés du terrain afin de procéder au creusement et au marouflage dans des conditions classiques.

- Drainages et rabattement de la nappe :

Lorsque le niveau de la nappe n'est pas trop élevé par rapport à l'excavation et que l'écoulement des eaux ne risque pas de désagréger le terrain, un drainage horizontal est suffisant pour permettre l'exécution des terrassements sans danger.

Pour faciliter l'assainissement du chantier, on place les puits aux points bas du profil en long. Par contre si la nappe se trouve à une hauteur importante au-dessus de l'excavation, il est nécessaire de procéder à son rabattement (abaissement du niveau jusqu'à l'endroit des travaux). Les méthodes de rabattement varient selon la perméabilité du terrain :

- Dans les terrains à forte perméabilité (supérieure à 104 ml) des puits de 1,20 à 1,50 mètres de diamètre, espacés de quelques dizaines sont creusés et équipés de pompes de forte puissance.
- dans les terrains de perméabilité moyenne (de 102 à 1045 ml) des puits filtrants de 0,30 à 0,50 mètres de diamètres, espacés de quelques mètres. Ils sont forés et équipés de cubes à crépine entourés de gravier, afin d'empêcher l'entraînement des éléments fins, et des pompes immergées disposées à la base de chaque puits.
- dans les terrains à faible perméabilité, on utilise des pointes filtrantes « WELL-PONTS » qui sont constituées de sonde de 5 cm de diamètre et de 7 à 10 mètres de longueur l'eau du terrain par aspiration. Elles sont disposées à une très grande distance de l'ouvrage et espacées de un à plusieurs mètres.

III.5.1.4 La congélation :

La congélation du sol est, lorsque certaines conditions spécifiques se présentent, le meilleur moyen de traiter un terrain et ceci d'un point de vue tant technique qu'économique.

Son utilisation se résume dans les terrains où la circulation de l'eau n'est pas trop importante. Les pertes frigorifiques étant alors trop élevées, rendent la construction d'un mur homogène et continue du terrain gelé impossible.

La circulation d'un fluide réfrigérant, généralement de l'azote de moins de 196°C, abaisse la température autour de sondes enfoncées dans le sol. L'eau se transforme alors en solide de glace, ce qui entraîne la formation d'une couche homogène et étanche.

Par ailleurs la congélation s'accompagne d'un phénomène de gonflement du terrain lors du gel, de l'ordre de plusieurs centimètres et la décongélation provoque un tassement qui peut engendrer une dégradation visible en surface.

III.5.1.5 LA NOUVELLE MÉTHODE AUTRICHIENNE (NMA ou NATM) :

C'est une technique de soutènement combinant boulons et béton projeté apparue dans les années 60 et qui s'est imposée sur presque tous les chantiers de tunnels, tant son efficacité est grande. Il s'agit avant tout d'une méthode, celle du soutènement léger accompagnant les déformations du terrain.

“Not too stiff, Nor too flexible, Not too early, Nor too late.”

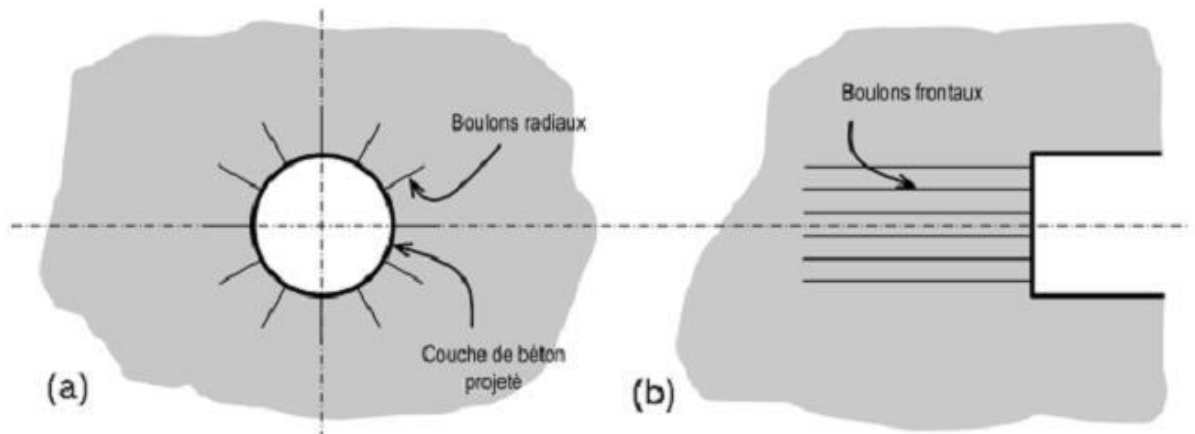


Figure III.19: NATM.

a- La combinaison magique :

En couplant l'usage du béton projeté avec un boulonnage radial systématique, on s'est aperçu que dans la majorité des terrains rencontrés en tunnel, on obtenait des résultats intéressants. Pour l'ancien mineur, habitué à poser des soutènements très résistants et donc rassurants la NATM semble bien légère. Mais au lieu de "supporter" simplement le terrain perturbé par le creusement, elle permet à celui-ci de se soutenir lui-même. En d'autres termes, c'est la roche elle-même qui participe au soutènement.

En autorisant une convergence contrôlée, le système boulons-gunite (et éventuellement treillis soudé ou fibres métalliques) crée une redistribution des contraintes dans le massif et un état d'équilibre stable. Cette technique, relativement peu onéreuse, est donc celle qui sera systématiquement proposée en profil-type de base pour le soutènement de par sa conception optimisée et facilement ajustable, ce type de soutènement, plus que tout autre, doit être associé à une auscultation précise du tunnel.

b- Description :

La nouvelle méthode autrichienne N.A.T.M se caractérise par :

- la mise en place, aussi rapidement que possible, d'un soutènement déformable constitué de boulons armant le terrain et d'une couche de béton projeté.
- la réalisation de mesures des efforts et des déformations engendrées dans la voûte et dans le terrain avoisinant dont l'interprétation permet d'adapter les dimensions, les quantités et les phases de mise en place des éléments constituant le soutènement (béton projeté en voûte, au front, en radier, boulons, cintres).

Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation non pas en bloquant tout mouvement mais en créant un anneau porteur de terrain armé.

L'excavation se fait à pleine ou demi-section, et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place aussi rapidement que possible. La mise en place d'un radier doit souvent être prévue dans les terrains où cette méthode est compétitive.

Le soutènement comprend :

- Des ancrages scellés (mortier ou résine) contribuant à créer dans le terrain une voûte armée.

- Une coque mince de béton projeté (5 à 25 cm) (généralement armée de treillis soudé ou de fibres métalliques) solidaire du terrain. Son rôle est de protéger le terrain contre l'altération, de créer une continuité entre les éléments du terrain, d'apporter une certaine pression radiale de confinement et de répartir les efforts rapportés aux têtes des ancrages.
- Des cintres légers coulissants qui renforcent la coque de béton projeté.

c- Domaine d'application :

La Nouvelle Méthode Autrichienne est, en fait, une méthode qui peut s'adapter à la plupart des terrains.

Elle est limitée par :

- Le temps de décohesion des terrains, qui peut faire que la plus grande section autostable pendant la mise en place du soutènement n'a pas des dimensions suffisantes pour des raisons pratiques (mise en place des boulons) ou économiques.
- L'hétérogénéité du terrain et sa fracturation, qui peut empêcher d'obtenir à l'abattage une excavation régulière ou produire des concentrations anormales de déformations.
- L'inaptitude du terrain au boulonnage.
- L'importance des venues d'eau et/ou de la charge piézométrique qui empêchent la mise en place du béton projeté.

d- Précautions d'emploi :

On doit veiller à utiliser une méthode d'abattage perturbant aussi peu que possible le terrain encaissant, qui devra participer, de manière importante, au soutènement de l'excavation. Pour cela, on utilisera de préférence des moyens d'abattage mécaniques (machines ponctuelles...) ou des plans de tir avec découpage soigné.

On s'attachera à rechercher une efficacité maximale du soutènement, en particulier, en ce qui concerne le béton projeté (contrôles de résistance et d'adhérence) et des boulons (essais d'arrachement). Le soutènement devra être mis en place aussi rapidement que possible après l'ouverture de l'excavation.

Même si l'on attaque par section divisée, on cherchera à réaliser le plus rapidement possible la totalité de la section.

Les mesures effectuées systématiquement en section courante doivent être renforcées dans les zones singulières (passage à une nature de terrain plus mauvaise, têtes, zone urbaine...). Les résultats de ces mesures doivent pouvoir être interprétés immédiatement pour adapter les épaisseurs de béton projeté, l'espacement et la longueur des boulons, la succession des phases. On doit vérifier la stabilisation dans le temps des déformations. Dans le cas contraire, il faut décider d'un soutènement complémentaire (doublement et/ou allongement des boulons, fermeture rapide du soutènement en radier, etc.).

Enfin la Nouvelle Méthode Autrichienne demande une entreprise ayant une expérience suffisante dans ce domaine à tous les niveaux (conception, direction de chantier et exécution).

e- Avantage :

Dans les limites fixées ci-dessus cette méthode s'applique à de nombreuses catégories de terrain (des roches très résistantes aux roches broyées et aux sols très consolidés). Un des

avantages majeurs de la méthode est que le passage d'une catégorie à une autre ne nécessite pas de moyens supplémentaires. Il suffit d'adapter la densité du soutènement, le pas d'avancement ou de modifier les phases d'excavation. Dans tous les cas, les moyens matériels nécessaires n'impliquent pas d'investissement important.

Enfin, par le fait même que le terrain est appelé à se soutenir partiellement lui-même, le gain sur les quantités de soutènement à mettre en œuvre doit permettre une économie par rapport aux méthodes traditionnelles.

III.6 Choix d'un mode de soutènement :

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

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.

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 considère:
 - Plus ou moins grande mécanisation
 - Longueur du tunnel
 - Délais à respecter

Dans le cas de notre tunnel c'est la méthode NATM qui a été utilisée.

III.7. Le revêtement définitif :

Les revêtements des tunnels sont en acier, en béton ou en béton armé, en briques ou en maçonnerie de pierres. Une de leurs caractéristiques est qu'ils doivent, théoriquement, tous supporter d'une manière permanente les charges calculées. Ces charges sont en majeure partie des sollicitations du genre statique, contrairement à beaucoup de d'autres constructions, comme par exemple les ponts où la partie prédominante de la charge est de caractère temporaire et dynamique. C'est la raison pour laquelle le constructeur doit absolument tenir compte, lors du calcul, de la déformation permanente des éléments en béton ou en acier. Son influence risque d'être d'autant plus grande, que dans beaucoup de cas, le revêtement n'est pas de conception monolithique à proprement parler, mais se compose d'éléments distincts dont les liaisons elles-mêmes sont sujettes à certaines déformations, celles-ci pouvant à leur tour être influencées par l'évolution dans le temps des poussées souterraines. Du point de vue des sollicitations internes, les déformations jouent un rôle plutôt bénéfique, parce qu'elles contribuent à l'adaptation de la forme de l'ouvrage à la courbe des pressions. Par contre leur présence est néfaste si l'on considère les dimensions du gabarit d'exploitation à respecter, car elles peuvent atteindre au cours des années des ordres de grandeur voisins de plusieurs décimètres.

III.7.1 Fonction du revêtement :

On peut définir le revêtement d'un tunnel comme la structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel. Le revêtement sera donc visible depuis l'intérieur du tunnel ou simplement masqué par un «habillage» : peinture, enduit de protection, bardage, etc. La fonction première d'un revêtement de tunnel est sa contribution à la stabilité à long terme de l'excavation. On parle souvent de revêtement «définitif» pour marquer son caractère durable et la pérennité de son action vis-à-vis de la stabilité. Pour remplir cette fonction mécanique, on a recours le plus souvent au béton coffré ou aux voussoirs préfabriqués en béton armé.

III.7.2 Critères de conception :

Les critères de conception énoncés ci-dessous visent tous à limiter les sollicitations de flexion dans le revêtement :

- se rapprocher de la forme circulaire et adopter en tout état de cause une géométrie qui ne concentre pas les efforts. Le revêtement peut être en plein cintre ou composé d'une succession d'arcs de cercle. En particulier, les points anguleux doivent être évités.
- assurer la continuité du contact entre terrain encaissant et revêtement et la capacité de ce contact à transmettre les efforts.
- fermer la section par un radier contrevoûté dans le cas des roches évolutives ou poussantes et dans les terrains meubles.

La mise en place d'un radier augmente considérablement l'aptitude du revêtement à résister aux poussées du terrain (ou à l'eau). En lui donnant une forme contrevoûtée, sa capacité à résister est encore accrue et les raccordements radier-piédroits ont alors un bien meilleur fonctionnement.

CHAPITE IV

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE



Chapitre IV : Descriptif de l'ouvrage

IV.1 Présentation du projet :

Alger capitale du pays étant une agglomération à structures encombrantes, de routes, et rues étroites, du fait de son architecture datant de l'époque coloniale, réduisant ainsi sa capacité à recevoir ce grand flux d'activités humaines, commerciales et culturelles qu'elle observe ces temps-ci, d'où le besoin d'une structure souterraine afin d'alléger le trafic.

Le projet Metro d'Alger vient de ce fait répondre à ce besoin, avec un tunnel de longueur de réseau de 9,5 km relie par son passage 10 station de la grande poste a Hai El Badr, ainsi que des extensions, de la grande poste vers la place des martyres (extension A), de Hai EL Badr vers EL Harrach (extension B) et de Hai El Badr vers Ain Naadja (extension C).



Figure IV.1: plan de la ligne principale avec les extensions.

La ligne du métro relie Hai El Badr à la cité Ain Naadja (extension C) d'une longueur de 4 Km ,Cette extension est composé d'un tunnel de 2100 m de longueur, et un viaduc aérien qui relie le bout du tunnel de Hai El Badr avec celui de Ain Naadja sur une longueur de 600 mètres dont deux(02)stations, Ain Naadja 1 Ain Naadja 2. Le délai de réalisation étant de 28 mois et d'un coût estimé à 10 milliard de DA.

La réalisation de ce projet a été confié au consortium GAAMEX composé de l'entreprise Algérienne COSIDER, l'entreprise Allemande DYWIDAG et de l'entreprise Italienne TREVI.

Notre étude se portera sur le tronçon se situant entre le puits de ventilation PV4 et la station d'Ain Naadja 1

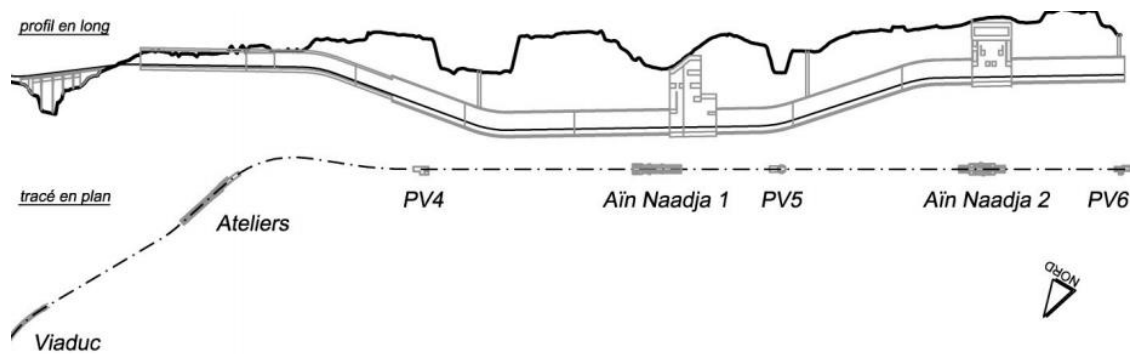


Figure IV.2:profile en long.

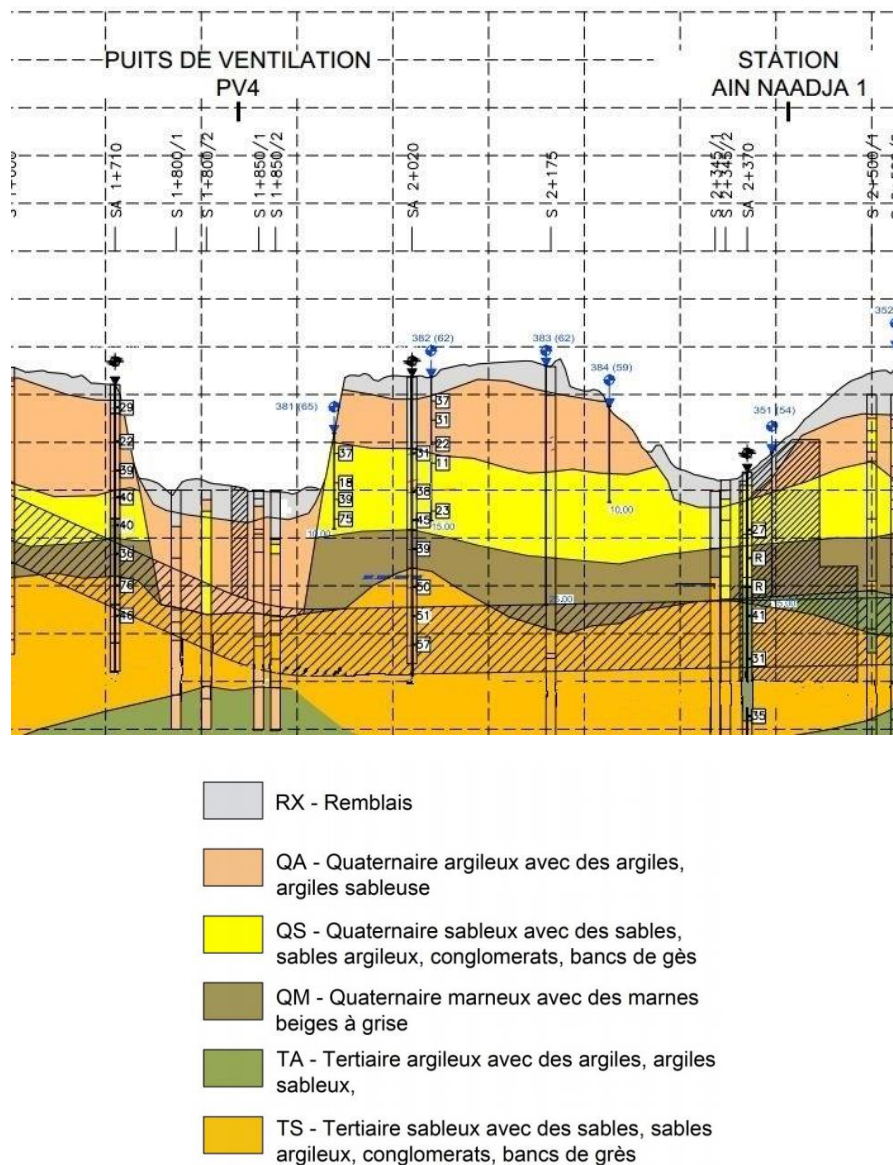


Figure IV.3: coupe longitudinale du tunnel.

IV.2 Conditions géologiques et hydrogéologiques :

IV.2.1 Les conditions géologiques :

« L'hypothèse géotechnique » de G.D.C./Müller + Hereth (2011) donné par l'EMA (Entreprise du Metro d'Alger) explique les conditions de la géologie et de l'hydrologie concernant les calculs statiques sur la ligne planifiée du métro d'Alger - extension C entre les stations Hai El Badr et Ain Naadja.

Elle résume les résultats des investigations et des évaluations selon l'APD [1], la reconnaissance supplémentaire et l'expérience gagnée par ligne 1 - 1ere phase Hamma – Hai El Badr, extension B Hai El Badr – El Harrach et autre projets comparable.

Donc, l'ensemble lithologique est réduit à deux unités: Le quaternaire et, en dessous, le tertiaire. Ces deux couches se superposent plus au mois horizontalement.

L'unité supérieure (quaternaire) se compose des sédiments argileux et cohésifs; par endroits avec des épaisseurs considérables. L'unité au-dessous est une composition des dépôts récents et des argiles sableux ou limoneux et des sables limoneux. L'unité la plus profonde de la quaternaire constitue des marnes grises, légèrement sableux, avec des minces couches de grès intercalées.

L'unité inférieure (tertiaire) est Molasse, en moyenne bien consolidée, qui se caractérise par un mélange des couches sableux, limoneux et argileux, de même avec des minces couches de grès intercalées.

Les couches stratigraphiques ont été groupées en unités homogènes selon leurs caractéristiques de mécanique de sol. Par la suite, ces valeurs caractéristiques ont été réunies par groupes de valeurs caractéristiques de base.

IV.2.2 Les conditions hydrogéologiques :

La nappe phréatique se situant profondément sous le tunnel, ne sera pas prise en considération.

IV.3 Les conditions géotechniques :

Le tableau suivant résume les caractéristiques géotechniques :

Type de sol	RX	QA	QM	QS	TS
Densité humide KN/m ³	19	20.5	20.5	20.5	21
Module de young E MN/m ²	15	30	45	50	85
Module de rigidité Es MN/m ²	25	45	60	70	135
Cohésion C' KN/m ²	5	30	30	10	15
Cohésion Cu KN/m ²	15	100	100	20	12030
Angle de frottement (°)	30	25	27.5	32.5	32.5

Tableau IV-1 : Caractéristiques géotechnique

IV.4 Caractéristiques géométrique :

La forme de la section transversale de l'anneau du revêtement final est comme indiqué dans la figure suivante : La géométrie du tunnel correspond à la géométrie « gueule »

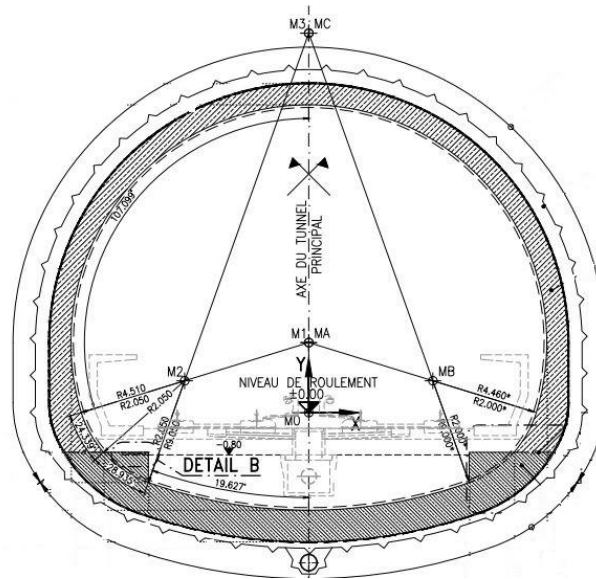


Figure IV.4: forme de la section transversale du tunnel.

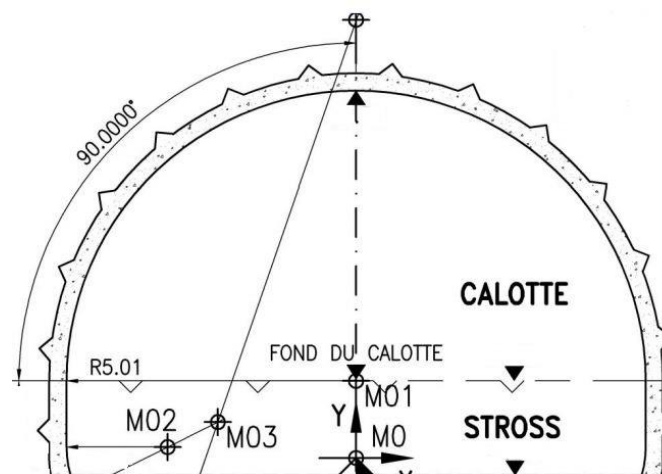


Figure IV.5: forme de la section transversale du soutènement provisoire.

IV.5 Matériaux d'exécution :

1. 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 qui est généralement en profile d'acier.

2. Béton projeté :

Le béton projeté est un béton (eau, ciment, gravier 3/8 et adjuvant), qui est projeté à grande vitesse sur une surface au moyen d'air comprimé afin d'obtenir une compaction adéquate. La force de l'impact sur la surface compacte le matériau. L'expulsion de l'air augmente le seuil et permet au matériau de se supporter lui-même sans s'affaisser ou couler, même sur une surface en surplomb.

3. Matériaux de déblais :

Les déblais de creusement de tunnels en mine et rameaux extraits au niveau des puits de ventilations pour les tunnels souterrains et emprises des tranchées pour le tronçon de tunnel à ciel ouvert sont évacués soit directement aux décharges convenues avec les autorités et selon les dispositions contractuelles, soit en transitant par les zones de stockage si l'enclavement de certaines emprises le nécessitent.

CHAPITE V

METHODES DE DIMENSIONNEMENT



Chapitre V : Méthodes de dimensionnement

V.1 Introduction :

L'un des problèmes qui se posent au projeteur de génie civil est celui de la détermination des caractéristiques du revêtement ou soutènement d'un ouvrage souterrain où de la vérification de sa stabilité est l'un des plus délicats et des plus difficiles à aborder. L'appréciation, le jugement et l'expérience de l'ingénieur sont nécessaires pour compenser l'absence de règles de dimensionnement de ces ouvrages.

Cette absence de règles est due à la complexité du problème et la quasi-impossibilité d'en appréhender la totalité des paramètres pour les intégrer dans un calcul mathématique.

V.2 position du problème :

La construction d'un ouvrage souterrain à l'intérieur d'un massif à pour conséquence la substitution au champ des contraintes naturelles préexistant dans ce massif d'un nouveau champ de contraintes intéressant le nouveau solide constitué par le massif évidé et son revêtement. Mais le passage d'un équilibre à l'autre ne peut, pour des raisons évidentes d'exécution, se faire de façon instantanée, de sorte que plusieurs phases intermédiaires d'équilibre interviennent successivement au cours de la construction. Les conditions à respecter sont généralement la stabilité des équilibres successifs qui se produisent pendant et à l'issue des travaux ainsi que la limitation des déformations cumulées.

L'équilibre final dépend d'un nombre considérable de facteurs, et notamment :

- De l'équilibre naturel initial ;
- Des caractéristiques physiques et des lois de comportement du terrain encaissant et de son environnement ;
- Des phases d'exécution et de leur déroulement dans le temps ;
- Des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments de soutènement et de revêtement introduits à la surface du soutènement et de la nature de leur contact avec le terrain ;
- Des conditions d'utilisation de l'ouvrage.

V.3 Difficultés du calcul :

Ces facteurs sont généralement :

- Soit connus de façons très incomplètes (équilibre initial) ;
- Soit difficiles à quantifier (discontinuités du terrain) ;

- Soit à la fois mal connus et difficiles à introduire dans les calculs (loi de comportement du terrain, conditions précises d'exécution des travaux).

Leur influence n'en est pas moins décisive vis-à-vis du comportement des ouvrages.

Un calcul idéal de l'ouvrage supposerait à la fois la connaissance parfaite et détaillée dans lequel l'ouvrage doit être construit et la possession d'un modèle mathématique suffisamment élaboré pour prendre en compte la totalité de ces données.

V.4 Classification des méthodes :

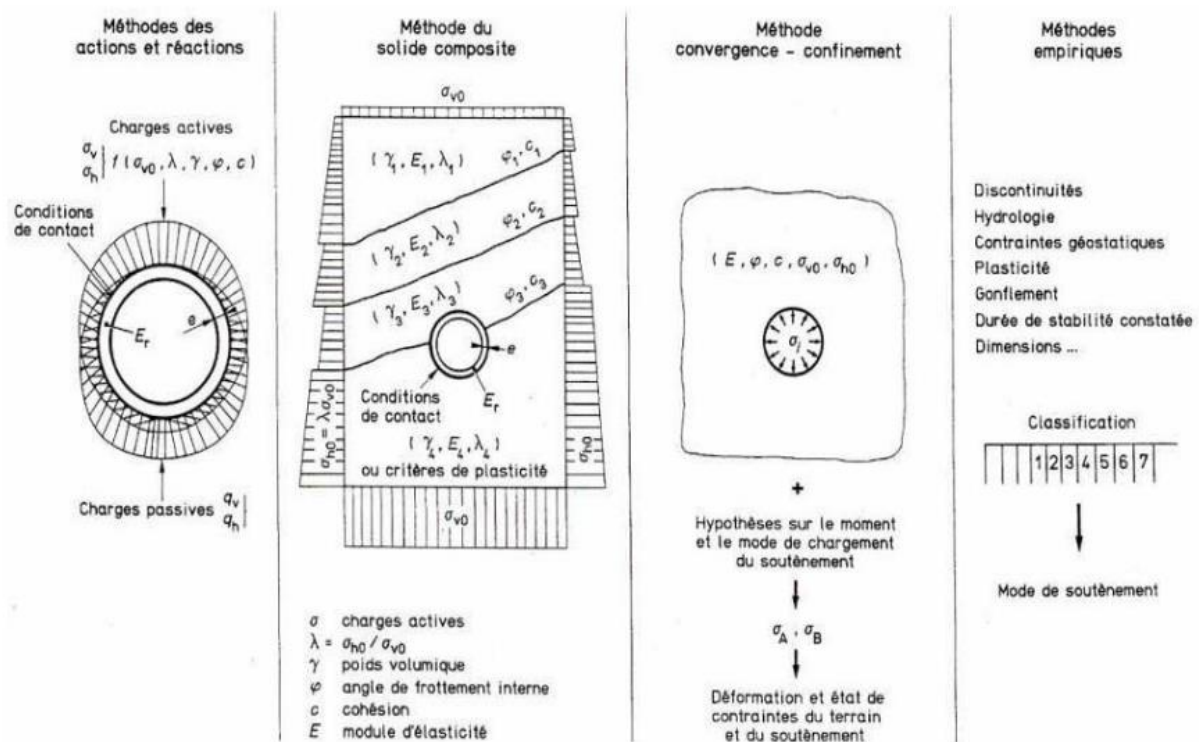


Figure V-1: classification des méthodes de dimensionnement du revêtement et du soutènement.

Les diverses méthodes de calcul utilisées en vue du dimensionnement peuvent être classées en quatre catégories principales.

Dans les méthodes de la première catégorie, on étudie le comportement du revêtement sous l'effet de forces extérieures représentant le terrain encaissant.

Certaines de ces forces sont indépendantes de la déformation du revêtement et sont fixées a priori.

En utilisant les hypothèses classiques de la résistance des matériaux, il est possible de ramener le calcul à la définition de quelques inconnues hyperstatiques qui sont définies en égalisant, soit en quelques points, soit tout le long du contour, la déformation du terrain encaissant et du revêtement.

Le calcul fournit à la fois l'intensité des forces hyperstatiques complémentaires appliquées au revêtement et les efforts de contraintes développées dans celui-ci par l'ensemble des forces extérieurs.

Dans les méthodes de la deuxième catégorie, le calcul des déformations et des contraintes est étendu à l'ensemble terrain encaissant- revêtement, considéré comme un solide composite dont on connaît les conditions aux limites.

Des programmes de calcul automatiques basés sur les différences finies ou les éléments finis permettent de définir les contraintes et les déformations en chacun des nœuds du maillage élémentaire, et notamment le long de l'intrados et de l'extrados du revêtement.

Dans chacune de ces deux catégories de méthodes, l'étude peut être faite, soit en phase de déformation élastique du revêtement lui-même, soit en phase plastique en prenant en considération les états ultimes au voisinage de la rupture dans les hypothèses extrêmes de chargement.

Il existe une troisième catégorie de méthode qui, à l'inverse de celles de la première catégorie, étudient seulement le comportement du terrain encaissant en assimilant l'action du soutènement ou du revêtement à une pression de confinement P_i généralement radiale et uniforme et dont l'intensité est choisie en fonction de critères liés à l'étendue des zones en état de déformation plastique autour de l'excavation. Ces théories connues sous le nom de « théories des zones plastiques » et développées par FENNER et KASTNER, puis par LOMBRADI permettent, en choisissant des valeurs décroissantes de la pression interne d'étudier plusieurs équilibres successifs correspondant à la décompression des terrains en phase de soutènement provisoire souple et de calculer les déformations correspondantes des parois.

Il y a aussi les méthodes de dimensionnement empirique dont l'emploi est fréquent dans le cas d'utilisation de soutènement par ancrage immédiat et béton projeté. Ces éléments de soutènement sont alors déterminés sur la base d'expériences antérieures.

IV.5 Principe de la méthode des réactions hyperstatiques :

Dans cette méthode, on étudie le comportement du revêtement sous l'action de charges extérieures.

On distingue des charges dites actives qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (poids mort et charges et surcharges intérieurs et extérieurs, actions du terrain encaissant), des charges dites passives qui sont des réactions hyperstatiques, dépendant de la déformation et dont la prise en compte égalise en première approximation les déformations du terrain et du revêtement sous l'ensemble des charges actives et passives.

Les déformations du revêtement sont calculées par les méthodes classiques de la résistance des matériaux en l'assimilant à un portique, un arc, une coque ou une structure à barres, ou on peut avoir recours à des outils informatiques tel que le SAP 2000 ou ROBOT.

Les déformations du terrain sont souvent estimées à partir de la notion schématique de module de réaction, c'est-à-dire que l'on suppose que la réaction en un point est uniquement fonction de la déformation en ce point, et généralement même lui est proportionnelle.

CHAPITE VI

CALCUL DES CHARGES



Chapitre VI : Calcul des charges

VI.1 Introduction :

Les principales charges agissant sur les constructions souterraines proviennent de la poussée des éléments constituant le terrain, c'est-à-dire la poussée géologique, appelée aussi poussée du souterrain, et la pression hydrostatique. Les charges mobiles du ou véhicules circulant à la surface du terrain, ne doivent être pris en considération que s'il s'agit de tunnels construits à une faible profondeur sous la chaussée. D'autres part les charges représentent les véhicules circulent à l'intérieur du tunnel, ou celles dues à des charges transportées dans le souterrain (exemple: l'eau) n'interviendront que dans la mesure où le tunnel est situé à proximité de la surface, ou bien dans un terrain fluant, de faible résistance, ou encore dans le cas des galeries sous pression des aménagements hydroélectriques.

Selon Rabcewicz les causes de la poussée du souterrain peuvent être réparties dans les 3 groupes : décompression de la masse rocheuse, poids des masses du terrain situé au-dessus du tunnel, effets technique, augmentation du volume de rochers ainsi qu'un gonflement d'origine chimique ou physique.

VI.2 Les pressions souterraines :

Les effets énumérés ci-dessus peuvent être à l'origine de trois sortes de poussées :

- Poussées de détente ;
- poussées géologiques ;
- poussées due au gonflement.

VI.2.1 Poussée des détente :

En raison de l'affaissement de la calotte provoqué par la pression, le comportement de la masse du rocher située au-dessus de l'excavation peut être comparé, d'après RABCEWICZ, à celui d'une masse de terre stockée dans un silo muni à sa base d'une couverture dont le couvercle peut se déplacer vers le bas.

Les conditions de la pression de détente se rapprocheront d'autant plus de celles des silos, que le degré de cohésion du rocher est faible. L'ouverture de l'orifice est immédiatement suivie par une chute de la pression à une valeur minimale, puis à mesure qu'augmente l'ouverture, la pression augmente à nouveau, sans toutefois s'approcher de la pression géostatique qui s'exerçait initialement sur le couvercle, c'est-à-dire si un soutènement de la calotte fait défaut, on constate que peu à peu un coin de rocher s'y détache, marquant une tendance à l'affaissement, et ceci aussi longtemps que l'équilibre correspondant aux

conditions de soutènement modifiées n'est pas rétabli. Le coin de détache progressivement de la masse principale. Pour commencer c'est l'élément qui s'affaisse, le mouvement se poursuit sous forme d'un élargissement en direction des piédroits, puis par une extension vers le haut en forme d'ogive, jusqu'à ce que les côtés du triangle enfermant un angle α soient capables de se servir mutuellement d'appui. L'angle α sera d'autant plus pointu qu'est petite la cohésion du terrain en question. La hauteur de l'ogive est approximativement donnée par la relation suivante :

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

- b : la largeur de l'excavation.
- α : angle au sommet de profil d'équilibre.

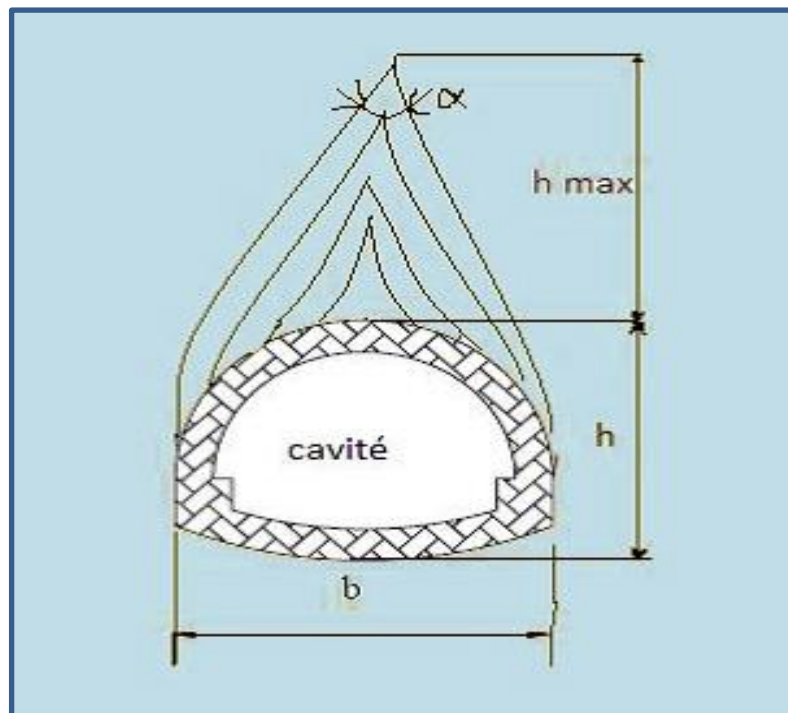


Figure VI.1:Processus de l'affaissement du coin de voûte.

VI.2.2 Poussées géologiques :

Appelée aussi poussée du souterrain, elle apparaît aux endroits où, à la suite des excavations, l'augmentation par rapport à la valeur initiale des contraintes secondaires dans l'entourage du profil atteint des proportions qui dépassent la résistance de la roche non seulement à la calotte mais aussi sur les piédroits, pour atteindre des ordres de grandeur voisin de la limite plastique.

Cet état n'est pas nécessairement une conséquence directe de la proximité de l'excavation, c'est-à-dire d'une concentration de contraintes due aux travaux, mais il peut se présenter partout où, dès avant les travaux, où le rocher se trouve déjà dans un état plastique latent, le fluage plastique n'ayant auparavant été empêché que par la présence de la masse du rocher entourant le milieu en question. Par suite de recherches effectuées par KARAMAN, on sait que dans un milieu à un état de pressions composées, où les possibilités de dilatation latérales

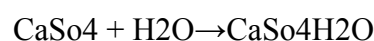
sont pratiquement inexistantes, toutes les roches même les plus rigides et les plus résistantes, peuvent se trouver dans un état plastique. En pratique, ce n'est donc que le degré de résistance du rocher et la pression appliquée (situation en profondeur) ainsi que le degré de résistance opposée à la déformation transversale (rigidité latérale, coefficient de la poussée latérale), qui détermineront la profondeur à laquelle le rocher passera dans un tel état plastique. Toutefois, l'état de contrainte en question ne pourrait être atteint tant que, par la suppression totale ou partielle (excavation) des appuis latéraux, les conditions de déformations ne sont pas remplies. Dans le cas de la poussée géologique on a donc affaire, non pas des efforts mais à des mouvements suscités par les travaux d'excavation, et qui s'étendent à une zone d'une étendue déterminée. Des efforts ne seront engendrés que si l'on s'oppose au développement des mouvements. La zone de détente, solide exempt de contrainte, se déformera en entraînant progressivement, et dans une mesure décroissante, la déformation des zones voisines.

C'est-à-dire la poussée géologique est en fait la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par divers effets tectoniques, et qui en relation directe avec la composition géologique. Selon KASTNER, le processus débute au moment où, à la suite du regroupement des poussées le long des piédroits, la pression croissante atteint le double de sa valeur initiale, si bien qu'elle finit par dépasser la résistance à la compression simple de la roche, les parois latérales commençant à flamber, ou du moins leur état de contrainte passe à l'état plastique sur une certaine hauteur au-dessus du vide créé, annulant leur résistance aux charges extérieures.

VI.2.3 Poussés du au gonflement :

Dans quelques roches argileuses ou altérées, nous retrouverons sous certaines conditions, cette 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 manifestent 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 CaSO_4 en gypse au contact de l'eau :



VI.3 Evaluation des charges:

VI.3.1 Les méthodes semi-empiriques :

VI.3.1.1 Charges verticales :

A) Théorie de TERZAGHI :

Selon TERZAGHI la masse du 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 dans le terrain complètement excavé.

Ces déplacements sont suffisamment importants pour qu'une série de surface de glissement fasse apparition. Il convient donc de définir la largeur de la masse de terrain qui se déplace dans le plan de la calotte de l'évidement, en partant d'un angle de frottement de $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{4})$ donnant l'inclinaison de la surface de glissement de la poussée active des terres.

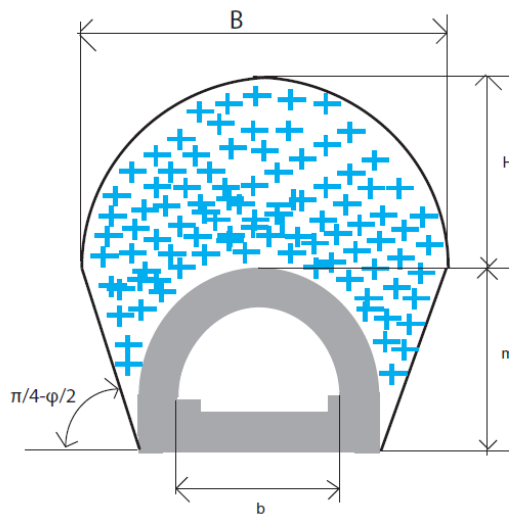


Figure VI.2: effet de voute selon TERZAGHI.

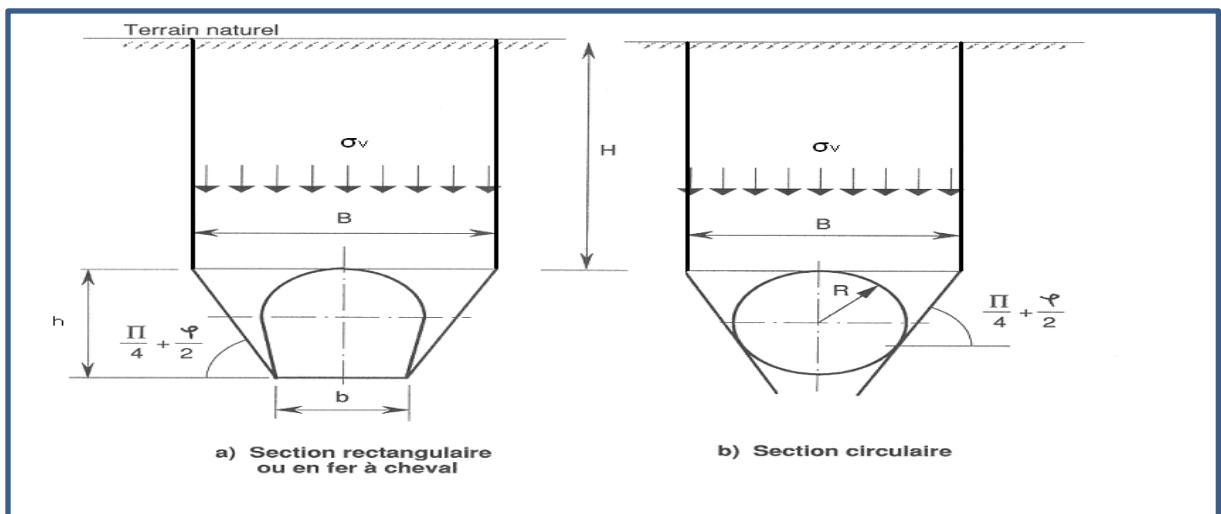


Figure VI.3: descente de charges selon TERZAGHI

La formule de TERZAGHI s'exprime ainsi :

$$\sigma_v = \frac{B \left(\gamma - \frac{2C}{B} \right)}{2k \tan \varphi} \left(1 - e^{\left(\frac{-2kH \tan \varphi}{B} \right)} \right) + q e^{\left(\frac{-2kH \tan \varphi}{B} \right)}$$

- γ : poids volumique du terrain.
- C : la cohésion.
- φ : angle de frottement.
- k : est le coefficient de poussées des terres $k=1 - \sin \varphi$.
- H : la hauteur de couverture au-dessus de la voûte du tunnel.
- Q : charge d'exploitation.
- B : est la largeur mesurée au niveau du toit du tunnel, du volume du terrain compris entre les surfaces de glissement, dans l'hypothèse du mouvement vers le bas et vers l'excavation dans les deux cas (Figure IV.3) précédente.

a) Section rectangulaire ou en fer à cheval :

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

Où : b = la largeur du tunnel en mètre.

h ou m = hauteur du tunnel en mètre.

b) Section circulaire :

$$B = 2R \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Où : R = le rayon du tunnel en mètre

Lorsque $\varphi = 0$: $\sigma_v = B \left(\gamma - \frac{2C}{B} \right)$

▪ **Remarque :**

La charge calculée est nulle quelle que soit la hauteur de couverture lorsque $C = \gamma \frac{B}{2}$

▪ **Différents cas selon la variation de la hauteur de couverture H :**

a) ($H < B$) :

Les mouvements et les décompressions provoquées par la construction du tunnel risquent d'intéresser la masse totale du terrain encaissant supérieur dont les caractéristiques géotechniques peuvent se trouver de ce fait notablement réduites par rapport à celles du terrain en place. Les réductions de charge dues à l'effet de voûte peuvent n'avoir qu'un caractère temporaire.

En conséquence, alors que l'on peut généralement adopter les valeurs réduites calculées d'après TERZAGHI s'il s'agit de calculer un soutènement provisoire, il est au contraire nécessaire, lorsqu'il s'agit de revêtement définitif, de prendre en compte sans aucune réduction la charge totale du terrain.

Ces dispositions, ainsi que celles des paragraphes précédents, doivent notamment être respectées de façon impérative dans les terrains saturés d'eau.

b) ($B < H < 2,5 B$) :

On devra, dans les mêmes conditions et s'il s'agit du revêtement définitif, s'assurer que la charge réduite prise en compte n'est en aucun cas inférieure à B.

De plus, on procédera à la vérification de la stabilité sous la charge géostatique, quitte à admettre dans ce cas un coefficient de sécurité réduit vis-à-vis de la rupture du revêtement.

c) ($H > 2,5 B$) :

La charge calculée tend à se rapprocher, si φ n'est pas nul, de la valeur limite supérieure

$$\sigma_v = \frac{\gamma B - 2C}{2 \tan \varphi}$$

Il est possible d'utiliser, encore dans ce cas, la formule de TERZAGHI, à condition :

- de rester très prudent quant à la valeur de C.
- de s'assurer, comme dans le cas précédent, que la charge trouvée est supérieure ou égale à γB .
- de procéder également à la vérification de la stabilité pour une valeur de la charge égale à $2,5\gamma B$ en admettant dans ce cas un coefficient de sécurité réduit vis-à-vis de la rupture du revêtement.

B) Théorie de BIERBAUMER:

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

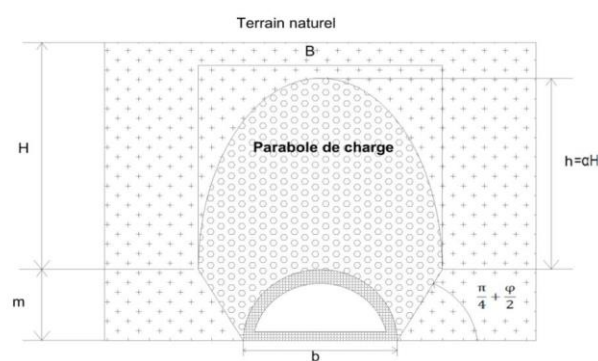


Figure VI.4 : répartition de la poussée du souterrain selon BIERBAUMER

La contrainte verticale est donnée par l'expression suivante:

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

Avec :

h : Hauteur de la parabole de charge.

α : Coefficient de réduction.

H : Couverture du terrain.

Le coefficient de réduction α est déterminé par la relation suivante :

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{Si H est faible (H<15m)} \\ 1 - \frac{Htg\varphi tg^2(\frac{\pi-\varphi}{4})}{B} & \text{Si } 15m \leq H \leq 200m \\ tg^4(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{4}) & \text{Si H est très grand (H>200m)} \end{cases}$$

Avec :

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

Où : b= la largeur du tunnel en mètre.

h ou m= hauteur du tunnel en mètre.

C) Théorie des poids des terres :

La charge verticale qui surmonte la voûte du tunnel est déterminée par une descente totale des couches se trouvant au-dessus de l'ouvrage. Cette méthode est valable pour des ouvrages situés à de faibles profondeurs. Elle est réputée pénalisante du fait qu'elle ne prenne pas en compte l'effet de la voûte, d'où un surdimensionnement de l'ouvrage.

L'expression de la pression verticale est :

$$\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q$$

Avec :

γ_i : Poids de la couche i.

h_i : Hauteur de la couche i.

q : surcharge.

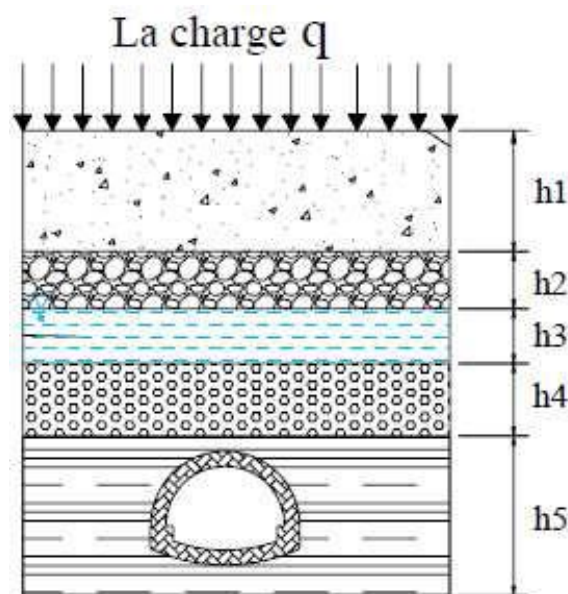


Figure VI.5: descente de charges selon la méthode des poids des terres.

D) Théorie de PROTODIAKONOV :

La théorie de PROTODIAKONOV est basée sur la définition statique d'une voûte naturelle située au-dessus du terrain excavé de forme parabolique et de hauteur h_p .

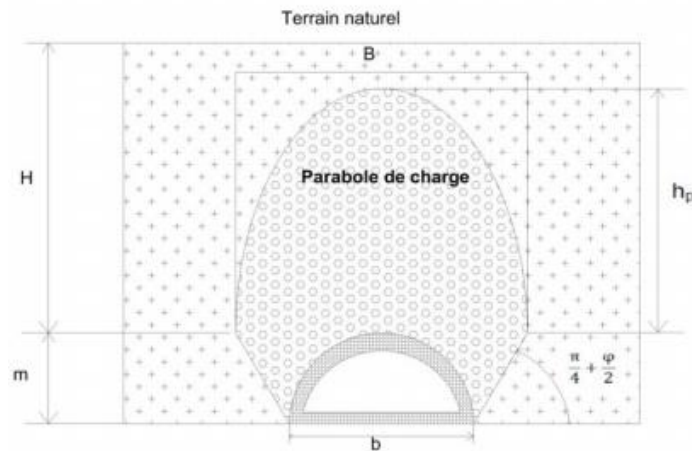


Figure VI.6:répartition de la charge verticale d'après PROTODIAKONOV.

La contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma_v = \gamma h_p$$

Telle que :

$$h_p = \frac{B}{2f} \quad \text{et} \quad B = b + 2h \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

f :Coefficient de résistance calculé pour différents terrains

$$f = \begin{cases} tg\varphi & \text{Sol granuleux} \\ tg\varphi + \frac{c}{\sigma_c} & \text{Sol cohérent } (\sigma_c : \text{résistance à la compression}) \end{cases}$$

Tel que :
$$\sigma_c = \frac{2C \cos\varphi}{\sin\varphi}$$

Catégorie	Degré de résistance	Résistance à la rupture σ_k (Kgf/cm ²)	Coefficient de résistance f	Angle de frottement interne
I	Résistance supérieur	2000	20	87
II	Roches très résistantes	1500	15	85,5
III	Roches de bonne tenue	900	8	82
IV	Roches assez résistantes	550	6	75
V	Roches de résistance moyenne	350	3	70
VI	Roches assez inconsistantes	200	1,5	65
VII	Roches inconsistantes	200 à 150	1	50
VIII	Terrains meubles	200 à 150	0,6	30

Tableau VI.1: Catégories des sols selon le degré de résistance.

NB : Par expérience, il a été montré que les résultats de cette théorie sont surtout satisfaisants pour les profondeurs telle que : $\frac{b}{2f} < H < \frac{b}{f}$

VI.3.1.2 Charges horizontales :

A) Théorie de TERZAGHI :

Selon TERZAGHI la poussée latérale peut être calculée approximativement par la formule suivante:

$$\sigma_h = \begin{cases} 0,3\gamma(0,5m + h_p) & \text{pour le cas général} \\ \gamma H t g^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{pour les terrains granuleux ou ébouillis} \\ \sigma_v \frac{v}{1-v} & \text{pour les roches de bonne tenue} \end{cases}$$

Avec :

h_p : Hauteur du noyau de détente

ν : Coefficient de poisson

B) Méthode de Coulomb-Rankine :

Cette théorie admet que la poussée horizontale est à répartition trapézoïdale et en fonction de la charge verticale, elle est donnée par les formules suivantes :

$\sigma_{h1} = K_a \sigma_v$ A court terme, c'est le cas d'un soutènement provisoire

$\sigma_{h1} = K_0 \sigma_v$ A long terme, c'est le cas d'un revêtement définitif.

Avec : σ_v (contrainte vertical de TERZAGHI)

$K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$ Coefficient de poussée active

$K_0 = (1 - \sin\varphi) X_1 X_2 X_3$ Coefficient de terre au repos

Ou :

X_1 : Coefficient d'influence de la cohésion du terrain.

X_2 : Coefficient d'influence de la genèse du terrain.

X_3 : Coefficient rhéologique

Nature du terrain	X_1	X_2	X_3
Remblais	1,00	1,00	1,00
Argile	0,70	1,00	0,50
Sable	1,00	1,00	1,00
Marne	0,70	1,00	0,70

TableauVI.2: Les coefficients de la formule de Coulomb Rankine.

- Au niveau du radier :

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

Telle que :

$$\sigma_{h2} = m\gamma K_a - 2C\sqrt{K_a}$$

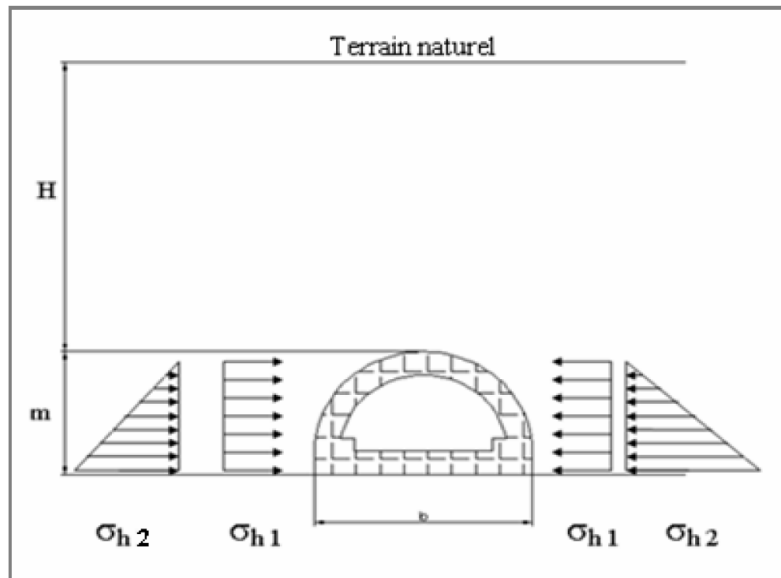


Figure VI. 7: Théorie de COULOMB-RANKINE.

C) Théorie poids des terres :

$$\sigma_h = k_0 \sigma_{v0}$$

L'utilisation de formules semi-empiriques permettant de déterminer k_0 :

- Soit à partir du coefficient de Poisson dans le cas des roches :

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

- Soit à partir de l'angle de frottement φ dans le cas des sols, la relation de Jaky (1944) pour les sols grenus :

$$k_0 = 1 - \sin\varphi$$

- La relation de Brooker et Ireland (1965) pour les argiles normalement consolidées :

$$k_0 = 0.95 - \sin\varphi$$

D) L'expérience SOVIETIQUE :

La base de cette expérience est que la poussée latérale doit être prise en le considérant comme une répartition trapézoïdale. Sa grandeur devra être déterminée en fonction de deux valeurs extrêmes au niveau de la calotte ainsi qu'au niveau du radier. La poussée latérale spécifique au niveau de la calotte est :

$$\sigma_{h1} = h \gamma \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \sqrt{\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

La poussée latérale au niveau du radier est :

$$\sigma_{h2} = \gamma(h_p + m)\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2C\sqrt{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

Avec : $h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi}$

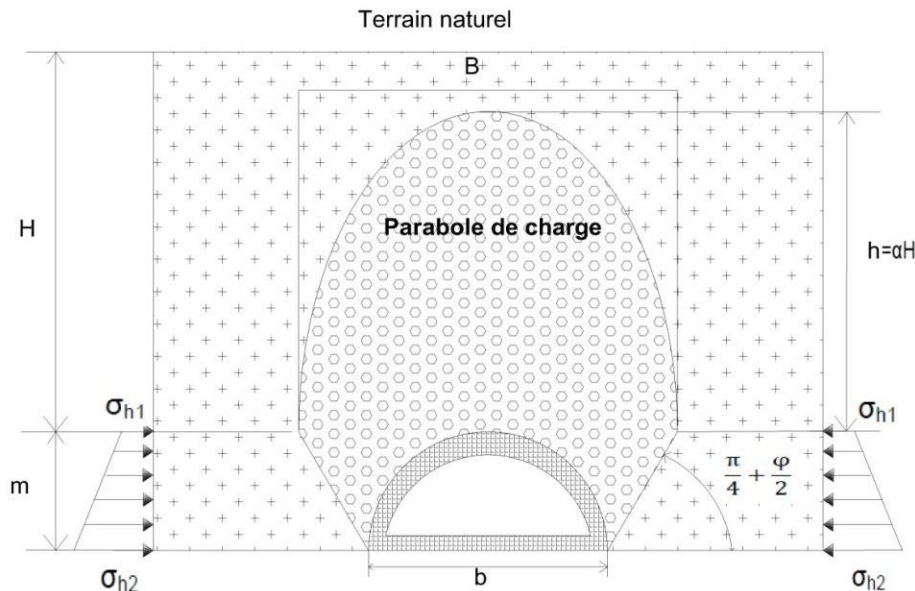


Figure VI. 8: l'expérience soviétique.

E) Théorie de PROTODIACONOV :

Pour la théorie de PROTODIACONOV la pression latérale agissant sur une paroi de hauteur \$m\$ et de largeur \$b\$ est :

$$\sigma_h = hmtan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \left[\frac{2}{3 \tan \varphi} b + mtan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{m}{2} \right]$$

VI.3.1.3 Evaluation des pressions agissantes au niveau du radier :

La poussée géologique et de gonflement se manifeste aussi bien au radier qu'aux pieds droits. Dans la pratique, c'est surtout dans les terrains inconsistants et plus particulièrement dans les sols plastiques et les argiles imbibées d'eau que l'on doit faire face au problème de la poussée sous radier.

Si les contraintes géostatiques 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 donné par **TSIMBARIÉVITCH** et celle donnée par **TERZAGHI**.

Avec :

k_p : Coefficient de butée

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

En égalisant $\longrightarrow e_a = e_p$

On trouve :

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

La résultante des efforts agissant en direction de l'excavation sera :

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

Tel que :

$$E_{a=\frac{e_a+e_p}{2}Z} \quad \text{Trapèze}$$

$$E_{p=\frac{e_p}{2}Z}$$

La résultante E peut être décomposée en deux composantes T et S, avec :

$$T = E \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{et} \quad S = E \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

La force aura tendance à déplacer le terrain, tandis que le composant frottement agira dans le sens contraire. Cet effort s'opposant à T sera T_0 :

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

La résultante T_0 exercé son action dans l'axe central et elle est verticale. Cette pression dirigée vers le haut est équilibrés soit par une surcharge q soit par une forme en clé de voûte du radier, la charge q doit être répartie sur une longueur Y calculée par l'équation suivante :

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

Ainsi la contrainte provoquée sous le radier est :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} \quad \text{D'où :} \quad \sigma = \frac{T_0}{Z} tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

La vérification de non soulèvement du radier consiste à assurer :

$$\sigma < \sigma_{vlim} = \frac{4C}{1 - \sin\varphi} (2 + \sin\varphi) \cos\varphi$$

- φ et C du terrain situé sous le radier.

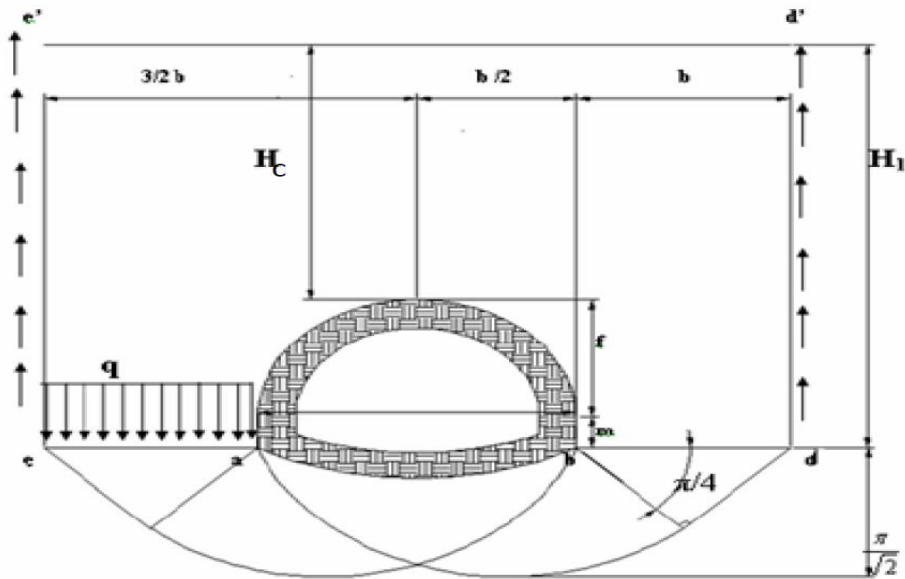


Figure VI. 10: Poussé au niveau du radier selon TERZAGHI.

VI.4. Détermination des charges :

VI.4.1. Calcul des charges agissant sur le soutènement provisoire :

Les dimensions du soutènement provisoire sont les suivantes :

$$m = 6.84m \qquad b = 10,42m$$

Dans ce cas nous utiliserons les caractéristiques du sol suivant :

Couche	γ (KN/m ³)	C (kN/m ²)	φ (°)	h (m)
RX	19	10	30	3.5
QA	20.5	100	25	8
QS	20.5	20	32.5	9.2
QM	20.5	100	27.5	4.8
TS	21	30	32.5	----
TA	21	120	27,5	----

VI.4.1.1. Charges verticales

A- Théorie de TERZAGHI :

$$\sigma_v = \frac{B \left(\gamma - \frac{2C}{B} \right)}{2k \tan \varphi} \left(1 - e^{\left(\frac{-2kH \tan \varphi}{B} \right)} \right) + q e^{\left(\frac{-2kH \tan \varphi}{B} \right)}$$

Tel que :

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

On prend l'angle de frottement pour le calcul de B donnant le cas le plus défavorable :

$$\varphi = 27,5^\circ$$

Alors :

$$B = 18,72m$$

- Couche 1 (RX) :

$$\sigma_{v1} = \frac{B \left(\gamma_1 - \frac{2C_1}{B} \right)}{2k_1 \tan \varphi_1} \left(1 - e^{\left(\frac{-2k_1 H_1 \tan \varphi_1}{B} \right)} \right) + q e^{\left(\frac{-2k_1 H_1 \tan \varphi_1}{B} \right)}$$

- Couche 2 (QA):

$$\sigma_{v2} = \frac{B \left(\gamma_2 - \frac{2C_2}{B} \right)}{2k_2 \tan \varphi_2} \left(1 - e^{\left(\frac{-2k_2 H_2 \tan \varphi_2}{B} \right)} \right) + \sigma_1 e^{\left(\frac{-2k_2 H_2 \tan \varphi_2}{B} \right)}$$

- Couche 3 (QS):

$$\sigma_{v3} = \frac{B \left(\gamma_3 - \frac{2C_3}{B} \right)}{2k_3 \tan \varphi_3} \left(1 - e^{\left(\frac{-2k_3 H_3 \tan \varphi_3}{B} \right)} \right) + \sigma_2 e^{\left(\frac{-2k_3 H_3 \tan \varphi_3}{B} \right)}$$

- Couche 4(TS) :

$$\sigma_{v4} = \frac{B \left(\gamma_3 - \frac{2C_3}{B} \right)}{2k_3 \tan \varphi_3} \left(1 - e^{\left(\frac{-2k_3 H_3 \tan \varphi_3}{B} \right)} \right) + \sigma_1 e^{\left(\frac{-2k_3 H_3 \tan \varphi_3}{B} \right)}$$

Couche	K	σ_{vi} [KN/m ²]
RX	0.5	112,04
QA	0.577	159,113
QS	0.463	266,17
QM	0.538	274,22

La charge verticale agissant sur le soutènement provisoire en clé de voute selon TERZAGHI est:

$$\sigma_v = 274,22 \text{ KN/m}^2$$

B- Théorie BIERBAUMER :

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

Dans notre cas : $H=25,5m$ qui est $15m \leq H \leq 200m$ alors :

$$\alpha = 1 - \frac{Htg\phi tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}{B}$$

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

H (m)	B (m)	m (m)	γ KN/m ³	ϕ (°)	B (m)	α (m)	H(m)	σ_v (KN/M ²)
25,5	10,42	6,84	21	27,5	18,72	0,74	18,87	396,27

La charge verticale agissant sue le soutènement provisoire selon BIERBAUMER est :

$$\sigma_v = 396,27KN/m^2$$

C- Théorie des poids des terres :

$$\sigma_v = \sum \gamma_i h_i + q$$

Couche	RX	QA	QS	Qm	q (KN/m ²)	σ_v (KN/m ²)
h (m)	3,5	8	9,2	4,8	60	577,5
γ (KN/m ³)	19	20,5	20,5	20,5		

La charge verticale agissant sue le soutènement provisoire selon la théorie des poids des terres est :

$$\sigma_v = 577,5 KN/m^2$$

VI.4.1.2. Charges horizontales :

A- Théorie de TERZAGHI :

Notre cas étant dans le cas général alors :

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

h_p : Hauteur du noyau de détente $h_p = \frac{b}{\sin 2\phi}$

b	m	γ	ϕ	h_p	σ_h
10,42	6,84	21	27,5	12,72	101,682

La charge horizontale agissant sur le soutènement provisoire selon TERZAGHI est :

$$\sigma_h = 101,682 \text{ KN/m}^2$$

B- Théorie de COULOMB-RANKINE :

Charge au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = K_a \sigma_v$$

Telle que :

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

Cette charge sera augmenter au niveau du radier de :

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

Telle que :

$$\sigma_{h2} = \gamma m K_a - 2C \sqrt{K_a}$$

γ (KN/m ³)	m (m)	φ (°)	C (KN/m ²)	σ_{h1} (KN/m ²)	σ_{h2} (KN/m ²)	σ_h (KN/m ²)
21	6.84	27,5	30	100,91	16,44	117,35

La charge horizontale agissant sur le soutènement provisoire selon COULOMB-RANKINE est :

- Au niveau de la calotte : $\sigma_{h1} = 100,91 \text{ KN/m}^2$
- Au niveau du radier : $\sigma_{h2} = 117,35 \text{ KN/m}^2$

C- Théorie poids des terres :

$$\sigma_h = k_0 \sigma_v$$

Telle que : $k_0 = 1 - \sin \varphi$

φ (°)	k_0	σ_h (KN/m ²)
27,5	0.538	310,84

La charge horizontale agissant sur le soutènement provisoire selon poids des terres est :

$$\sigma_h = 310,84 \text{ KN/m}^2$$

D- L'expérience SOVIETIQUE :

Poussé latéral au niveau de la calotte :

$$\sigma_{h1} = h y \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \sqrt{\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

Poussé latéral au niveau du radier :

$$\sigma_{h2} = \gamma(h_p + m) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \sqrt{\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

Avec : $h_p = \frac{b}{\sin 2\varphi} = 12,72 \text{ m}$

La charge horizontale agissant sur le soutènement provisoire (stross + calotte) selon l'expérience Soviétique est :

- Au niveau de la calotte : $\sigma_{h1} = 13,89 \text{ KN/m}^2$
- Au niveau du radier : $\sigma_{h2} = 47,48 \text{ KN/m}^2$

VI.4.1.3. Evaluation des charges agissant au niveau du radier :

Utilisons la théorie de **TSIMBARIVITCH** :

La profondeur Z vaut :
$$z = \frac{pk_a - 2C(\sqrt{k_p} - \sqrt{k_a})}{\gamma(k_p - k_a)}$$

Telle que : $k_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad k_p = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$

P : contrainte géostatique verticale au niveau du piedroit.

$$e_a = (p + \gamma z) K_a - 2c \sqrt{k_a}$$

$$e_p = \gamma z K_p - 2c \sqrt{k_p}$$

La résultante des efforts :

$$E = e_a - e_p$$

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

Elle est répartie sur une longueur :
$$Y = \frac{Z}{tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

Contrainte sous le radier :
$$\sigma = \frac{T_0}{Y}$$

La vérification de non soulèvement :

$$\sigma < \sigma_{vim} = \frac{4C}{1 - \sin \varphi} (2 + \sin \varphi) \cos \varphi$$

γ kN/m ³	C KN/m ²	φ°	k_a	k_p	p	z
21	30	32,5	0,300	3,322	722,763	2,21
e_a	e_b	E	T_0	Y	σ	σ_{vlim}
197,89	44,81	153,08	83,98	4,03	20,84	554,98

$$\sigma = 20,84 \frac{KN}{m^2} < \sigma_{vlim} = 544,98 KN/m^2$$

Alors il n'y a pas de soulèvement du radier.

VI.4.2. Calcul des charges agissant sur le revêtement définitif :

Les dimensions du revêtement définitif sont les suivantes :

$$m = 9,82m \quad b = 10,42m$$

Les caractéristiques du sol:

Couche	γ (KN/m ³)	C' (kN/m ²)	φ (°)	h (m)
RX	19	5	30	3.5
QA	20.5	30	25	8
QS	20.5	10	32.5	9.2
QM	20.5	30	27.5	4.8
TS	21	15	32.5	----
TA	21	40	27.5	----

VI.4.2.1. Charges verticales

- Théorie de TERZAGHI :

$$\sigma_v = \frac{B \left(\gamma - \frac{2C}{B} \right)}{2k \tan \varphi} \left(1 - e^{\left(\frac{-2kH \tan \varphi}{B} \right)} \right) + q e^{\left(\frac{-2kH \tan \varphi}{B} \right)}$$

Tel que (section fer à cheval) :

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

On prend l'angle de frottement pour le calcul de B donnant le cas le plus défavorable :

$$\varphi = 30^\circ$$

Alors : $B = 19,85m$

- Couche 1 (RX) :

$$\sigma_{v1} = \frac{B \left(\gamma_1 - \frac{2C_1}{B} \right)}{2k_1 \tan \varphi_1} \left(1 - e^{\left(\frac{-2k_1 H_1 \tan \varphi_1}{B} \right)} \right) + q e^{\left(\frac{-2k_1 H_1 \tan \varphi_1}{B} \right)}$$

- Couche 2 (QA):

$$\sigma_{v2} = \frac{B \left(\gamma_2 - \frac{2C_2}{B} \right)}{2k_2 \tan \varphi_2} \left(1 - e^{\left(\frac{-2k_2 H_2 \tan \varphi_2}{B} \right)} \right) + \sigma_1 e^{\left(\frac{-2k_2 H_2 \tan \varphi_2}{B} \right)}$$

- Couche 3 (QS):

$$\sigma_{v3} = \frac{B \left(\gamma_3 - \frac{2C_3}{B} \right)}{2k_3 \tan \varphi_3} \left(1 - e^{\left(\frac{-2k_3 H_3 \tan \varphi_3}{B} \right)} \right) + \sigma_2 e^{\left(\frac{-2k_3 H_3 \tan \varphi_3}{B} \right)}$$

- Couche 4(TS) :

$$\sigma_{v4} = \frac{B \left(\gamma_3 - \frac{2C_3}{B} \right)}{2k_3 \tan \varphi_3} \left(1 - e^{\left(\frac{-2k_3 H_3 \tan \varphi_3}{B} \right)} \right) + \sigma_1 e^{\left(\frac{-2k_3 H_3 \tan \varphi_3}{B} \right)}$$

Couche	K	σ_{vi}
RX	0,47	115,49
QA	0,546	216,48
QS	0.426	320,76
QM	0,5	354

La charge verticale agissant sur le soutènement provisoire selon TERZAGHI est :

$$\sigma_v = 354 \text{ KN/m}^2$$

VI.4.2.2. Charges horizontales :

- **Théorie de COULOMB-RANKINE :**

Charge au niveau de la voute :

$$\sigma_{h1} = K_a \sigma_v$$

Telle que :

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

- Cette charge seras augmenter au niveau du radier de :

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

Telle que :

$$\sigma_{h2} = \gamma m K_a - 2C \sqrt{K_a}$$

$\gamma(\text{KN/m}^3)$	m (m)	φ (°)	C (KN/m ²)	σ_{h1} (KN/m ²)	σ_{h2} (KN/m ²)	σ_h (KN/m ²)
21	9,82	30	15	86,73	33,83	122,035

La charge horizontale agissant sur le soutènement provisoire selon COULOMB-RANKINE est :

- Au niveau de la voute : $\sigma_{h1}=100,91 \text{ KN/m}^2$
- Au niveau du radier : $\sigma_{h2} = 122,035 \text{ KN/m}^2$

VI.5. Conclusion :

Le soutènement provisoire sera pris de tel sort à pouvoir supporter les charges verticales calculé selon la méthode de Therzaghi et les charges horizontal calculés selon Coulomb-Rankine.

Le revêtement définitif seras dimensionnée et ferrailé pour pouvoir résister au charges calculé par la formule de Terzaghi et les charges horizontal calculé selon coulomb rankine.

CHAPITE VII

SOUTENEMENT PROVISOIR



CHAPITRE VII : Soutènement provisoire

VII.1. Introduction :

Le soutènement provisoire est un élément posé au cours de l'excavation du creusement, disposé à des distances régulières calculés au préalable. Cette pose s'effectue immédiatement après creusement dans le but de palier aux problèmes causés par la décompression du terrain. Ceci 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 définitive mis par la suite l'intérieur de l'excavation, selon l'AFTES on peut estimer à long terme le taux de participation du revêtement provisoire à 30% des efforts que reprend le revêtement définitif, mais par sécurité il n'est pas pris en considération.

Chaque élément du soutènement provisoire doit être vérifié (béton projeté et cintre métalliques) avec les sollicitations calculées après l'application des charges horizontales et verticales.

VII.2. Choix du mode de soutènement :

Selon l'AFTESS le mode de soutènement est classé selon le comportement mécanique des terrains, le Tableau VII.1 définit dix classe de terrain. L'analyse de l'emploi de différents soutènements en fonction de ces catégories est donnée au Tableau VII.2

Catégorie	Désignation	Exemples	Rc(MPa)
R1	Roche de résistances très élevée	Quartz et basaltes de résistance élevée	>200
R2a	Roche de résistance élevée	Granits très résistants, porphyres, grés et calcaires de très haute résistance	200 à 120
		Granits, grés et calcaires de très bonne tenu ou légèrement dolités, marbres, dolomies, conglomérats	120 à 60
R3a	Roche de résistance moyenne	Grés ordinaire, schistes siliceux ou grés schisteux, gneiss	60 à 40
R3b		Schistes argileux, grés et calcaires de résistance moyenne, marnes compactées, conglomérats peu	40 à 20
R4	Roche de faible résistance	Schistes ou calcaires tendre ou très faible facturés, gypes, grés très facturés ou marneux, poudingues.	20 à 6
R5a	Roche de très faible	Marnes sableuses ou argileuses, sable	6 à 0,5

	résistance et sols cohérents consolidés	marneux gypses ou craies altérés.	
R5b		Alluvions graveleuses sables argileux normalement consolidés	<0,5
R6a	Sols plastique ou peu consolidé	Marnes altérées, argiles franches , sables argileux limons fins.	
R6b		Tourbes silts et vases peu consolidés, sable fins sans cohésion.	

Tableau VII-1: classification du terrain selon l'AFTES.

Comportement mécanique	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou poussé tube	Procédés spéciaux		
			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			injection	air comprimé	congélation
R1	•		•		×			×	×	×	×		×	×
R2a	•		•		×			×	×	×	×		×	×
R2b		•	•	•	×			×	×	×	×		×	×
R3a		•	•	•	×		•	×	×	×	×		×	
R3b		•		•	×		•		×	×	×			
R4	×	•	×			•	•							
R5a	×	•	×			•	•	•						
R5b	×		×	×		•	•	•	•	•	•	•		
R6a	×	×	×	×	×	•	•	•	•		•	•		
R6b	×	×	×	×	×	Enf	Enf	Enf	Bcl		•	•		•

Tableau VII. 2: Classification du mode de soutènement selon l'AFTES

- la résistance à la compression simple de chaque couche se calcul par la formule suivante :

$$\sigma_c = \frac{2 c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

- Dans le cas où le terrain d'étude est constitué de plusieurs couches :

$$\sigma_c(\text{terrain}) = \frac{h_c}{\sum_1^n \left(\frac{h_i}{\sigma_{ci}}\right)}$$

Tel que :

h_c : épaisseur totale des couches de sols cohérents, argiles et/ou marne.

σ_{ci} : Résistance en compression simple à travers la couche (i) d'épaisseur h_i .

VII.3. La méthode des réactions hyperstatiques :

Le principe de cette méthode consiste à étudier le comportement du soutènement ou du revêtement sous l'action de charges extérieures. On distingue les « charges actives », qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (charges et surcharges intérieures ou extérieures, poussées du terrain), et des « charges passives » qui sont des réactions hyperstatiques du terrain dépendant de sa déformation.

Les déformations du revêtement sont calculées par les méthodes classiques de la résistance des matériaux, en l'assimilant à un portique, un arc, une coque ou une structure à barres.

Les déformations du terrain sont estimées à partir de la notion schématique du module de réaction, c'est-à-dire que l'on suppose que la réaction en un point est uniquement fonction de la déformation en ce point et, généralement même, lui est proportionnelle.

Le coefficient k de proportionnalité dépend des caractéristiques du terrain, du rayon moyen de l'excavation (ou mieux de la surface sur laquelle agissent les charges passives) et de sa forme, il est défini par la formule suivante :

$$k = \frac{E}{(1 + \nu).R}$$

La simplification fondamentale introduite dans ces méthodes porte sur le fait que la totalité des facteurs liés au terrain est représentée par l'ensemble des charges actives.

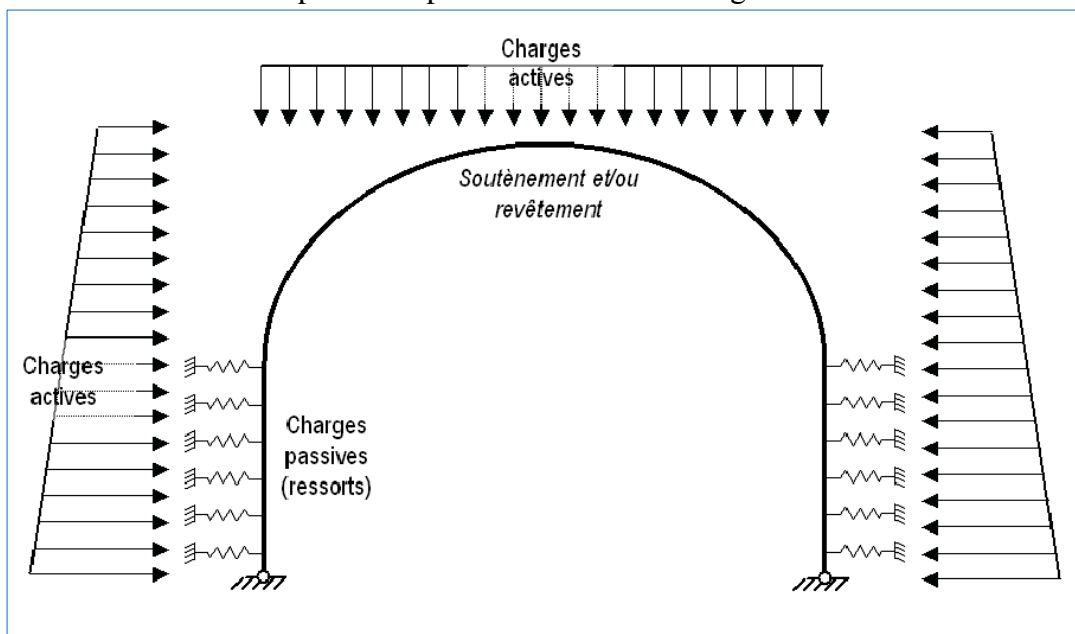


Figure VII-1: la méthode des reaction hyper statiques.

VII.3.1. Conditions d'utilisation de la méthode :

- la raideur des ressorts est nulle lorsque les déformations ont pour effet d'éloigner le revêtement du terrain
- Vérifier que l'inclinaison de la résultante de toutes les forces en un nœud n'est pas, par rapport à la direction radiale, supérieure à l'angle de frottement revêtement/terrain. Si ce n'est pas le cas, on doit reprendre le calcul en réduisant les forces passives jusqu'à ce que cette condition soit vérifiée.

VII.3.2. Modélisation par logiciel SAP2000 :

Le soutènement provisoire a été modélisé par le logiciel SAP2000, se basant sur la méthode des réactions hyper statiques, en le représentant par des éléments FRAME (barres) liées entre eux pour donner la forme d'une voûte représentant la calotte. Suite à cela s'ajoute des éléments barres droits représentant les pieds droits encastrés rigidement.

Pour contourner le problème du calcul non-linéaire, au lieu de représenter notre section par une section homogène (béton projeté + cintre HEB) avec des propriétés homogène (e_h , E_h), nous modélisons notre soutènement avec le matériau le plus résistant c.à.d. le cintre HEB seul, de ce fait on reste dans le domaine du linéaire. Après avoir obtenu les efforts internes suite à l'analyse on répartie les efforts entre le cintre HEB et le béton projeté selon des proportions bien déterminer.

Les charges actives sont introduites sous forme de charges répartie sur les éléments barres constituant le soutènement provisoire.

La réaction du terrain (charges passives) est introduite sous forme de ressorts qui peuvent être horizontaux et verticaux ou bien radiaux agissant en chaque nœud où il y a l'interaction sol structure. Chaque ressort possède une raideur égale au coefficient k de proportionnalité définie au paravent dépendant de la réaction du terrain et de la forme de la structure.

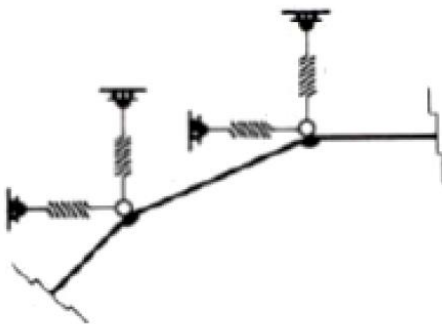


Figure VII-3: réaction du terrain représenté par des ressorts (avec interaction sols structure).

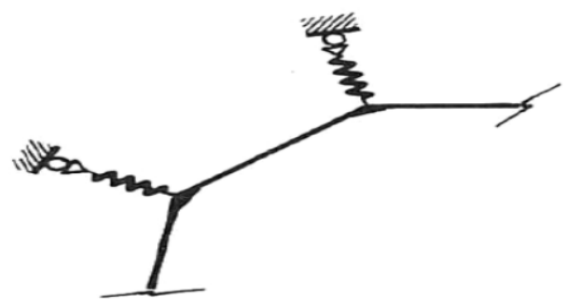


Figure VII-2: réaction du terrain représenté par des ressorts (sans interaction sols structure).

VII.4. Prédimensionnement de la couche de béton projeté :

Le béton projeté dans le soutènement provisoire doit être dimensionné de tel sort à pouvoir remplir les trois fonctions suivantes :

- Formation d'une peau permettant de protéger le cintre métallique de toute détérioration due aux agressions de l'eau et de l'air ;
- L'épaisseur du béton recommandée est de 2cm ((avec des tolérances locales à 0,5 - 1 d'épaisseur), pour les risques d'altération du terrain par l'air ; en présence d'eau, il est recommandé de constituer rapidement un anneau fermé de béton projeté ou de renforcer la peau en béton à l'aide de treillis.
- Pouvoir supporter le pourcentage des charges lui est conférer du au chargement libéré par le creusement du massif encaissant ou à des as de terrain gonflant ;
- Dans ce cas le béton projeté doit être dimensionné comme un anneau en béton armé, en appliquant les règles de calcul à l'état limite ultime. Cette situation correspond à des épaisseurs de béton supérieures à 6cm, une première estimation de l'épaisseur du soutènement peut être obtenue à l'aide de la relation :

$$e = 2 * \frac{\sigma_v R}{f_{bu}} + "2\ 4\ cm"$$

Tel que :

R : Représente le rayon du tunnel,

f_{bu} : La résistance en compression simple du béton,

σ_v : La pression induite par le terrain sur la structure.

- Cette formule tient compte d'un coefficient de sécurité globale de 2, adapté au calcul du soutènement, la valeur du coefficient de sécurité global doit être augmentée à une valeur de 2,5 à 3 pour le calcul du revêtement définitif.
- Action de soutènement pour aider le terrain à se supporter, dans le cas de charges induites par des effets tels que le détachement de blocs dans les massifs fracturés ;
- Les règles suivantes peuvent être appliquées dans la cas d'ouvrage de 4 à 6 m de diamètre :
 - RQD > 75 %, on peut se contenter d'une épaisseur de béton projeté de $e = 2\ cm$, appliquée en voûte.
 - RQD compris entre 50 et 75 %, il faut une épaisseur de béton projeté de l'ordre de 3 cm.
 - RQD compris entre 25 et 50 %, il faut projeter de 3 à 4 cm de béton en voûte et environ 3 cm pour les piédroits, voire pour le reste de l'ouverture.
 - pour des caractéristiques plus faibles de la roche, il convient d'ajouter 1cm de béton projeté au cas précédent, sauf dans le cas de terrains instables.

D'autres méthodes peuvent être utilisées pour la détermination de l'épaisseur du béton projeté prévue pour le soutènement provisoire en utilisant les grandeurs de cette dernière en fonction de la section excavé résumé dans ce tableau :

Section excavé supérieur à 50m ²	≥ 20cm
Section excavée entre 50 et 100m ²	≥ 25cm

Tableau VII-3 : épaisseur de la couche du béton projeté en fonction de la section excavé.

VII.5. Répartition des efforts internes entre les cintres métallique et la voûte en béton projeté :

Notre soutènement est constituer de cintre métallique de type HEB couvert part du béton projeter remplissant l'espace entre les cintres d'une distance (a) avec une épaisseur (e)

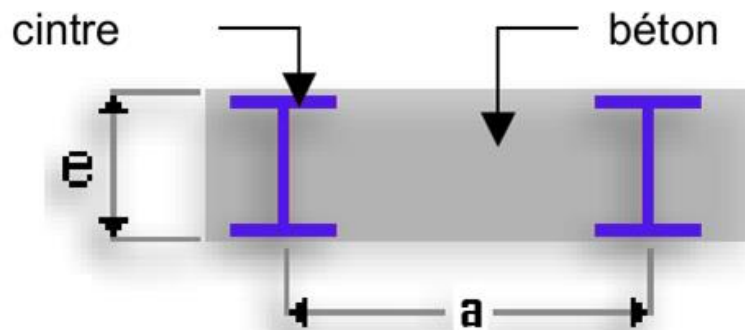


Figure VII-4: cintre HEB enfuie dans du béton projeté.

Propriétés du cintre :

- a : espacement entre deux axes de cintre ;
- A_s : section droites du cintre métallique ;
- E_s : module d'élasticité du cintre ;
- I_s : Moment d'inertie du cintre ;

Propriétés du béton projeté :

- e : épaisseur du béton projeté ;
- A_b : section droite du béton projeté,
- E_b : Module d'élasticité du béton projeté ;
- I_s : Moment d'inertie du cintre ;

Propriété du soutènement provisoire homogénéisé :

- A_h : Section droite de la section homogène ;
- E_h : module d'élasticité de la section homogène ;
- I_h : moment d'inertie de la section homogène.

Coefficients d'équivalences :

- θ_N : coefficient d'équivalence de l'effort normal ;
- θ_M : coefficient d'équivalence du moment de flexion.

On définit :

$$\theta_N = \frac{E_b A'_b}{E_s A'_s}$$

$$\theta_M = \frac{E_b I'_b}{E_s I'_s}$$

$$A_b = a * e$$

$$I_b = \frac{ae^3}{12}$$

VII.5.2. Rigidité du cintre métallique :

- A la compression :

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

- A la flexion :

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

VII.5.3. Rigidité de la voute en béton projeté :

- A la compression :

$$E_b A'_b = \frac{E_b A_b}{a} = \theta_N E_s A'_s$$

- A la flexion :

$$E_b I'_b = \frac{E_b I_b}{a} = \theta_M E_s I'_s$$

VII.5.4. Rigidité du soutènement provisoire (section homogénéisé) :

- Caractéristiques du soutènement provisoire :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_h A'_h = \Sigma E_i A'_i = E_b A'_b + E_s A'_s = E_s A'_s (1 + \theta_N) \\ E_h I'_h = \Sigma E_i I'_i = E_b I'_b + E_s I'_s = E_s I'_s (1 + \theta_M) \end{array} \right.$$

- Rigidité du soutènement provisoire :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_h = \sqrt{\frac{12 \Sigma E_i I'_i}{\Sigma E_i A'_i}} \\ E_h = \frac{\Sigma E_i A'_i}{e_h} \end{array} \right.$$

VII.5.5. Coefficients de répartition d'efforts normaux et moments fléchissant :

$$\begin{aligned} \%M_{\text{béton}} &= \frac{\theta_M}{1+\theta_M} & \%M_{\text{cintre}} &= \frac{1}{1+\theta_M} \\ \%N_{\text{béton}} &= \frac{\theta_N}{1+\theta_N} & \%N_{\text{cintre}} &= \frac{1}{1+\theta_N} \\ \%T_{\text{béton}} &= \frac{1}{1+\theta_N} & \%T_{\text{cintre}} &= \frac{1}{1+\theta_M} \end{aligned}$$

Le choix du cintre métallique adéquat se fait sur la base des répartitions des efforts entre le cintre métallique (HEB) et le béton projeté de telle sorte que la résistance du revêtement soit assurée. Cela est vérifié lorsque la contrainte dans le cintre métallique HEB est acceptable et le béton projeté résiste en compression.

VII.5.6. Répartition des efforts internes :

$$\begin{aligned} M_{\text{béton}} &= \%M_{\text{béton}} * M_{\text{max}} & M_{\text{cintre}} &= \%M_{\text{cintre}} * M_{\text{max}} \\ N_{\text{béton}} &= \%N_{\text{béton}} * N_{\text{max}} & N_{\text{cintre}} &= \%N_{\text{cintre}} * N_{\text{max}} \\ T_{\text{béton}} &= \%T_{\text{béton}} * T_{\text{max}} & N_{\text{cintre}} &= \%N_{\text{cintre}} * N_{\text{max}} \end{aligned}$$

VII.6. Vérification du soutènement provisoire :

Après avoir obtenu les efforts maximaux repris par le cintre métallique HEB et le béton projeté, des vérifications des contraintes doivent être faites à savoir :

VII.6.1. Vérification du cintre métallique :

- **Contrainte normal :**

$$\sigma_{sc,st} = \gamma_f \left(\frac{N_{\text{cintre}}}{A'_s} \pm \frac{M_{\text{cintre}}}{W'_s} \right) < f_{su}$$

Tel que :

$\gamma_f = \frac{4}{3}$: Coefficient de pondération selon le CM66

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

$$W'_s = \frac{I_x/v}{a}$$

σ_s : Contrainte maximal de l'acier (sc : acier comprimé, st : acier tendu) ;

f_{su} : Contrainte de l'acier admissible $f_{su} = \frac{f_{yk}}{1,1}$

- **Cisaillement du cintre :**

$$\tau = \frac{\gamma_f \cdot T \cdot a \cdot s}{I \cdot \delta} < \frac{f_{su}}{\sqrt{3}}$$

Tel que :

- a : espacement entre deux axes de cintre ;
- I : Moment d'inertie par rapport à l'axe fort ;
- S : Moment statique de la demie-section par rapport à l'axe fort ;
- δ : Épaisseur de lame du profilé ;
- T : effort tranchant calculé ;
- γ_f : Coefficient de pondération = 4/3

VII.6.2. Vérification du béton projeté vis-à-vis du béton projeté :

- **Calcul section équivalente béton projeté /treillis soudé :**

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

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

Telle que :

- b : Largeur de la section de béton projeté ;
- h : L'épaisseur de la section de béton projeté ;
- d : distance entre l'axe neutre du treillis soudé et la fibre extrême du béton projeté égale à 16cm

- **Vérification à ELU :**

Contraintes normales :

$$\sigma_b = 1,35 \cdot \left(\frac{N_{\text{béton}}}{A'_{beq}} \pm \frac{M_{\text{béton}}}{W'_{beq}} \right) < f_{bu}$$

Tel que :

$$A'_b = \frac{A_b}{a}$$

$$W'_{beq} = \frac{I_{x/v}}{a} \quad \text{tq : } v = \frac{e}{2}$$

σ_b : Contrainte maximal du béton ;

f_{bu} : Contrainte du béton admissible $f_{bu} = \frac{f_{ck}}{1,5}$

VII.7. Etude du cas de notre tunnel :

VII.7.1. Choix du mode de soutènement :

- **Calcul de σ_c :**

$$\sigma_{ci} = \frac{2 c_i \cos \varphi_i}{1 - \sin \varphi_i}$$

- Pour plusieurs couches :

Module d'Elasticité $E_{ym} = 200.000 \text{ N/mm}^2$

VII.7.2.1. Calcul de l'épaisseur :

$$e = 2 * \frac{\sigma_v R}{f_{bu}} + "2 \text{ 4 cm}"$$

σ_v [KN/m ²]	R[m]	f_{bu} [KN/m ³]	e[m]
282	5,21	14,6667	0,22717

L'épaisseur du béton projeté est de **e=23cm**

VII.7.3. Choix des cintres Métalliques :

▪ **Caractéristique du cintre :**

Acier S355
 Limite d'élasticité $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
 Module d'élasticité $E_{ym} = 210.000 \text{ N/mm}^2$

▪ **Calcul des Coefficients de répartition des efforts:**

$$\begin{aligned} \%M_{\text{béton}} &= \frac{\theta_M}{1+\theta_M} & \%M_{\text{cintre}} &= \frac{1}{1+\theta_M} \\ \%N_{\text{béton}} &= \frac{\theta_N}{1+\theta_N} & \%N_{\text{cintre}} &= \frac{1}{1+\theta_N} \\ \%T_{\text{béton}} &= \frac{1}{1+\theta_N} & \%T_{\text{cintre}} &= \frac{1}{1+\theta_M} \end{aligned}$$

Les tableaux suivant représentent les coefficients de répartition d'efforts normaux et moments fléchissant pour plusieurs a et HEB :

%M béton					
espacement	a=0,8	a=1	a=1,2	a=1,5	a=1,6
HEB100	0,895653134	0,914743252	0,927928615	0,9415	0,944955
HEB120	0,817202423	0,848212667	0,870227588	0,893416	0,899407
HEB140	0,71907496	0,761881265	0,793367197	0,827568	0,836584
HEB160	0,607839415	0,659570962	0,699244836	0,743997	0,756095
HEB180	0,502049751	0,557579079	0,601966149	0,654031	0,668486
HEB200	0,404093074	0,458769907	0,50425636	0,559755	0,575593
HEB220	0,323129365	0,3737216	0,417276846	0,472324	0,488432
HEB240	0,255432963	0,300125704	0,33975689	0,391447	0,406924
HEB260	0,205656179	0,244499514	0,279721084	0,326798	0,341152

Tableau VII-4 : pourcentages du moment fléchissant repris par le béton projeté pour différent a.

%N béton					
espacement	a=0,8	a=1	a=1,2	a=1,5	a=1,6
HEB100	0,815371526	0,779396815	0,84125823	0,868843	0,876024
HEB120	0,769701858	0,727799159	0,800424573	0,833702	0,842458
HEB140	0,724153999	0,677436932	0,759050856	0,797481	0,807705
HEB160	0,676725355	0,626122938	0,715263092	0,758455	0,770081
HEB180	0,633657693	0,580492914	0,674862827	0,7218	0,734572
HEB200	0,592584959	0,537807266	0,635754267	0,685707	0,699447
HEB220	0,553755182	0,49817786	0,59824947	0,650519	0,665045
HEB240	0,517295668	0,461592494	0,562553504	0,61649	0,63163
HEB260	0,491085726	0,43565763	0,536599592	0,591412	0,60691

Tableau VII-5 : pourcentages de l'effort normal repris par le béton projeté pour différent a.

%M cintre					
espacement	a=0,8	a=1	a=1,2	a=1,5	a=1,6
HEB100	0,104346866	0,085256748	0,072071385	0,0585	0,055045
HEB120	0,182797577	0,151787333	0,129772412	0,106584	0,100593
HEB140	0,28092504	0,238118735	0,206632803	0,172432	0,163416
HEB160	0,392160585	0,340429038	0,300755164	0,256003	0,243905
HEB180	0,497950249	0,442420921	0,398033851	0,345969	0,331514
HEB200	0,595906926	0,541230093	0,49574364	0,440245	0,424407
HEB220	0,676870635	0,6262784	0,582723154	0,527676	0,511568
HEB240	0,744567037	0,699874296	0,66024311	0,608553	0,593076
HEB260	0,794343821	0,755500486	0,720278916	0,673202	0,658848

Tableau VII-6: pourcentages du moment fléchissant repris par le cintre métallique HEB pour différents (HEB, a)

%N cintre					
espacement	a=0,8	a=1	a=1,2	a=1,5	a=1,6
HEB100	0,184628474	0,220603185	0,15874177	0,131157	0,123976
HEB120	0,230298142	0,272200841	0,199575427	0,166298	0,157542
HEB140	0,275846001	0,322563068	0,240949144	0,202519	0,192295
HEB160	0,323274645	0,373877062	0,284736908	0,241545	0,229919
HEB180	0,366342307	0,419507086	0,325137173	0,2782	0,265428
HEB200	0,407415041	0,462192734	0,364245733	0,314293	0,300553
HEB220	0,446244818	0,50182214	0,40175053	0,349481	0,334955
HEB240	0,482704332	0,538407506	0,437446496	0,38351	0,36837
HEB260	0,508914274	0,56434237	0,463400408	0,408588	0,39309

Tableau VII-7: pourcentages de l'effort normal repris par le cintre métallique HEB en fonction de a.

VII.7.3.1. Modélisation :

Pour choisir le cintre à utiliser nous avons modélisé plusieurs cas de combinaison de cintre du HEB 100 jusqu'à HEB 260 avec un béton projeté de l'épaisseur 23 cm et les distance entre les cintre (a) différentes. Nous ferons la comparaison entre la contrainte obtenue et la contrainte vérification pour chaque cas.

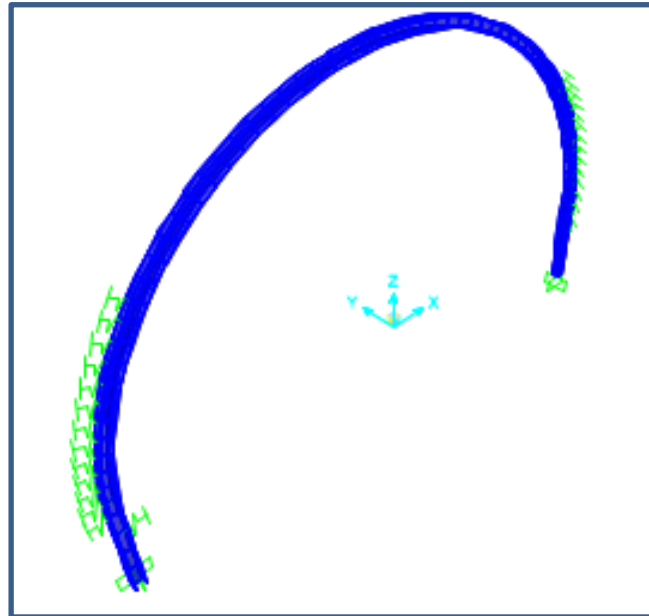


Figure VII-5 : Modèle de calculs du soutènement provisoire en 3D

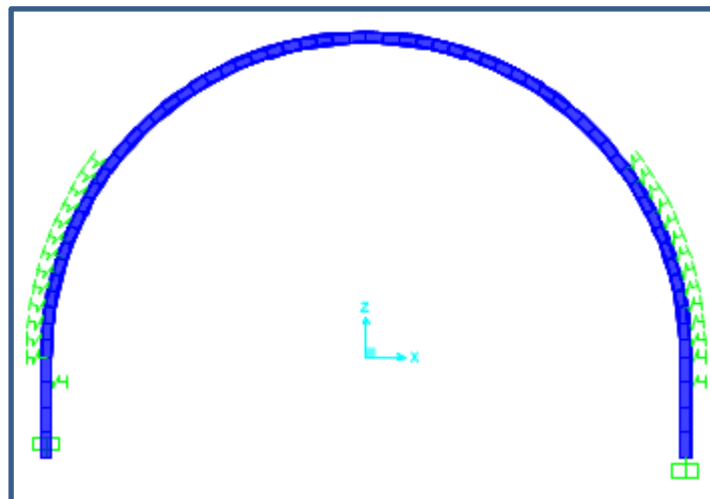


Figure VII- 6 : Modèle de calculs du soutènement provisoire en 2D

VII.7.3.1.1. La déformé :

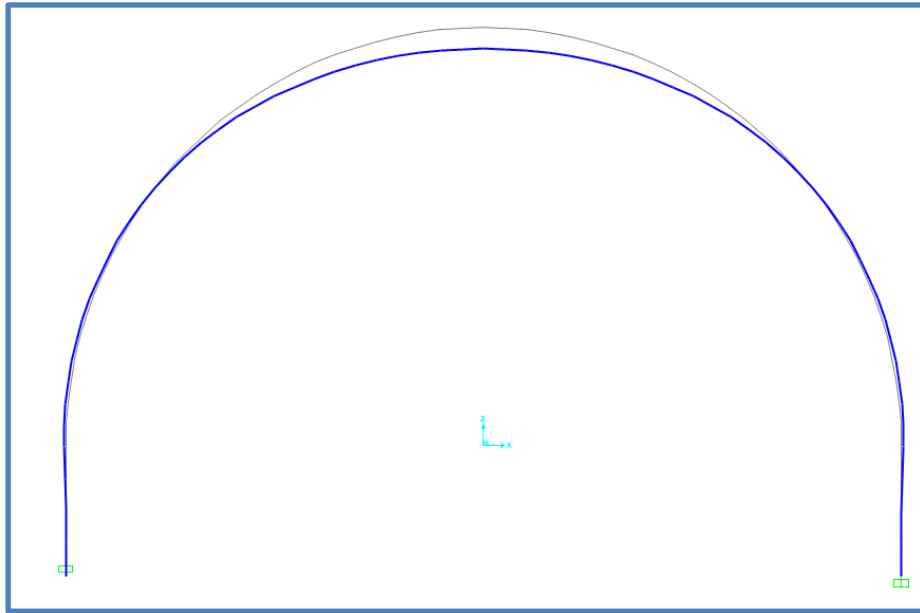


Figure VII-7 : Déformation en 2D du soutènement provisoire (HEB 180).

$$U_z \text{ max} = 0,017534m = 1,75cm$$

$$U_x \text{ max} = 0,046642cm = 4,66cm$$

VII.7.3.1.2. Efforts internes :

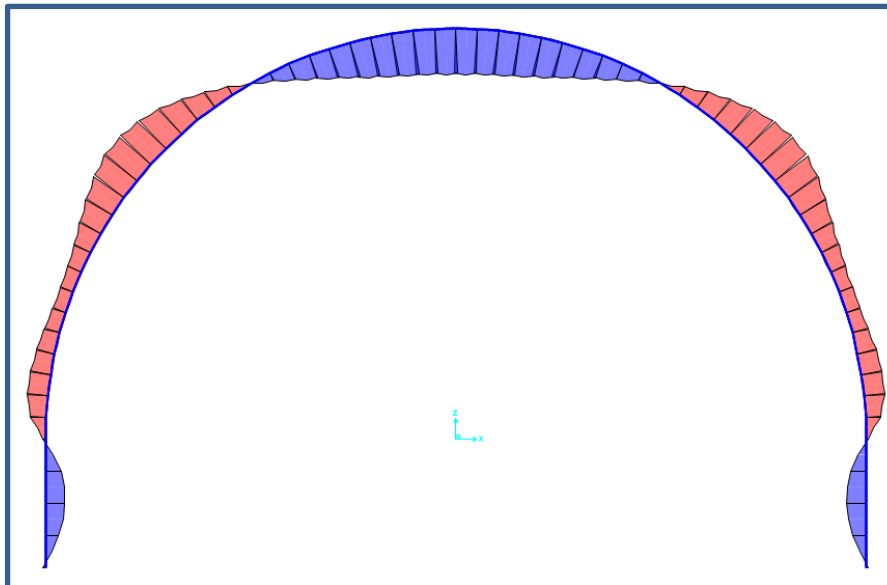


Figure VII-8 : Digramme du moment fléchissant du soutènement provisoire (HEB180).

Le moment max se trouve au niveau de la voute et sa valeur est :

$$M_{max} = 53,9139 \text{ KN.m}$$

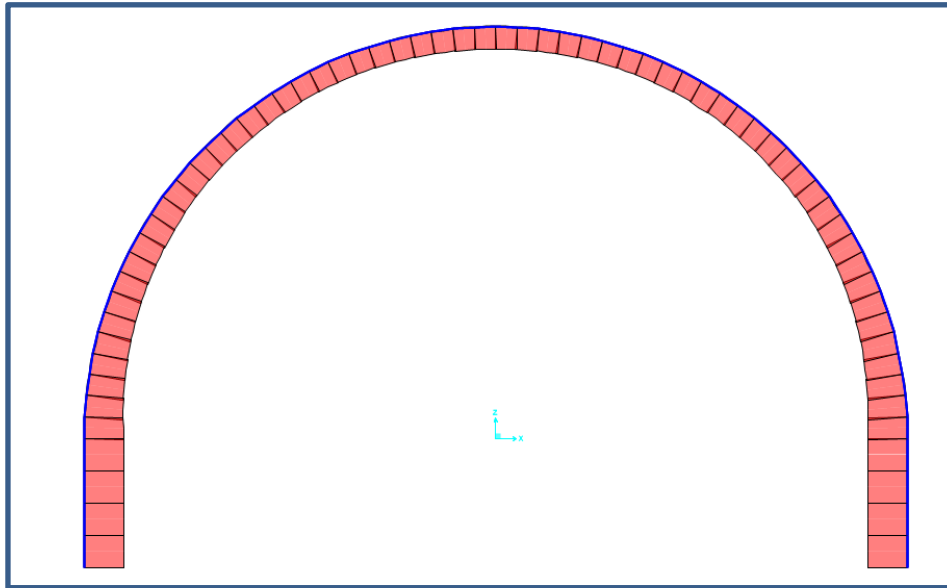


Figure VII-9 : Digramme de l'effort normal du soutènement provisoire

L'effort normal max se trouve au niveau du pied droit et sa valeur est :

$$N_{max} = 2553,493 \text{ KN}$$

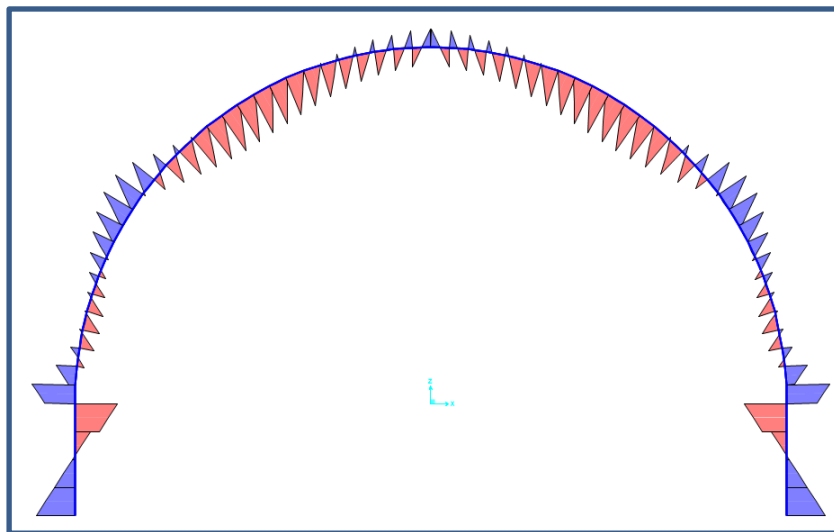


Figure VII-10 : Diagramme de l'effort Tranchant du soutènement provisoire.

L'effort tranchant max se trouve au niveau des pieds droits et sa valeur est :

$$T_{max} = 108,66 \text{ KN}$$

VII.7.3.2. Contrainte de vérification pour le cintre :

La contrainte de vérification pour le cintre :

a=0,8	a=1	a=1,2	a=1,5	a=1,6	
222136,2	317412,7	373769,9	379505	381013,9	HEB100
226843,4	311082,7	372932	378464	379942	HEB120
235583,7	309256,8	375825,6	380704,4	382019	HEB140
246527,4	310315,2	381487,5	385686,2	386805,7	HEB 160
257437,7	313497,2	388834,9	392699,1	393692,3	HEB180
267246	317165,2	296667,8	350762,5	301772,2	HEB 200
274149,8	319210,4	302811,7	367711,8	308908,7	HEB220
278938,5	320097,6	307588,2	373684,6	355199	HEB240
282607,1	321429,4	311808,3	389112,9	370966,2	HEB260

Tableau VII.8 : Contraintes repris par le cintre métallique

Contrainte de vérification pour le béton projeté

a=0,8	a=1	a=1,2	a=1,5	a=1,6	
oui	Non	Non	Non	Non	HEB100
oui	Non	Non	Non	Non	HEB120
oui	Non	Non	Non	Non	HEB140
oui	Non	Non	Non	Non	HEB 160
oui	oui	Non	Non	Non	HEB180
oui	oui	Non	Non	Non	HEB 200
oui	oui	Non	Non	Non	HEB220
oui	oui	Non	Non	Non	HEB240
oui	oui	Non	Non	Non	HEB260

Tableau 9 : Contrainte repris par le béton projeté

Donc d’après les deux tableaux précédents le soutènement qui convient le mieux c’est le HEB 180 avec un espacement de 1 m.

VII.7.3.3. Détails de la Vérification du soutènement provisoire HEB 180 :

▪ **Caractéristiques du HEB180 :**

A_s : aire de la section

$$A_s = 2be + (h - se)a + (4 - \pi)r^2$$

$$A_s(HEB180) = 65,3cm^2$$

I_{xx} : Moment d’inertie selon l’axe xx

$$I_{xx} = 1/12(bh^3 - (b - a)(h - 2e)^3 + 0.3r^4 + 0,214r^2(hi^2e - 0,4668r)^2$$

$$I_{xx}(HEB180) = 3831 cm^4$$

W_{xx} : moment résistant selon l’axe xx

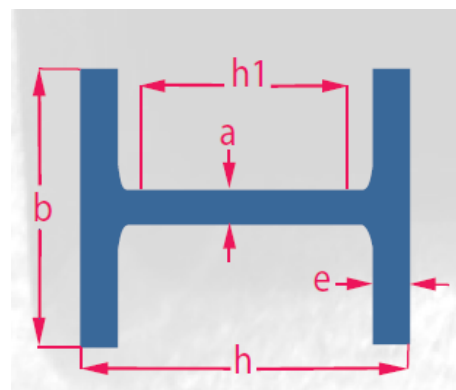


Figure VII-11 : section du cintre HEB

$$W_{xx} = I / \left(\frac{h}{2}\right)$$

$$W_{xx}(HEB180) = 426 \text{ cm}^3$$

S_{xx} : Moment statique de la demie-section par rapport à l'axe xx

$$S_{xx}(HEB180) = 241 \text{ cm}^3$$

Acier S355
 Limite d'élasticité $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
 Module d'élasticité $E_{ym} = 210.000 \text{ N/mm}^2$

VII.7.3.3.1. Vérification du cintre métallique :

- **Contrainte normales :**

$$\sigma_{sc,st} = \left(\frac{4}{3}\right) \left(\frac{N_{cintre}}{A'_s} \pm \frac{M_{cintre}}{W'_s} \right) < f_{su}$$

A'_s	W'_s	f_{su}	σ_{sc}	σ_{st}
$65,3 * 10^{-4}$	$4,26 * 10^{-4}$	322,727	313,4972	150,909
			Vérifie	vérifie

- **Cisaillement du cintre :**

$$\tau = \frac{\gamma_f \cdot T \cdot a \cdot s}{I \cdot \delta} < \frac{f_{su}}{\sqrt{3}}$$

δ [m]	I [m ⁴]	s [m ³]	a [m]	T [KN]	γ_f	$f_{su}/\sqrt{3}$ [KN/m ²]	τ [KN/m ²]
8,5 * 10 ⁻³	0,3831 * 10 ⁻⁴	0,241* 10 ⁻³	1	48,074	4/3	186.326,67	47.438,94
							Vérifie

VII.7.3.3.2. Vérification du béton projeté :

- **Section équivalente béton/treillis soudé :**

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

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

b	h	d	A_s	A_{eq} [m ²]	I_{eq} [m ⁴]
1	0,23	0,19	2,57	0,2338	$10,35 * 10^{-4}$

- **Contrainte normale :**

$$\sigma_{bc,bt} = 1,35 \cdot \left(\frac{N_{\text{béton}}}{A'_{\text{beq}}} \pm \frac{M_{\text{béton}}}{W'_{\text{beq}}} \right) < f_{bu}$$

$A'_{\text{beq}}[m]$	$W'_{\text{beq}}[m^2]$	$N_{\text{béton}}[KN]$	$M_{\text{béton}}[KN.m]$	$f_{bu}[\frac{KN}{m^2}]$	$\sigma_{bc}[\frac{KN}{m^2}]$	$\sigma_{bt}[\frac{KN}{m^2}]$
0,2338	0.009	1482,303	30,014	14166,67	13061,16	4056,96
					Vérifie	Vérifie

VII-7.4. Conclusion :

Nous optons pour des cintres HEB 180 espacé de 1m malgré qu'il y a des cintres espacé de 0.8 m qui vérifient les conditions Pour des raisons économique.

VII.8. vérification de la stabilité du front de taille :

Le creusement d'un tunnel impose de limiter les déformations du massif afin de ne pas créer de tassements en surface préjudiciables pour les structures existantes mais, également de ne pas conduire à une modification trop importante de l'état de contraintes et de déplacements du massif avant creusement. Lors de creusements de tunnels où la méthode du front pressurisé ne peut être appliquée (raisons économiques ou géotechniques), il est nécessaire de maintenir le front dans un état stable.

Au cours de l'excavation d'un tunnel, l'avancement du front de taille provoque une perturbation dans le terrain qui se propage longitudinalement et transversalement en altérant le champ de contraintes préexistant dans le milieu. Nous notons que l'extension de la zone perturbée est fonction de :

- la géométrie et les dimensions de l'excavation.
- des caractéristiques géomécaniques du terrain.
- du champ de contraintes préexistant.
- de la vitesse d'avancement du front de taille.

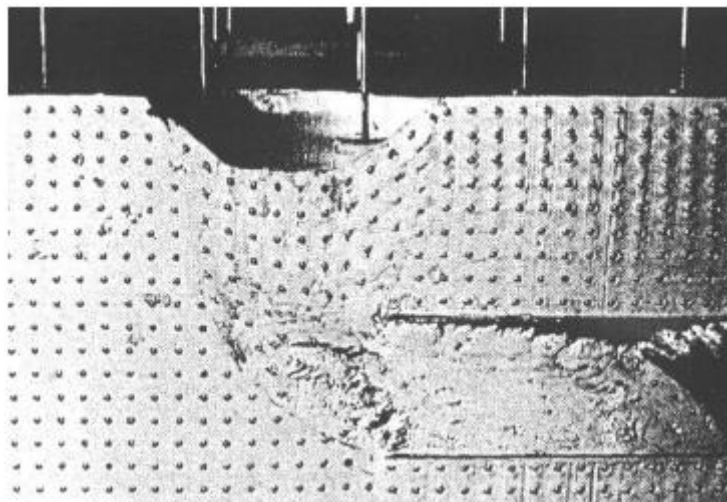


Figure VII-12 : Influence de l'instabilité du front de taille sur la surface (Travaux de Mair rapportés par Schofield) [1980].

VII.8.1. La méthode d'Anagnostou et Kovári :

Cette méthode est basée sur deux idées fondamentales : la première est que la pression agissant au niveau de la clef de l'ouvrage peut être déduite de la formule de Terzaghi(1951); la deuxième est de considérer l'équilibre d'un coin de terrain situé devant le front de taille et soumis à différents efforts. Ces calculs s'appliquent également à des ouvrages situés en dessous de la nappe phréatique, et peuvent inclure l'effet de l'écoulement d'eau vers le tunnel. Cependant, on ne présentera ici que le cas où cet écoulement est inexistant, ce qui est le cas de notre tronçon de tunnel.

Le calcul de la pression au niveau de la clef du tunnel est obtenu à partir de la formule de Terzaghi(1951), adaptée à des conditions tridimensionnelles. Par simplification, le front de taille est assimilé à un carré de côté égal au diamètre du tunnel. Le schéma de glissement utilisé est celui préconisé par Horn(1961) et repris sur la figure suivante :

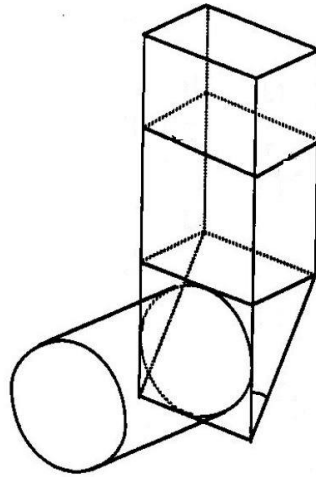


Figure VII-13 : schéma de rupture de Horn .

L'analyse est développée avec un calcul à l'équilibre limite.

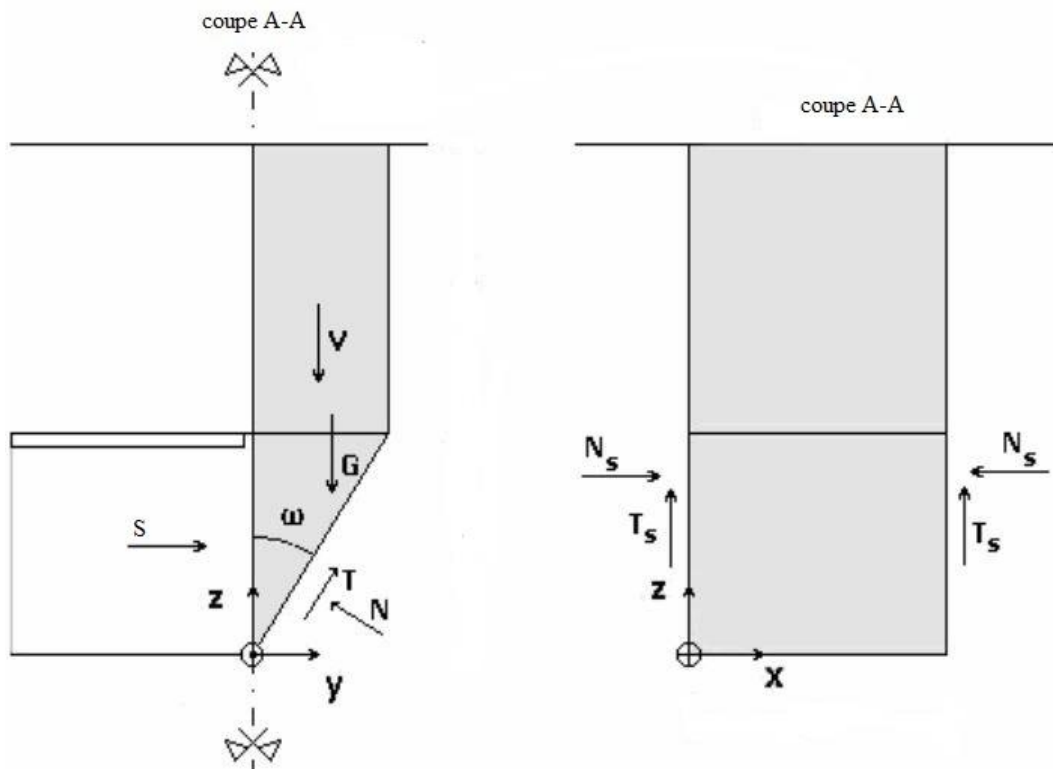


Figure VII-14 : efforts agissant sur le front de taille.

Où :

V : la charge verticale (selon terzghi).

G : le poids du prisme.

T : effort tangentiel le long de la surface de rupture.

N : effort normale a la surface de rupture.

Ts : effort tangentiel à la surface latérale.

Ns : effort tangentiel à la surface latérale.

S : fore appliqué sur la face du front de taille pour l'équilibre.

Tel que :

$$S = \frac{V + G}{\tan(\omega + \varphi)} - \frac{Ts + C_u \frac{BH}{\cos(\omega)}}{\cos \omega (\tan \varphi + \tan \omega)}$$

$$\sigma_v = \frac{B \left(\gamma - \frac{2C}{B} \right)}{2k \tan \varphi} \left(1 - e^{\left(\frac{-2k H \tan \varphi}{B} \right)} \right) + q e^{\left(\frac{-2k H \tan \varphi}{B} \right)}$$

$$V = \sigma_v S_{\text{surface d'impct de la charge verticale}}$$

$$Ts = C_u S_{\text{surface latérale}}$$

Si $S \leq 0$ le front de taille est stable ;

Si $S > 0$ le front de taille n'est pas stable.

Dans le cas où le front de taille n'est pas stable, on peut le renforcer soit en utilisant des boulons soit un merlon.

Le calcul de nombre de boulon à utiliser se fait comme suit :

n : nombres de boulons.

T_b : La traction admissible du boulon.

$$S = T_b n$$

Donc

$$n = \frac{S}{T_b}$$

Vérification de la stabilité du front de taille de notre cas :

φ [°]	C_u [KN/m ²]	ω [rad]	B [m]	h [m]	V [KN]	G [KN]	T_s [KN]	S [KN]
32.5	30	1,07	10,42	6.84	11027	2808	770	-5315

$$S = -5315 \text{ KN} < 0$$

Cela signifie que le front de taille est stable, il n'y a pas lieu de le renforcer.

CHAPITE VIII

CONVERGENCE CONFINEMENT



Chapitre VIII : convergence confinement**VIII.1. Introduction**

La méthode convergence-confinement permet d'analyser l'interaction entre le massif et le soutènement par opposition aux anciennes méthodes qui remplaçaient le massif par un système de charges agissant à priori sur le soutènement ou qui ne considéraient pas les phases d'excavation. C'est une méthode de dimensionnement simple pour tenir compte des conditions de mise en œuvre du soutènement derrière le front de taille au prix d'une simplification des lois de comportement et d'une homogénéisation d'un certain nombre de zones du massif. Le principe de la méthode est de construire deux lignes caractéristiques : la courbe de convergence représentant le comportement du terrain et la courbe de confinement représentant le comportement du soutènement.

VIII.2. Hypothèses de la méthode :

La méthode convergence-confinement est basée sur les hypothèses suivantes :

- le tunnel est de section circulaire ;
- problème bidimensionnel en déformation plane ;
- le matériau est composé d'un matériau homogène et isotrope ;
- le champ de contraintes initiales est hydrostatique (les contraintes naturelles verticale et horizontale sont égales) ;
- le tunnel est suffisamment profond pour que l'on puisse négliger la variation de la contrainte initiale hydrostatique à sa proximité ;
- le soutènement est supposé exercer une pression radiale uniforme sur les parois de l'excavation.

La méthode convergence confinement permet de se ramener 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.

cette pression fictive est notée $\sigma_R = (1-\lambda).\sigma_0$, σ_0 étant la contrainte initiale verticale et λ le taux de déconfinement. L'état initial en avant du front et à une distance suffisante pour négliger son influence correspond à $\lambda = 0$. Au fur et à mesure que le creusement se rapproche de la section considérée, puis la dépasse et s'en éloigne, λ croît progressivement de 0 à 1.

Lors de la mise en place d'un soutènement, une pression se développe dans celui-ci.

En déconfinant (diminution de la contrainte dans le terrain), la pression dans le soutènement augmente de façon linéaire élastique jusqu'à atteindre un état d'équilibre (intersection des courbes des contraintes terrain/soutènement).

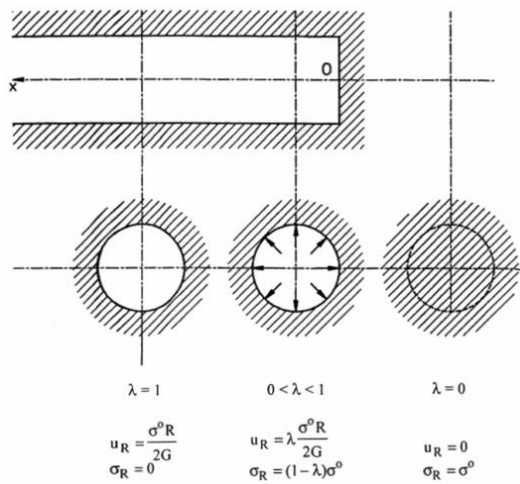


Figure VIII.1 : La méthode Convergence – Confinement

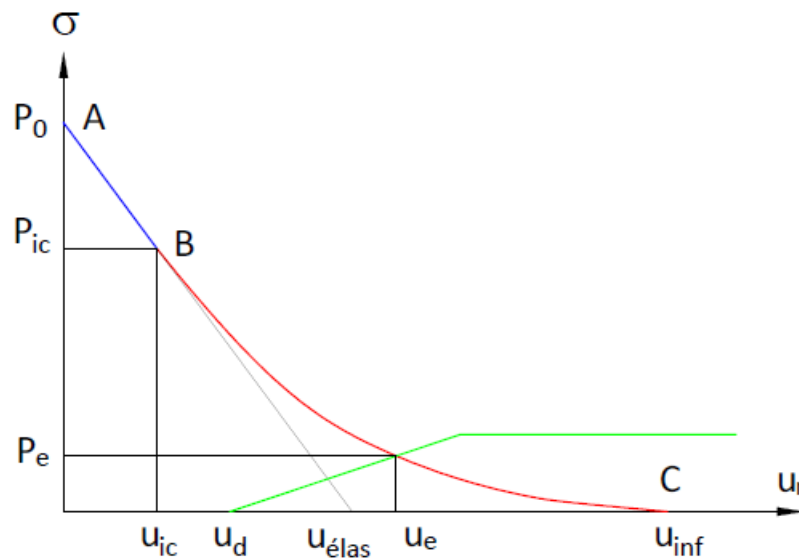


Figure VIII.2: diagramme de convergence confinement

VIII.3. Courbe de convergence :

Considérons une section plane d'un terrain dans lequel on souhaite creuser une galerie circulaire. Ce terrain est soumis à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope P_0 . Le déplacement radial u des parois de la galerie non encore excavée est évidemment nul. Pour modéliser l'excavation de la galerie, nous supposons d'abord la cavité soumise à une pression P_i correspondant à l'état initial isotrope P_0 .

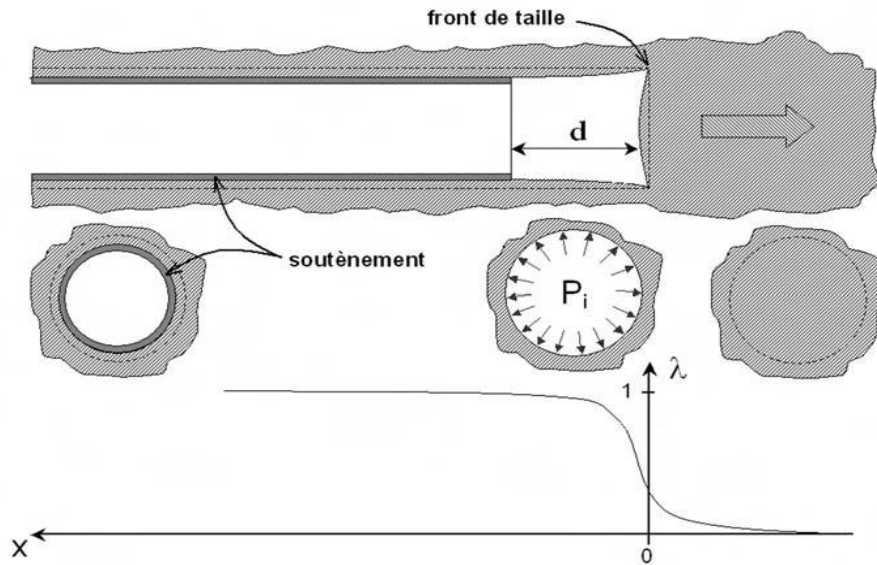


Figure VIII.3 : Notion de pression fictive et taux de déconfinement autour du front de taille

Ensuite, en diminuant la pression P_i , on provoque un déplacement radial u correspondant à la décompression du massif. Cette pression P_i est diminuée depuis la valeur P_0 jusqu'à la pression nulle. Dans un premier temps, le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe pression-déplacement est linéaire du point A au point B. Dans un second temps, lorsque le critère de résistance du matériau est atteint sur les parois de la cavité ($P_i = P_{ic}$), une zone décomprimée apparaît autour du tunnel. Elle s'étend vers l'intérieur du massif au fur et à mesure que la pression P_i décroît. C'est la portion BC de la courbe. La courbe ABC est appelée courbe caractéristique du massif excavé ou courbe de convergence.

VIII.4. Courbe de confinement :

Avec le même système d'axes, nous pouvons aussi représenter le déplacement radial du soutènement en fonction de la pression extérieure P_i qui lui est appliquée. Sa courbe caractéristique est une droite si nous supposons que son comportement est élastique linéaire. Son origine est décalée de la valeur U_d pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place à la distance d du front de taille.

VIII.5. Domaine d'application de la méthode :

La méthode est essentiellement utilisée dans le cadre d'un pré dimensionnement des soutènements. Les hypothèses de base sont en rarement toutes vérifiées dans la réalité ; le cas idéal étant celui du tunnel circulaire profond en milieu isotrope. Néanmoins l'approche est valable pour obtenir des ordres de grandeur d'épaisseur de soutènement dans les cas suivants:

- Le massif de terrain doit pouvoir être représenté comme un milieu homogène, isotrope et continu à l'échelle de l'ouvrage. Cela conditionne les calculs dans le cadre de la mécanique des milieux continus.
- Le dimensionnement concerne une section courante du tunnel. Au lieu de pouvoir simplifier le problème tridimensionnel en un problème unidimensionnel, il faut que de

Part et d'autre de la section étudiée, le terrain soit identique sur un tronçon de quelques dizaines de mètres. Cette condition exclut donc également les têtes du tunnel.

La distance entre la clé de voûte du tunnel et la surface topographique doit être au minimum égale à 4 fois le diamètre du tunnel. Les conditions de creusement doivent être identiques sur un linéaire d'au moins 1 diamètre en avant et 2 diamètres en arrière de la section étudiée.

VIII.6. Principes de calcul :

Deux domaines disjoints sont clairement identifiables, le domaine élastique et le domaine élastoplastique.

1^{er} zone : état élastique $\sigma_c < 2\sigma_0$

2^{ème} zone : état plastique $\sigma_c > 2\sigma_0$

$$\sigma_c = \frac{2.c.\cos\vartheta}{1-\sin\vartheta} \quad \sigma_0 = \sum \gamma \cdot h + q$$

VIII.6.1. Etape n°1: Courbe caractéristique du massif :

Le calcul est fait d'abord pour la phase élastique, à partir de $\lambda = 0$ ($\sigma_R = \sigma_0$). Quand le taux de déconfinement dépasse la frontière élastique, puis dans la phase élastoplastique jusqu'à $\lambda=1$. Au début du calcul, les paramètres caractéristiques de la courbe de terrain suivants sont calculés :

σ_c : La résistance en compression simple du terrain

$$\sigma_c = \frac{2.c.\cos\varphi}{1-\sin\varphi}$$

C : cohésion.

φ : angle de frottement.

Si $\sigma_0 < \sigma_c/2$ le creusement n'entraîne que des déformations élastiques ;

La courbe caractéristique du terrain est une droite qui recoupe l'axe des déplacements en un point d'abscisse U_e .

$$U_e = \frac{1+\nu}{E} R \sigma_0$$

E : module de Young,

ν : coefficient de poisson,

R : rayon de l'excavation,

σ_0 : Contrainte initiale du massif, tel que $\sigma_0 = \sum \gamma \cdot h + q$

Si $\sigma_0 > \frac{\sigma_c}{2}$ c'est le cas qui représente la fin de l'élasticité ;

La pression d'apparition à la paroi de l'excavation d'une zone en état limite de rupture s'exprime par l'expression suivante :

$$P_a = \sigma_0 (1 - \sin \varphi) - C \cdot \cos \varphi = \left(\sigma_0 - \frac{Rc}{2} \right) (1 - \sin \varphi)$$

Le taux de déconfinement à l'apparition de la rupture vaut :

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \frac{1}{K_p + 1} \left(K_p - 1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_0} \right) \quad \text{ou} \quad K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Le déplacement de la paroi à l'apparition de la rupture vaut : $u_a = \lambda_a \cdot u_e$.

VIII.6.2. Etape n° 2 : Courbe caractéristique du soutènement :

Pour réaliser cette courbe il faut déterminer la raideur du soutènement (K_b) choisi et la pression maximale de soutènement ("P_b max" état limite admissible ou état limite de rupture), puis tracer la courbe.

Dans le cas d'un revêtement cylindrique mince de module E_b et d'épaisseur e :

$$K_s = \frac{E_b e}{R}$$

$$P_{b \max} = \frac{\sigma_{b \max} \cdot e}{R}$$

$\sigma_{b \max}$: La contrainte limite admissible du béton.

VIII.6.3. Etape n°3 : Equilibre final :

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et de la courbe caractéristique du soutènement donne le produit le point d'équilibre. Ainsi, en faisant varier les caractéristiques (dimension et écartement des boulons, épaisseur du béton projeté, dimension et écartement des cintres) et les hypothèses de pose (distance du front de taille à laquelle ils sont mis en place) on peut en déduire le soutènement optimal compte tenu des convergences maximales acceptables.

VIII.7. Principe de calcul de taux de déconfinement à la mise en place du soutènement:

A partir des caractéristiques du terrain, des caractéristiques du soutènement et de la longueur des volées (distance non soutenue d), on peut déterminer le déplacement du terrain à la pose du soutènement u_{so} et le taux de déconfinement λ_d lui correspondant par cinq méthodes :

- Similitude de CORBETTA,
- Similitude de PANET,
- les Méthodes implicites présentées par M. PANET, selon la formulation présentée par BERNAUD - ROUSSET, et NGUYEN MINH – GUO : selon la formulation présentée dans les recommandations A.F.T.E.S.

VIII.8. Application à notre cas :

VIII.8.1. Données de calculs :

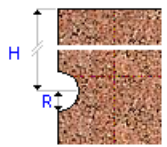
Propriétés géométriques			
			
Rayon du tunnel R	m		5.21000
Hauteur surface H	m		30.71000
Propriétés élastiques du sol			
ρ	kg/m ³		1915.0000
E	MPa		135.000
ν			0.3000
Propriétés élastoplastiques du sol			
Type de loi			Mohr-Coulomb
C	MPa		0.100
ϕ	deg		25.0000
ψ	deg		0
C résiduel	MPa		0
Rci (Rupture)	MPa		0
m (Forme)			0
s (Fracturation)			0
m résiduel			0
s résiduel			0
Soutènement			
Epaisseur	mm		234.7420
E	MPa		16869.580
ν			0.2000
Rc	MPa		14.170
Pose du soutènement			
Méthode de calcul de Ud			Principe de similitude
Coefficient m0			0.7500
Coefficient α			0.2500
λp			0
Distance au front de taille	m		1.00000

Tableau VIII. 1: Données de calcul C-Lambda (Convergence - Confinement).

VIII.8.1. courbe de convergence :

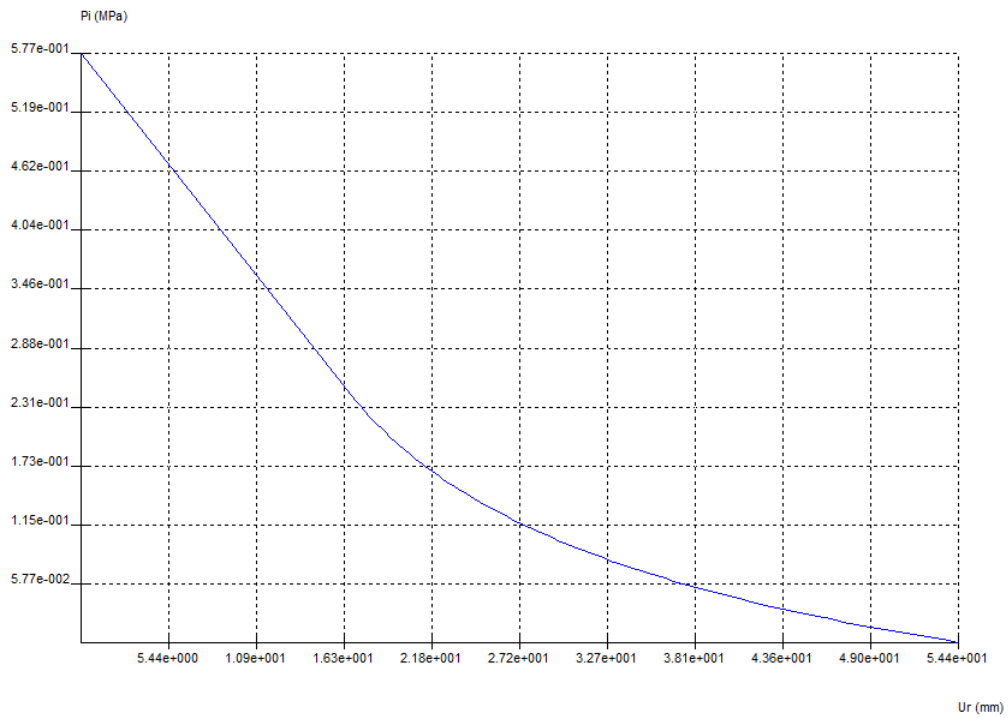


Figure VIII.4: La pression de convergence P_i en fonction de U_r .

VIII.8.2. la courbe de confinement :

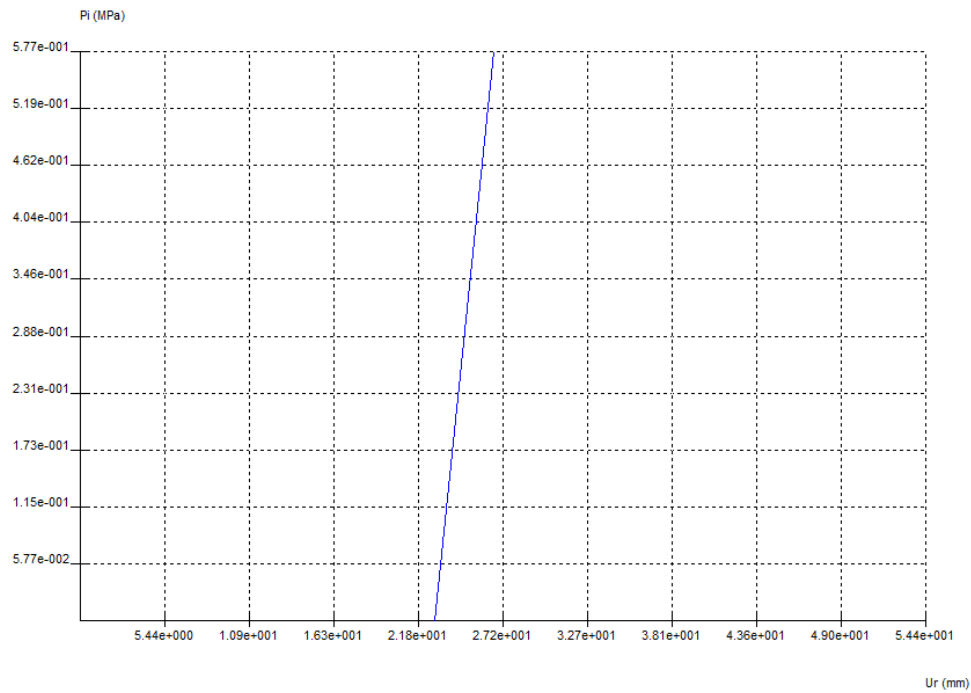


Figure VIII.5: La pression de confinement P_i en fonction de U_r .

VIII.8.3. Courbe de Convergence Confinement :

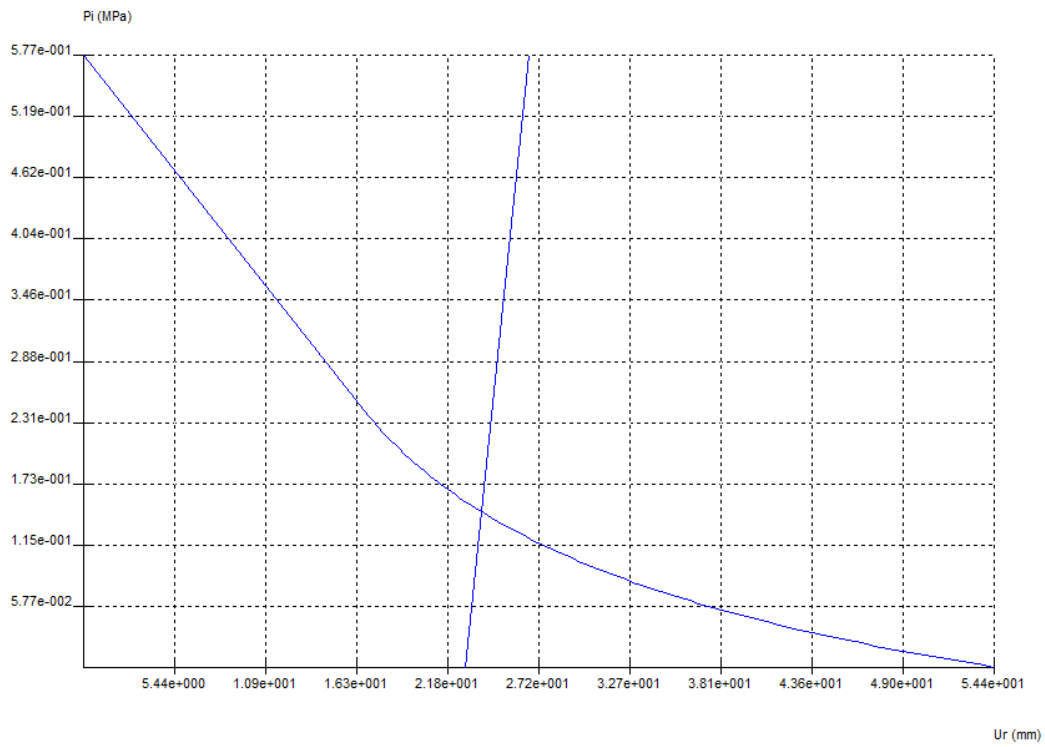


Figure VIII.6: Courbe de Convergence-Confinement Pi en fonction de Ur.

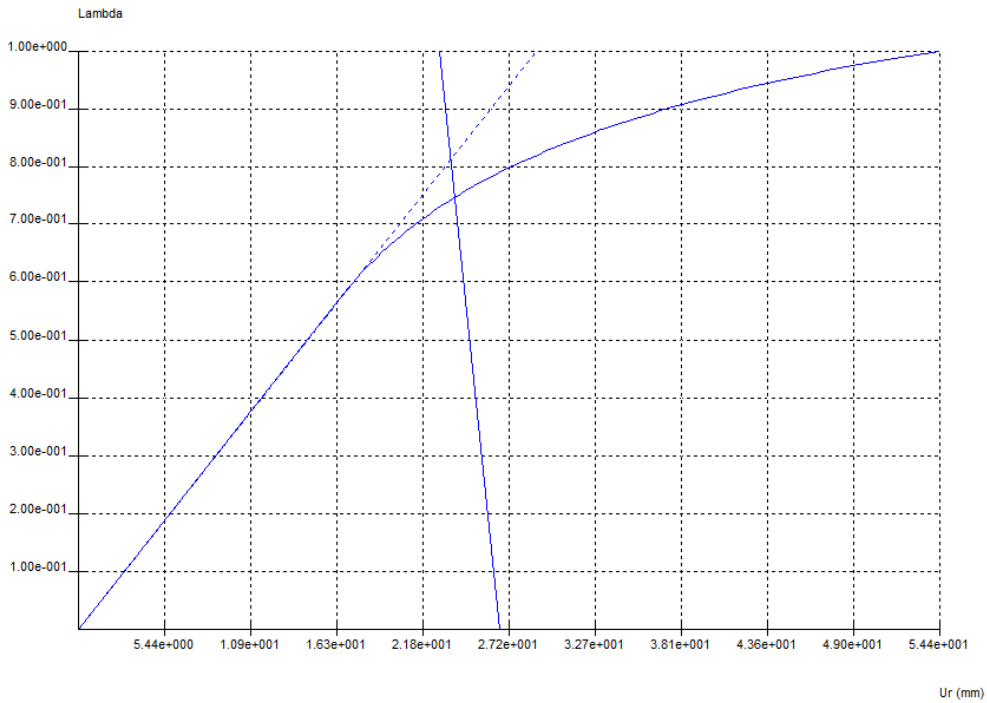


Figure VIII.7 : Courbe du taux de déconfinement λ en fonction de Ur.

VIII.8.4. Résultats de calcul :

Etat initial		
Contrainte initiale P0	MPa	0.577
Droite élastique		
Déplacement Uélas	mm	28.9444
Déplacement relatif Uélas/R	mm/m	5.5556
Courbe de convergence		
Pression limite: Pic	MPa	0.242
Déplacement: Uic	mm	16.7794
Déplacement relatif: Uic/R	mm/m	3.2206
Coef de déconfinement λ_c		0.5797
Tunnel non soutenu		
Déplacement: Uinf	mm	54.4499
Déplacement relatif: Uinf/R	mm/m	10.4510
Rayon plastique relatif: Rpinf/R		1.6765
A la pose du soutènement		
Méthode de calcul		Principe de similitude
Pression: Pp	MPa	0.156
Déplacement: Ud	mm	22.8074
Déplacement relatif: Ud/R	mm/m	4.3776
Rayon plastique relatif: Rpp/R		1.1533
Rigidité Ks	MPa	791.746
Coefficient de déconfinement λ		0.7290
A l'équilibre		
Pression: Pe	MPa	0.147
Déplacement: Ue	mm	23.7720
Déplacement relatif: Ue/R	mm/m	4.5628
Rayon plastique relatif: Rpe/R		1.1746
Effort normal soutènement: Ne	kN	746.52802
Contrainte normale soutènement: σ_e	MPa	3.180
Coefficient de déconfinement		0.7459

Tableau VIII.8: Résultats de calculs C-Lambda (Etat d'équilibre).

CHAPITE IX

LE TASSMENT



Chapitre IX**Le tassement****IX.1. Introduction :**

Lors de l'excavation des tunnels, des perturbations vont déséquilibrer le comportement interne du massif, créant des déformations et des déplacements du sol. Il en résulte des tassements plus ou moins significatifs qui peuvent affecter la stabilité des constructions voisines (bâtiments et ouvrages d'art). En site urbain ces désordres peuvent avoir des conséquences humaines et économiques inacceptables. L'importance de ces tassements est en relation étroite avec les conditions géologiques et hydrologiques, la profondeur de l'ouvrage souterrain et la méthode de réalisation retenue.

IX.2. Description générale des mouvements de sol :

L'origine des tassements est complexe et, comme le précise Leblais (1991) (AFTES), la relation entre les tassements générés en surface et la profondeur de l'ouvrage n'est pas simple à déterminer. Les mouvements de surface apparaissent en fait comme liés à une série de phénomènes concomitants dans le court terme :

- Perte de sol au front de taille.
- Déplacement de sol vers le vide laissé, soit par le bouclier lors de sa progression, ou la distance de pose du soutènement en arrière du front de taille.
- Déplacement de sol vers les vides latéraux créés par le bouclier (en cas de trajectoire courbe par exemple).
- Déformation du soutènement du tunnel qui vient d'être exécuté suite à sa mise en charge.

A cet ensemble de mouvements de sol correspond un volume de terrain perdu que l'on nomme V_0 . En surface, on constate l'apparition d'une dépression appelée cuvette de tassement qui progresse avec l'avancement du tunnel (figure I) et qui peut être reliée au volume de sol perdu V_0 . Dans la littérature, le volume de terrain perdu au niveau du tunnel V_0 est fréquemment désigné par V_s .

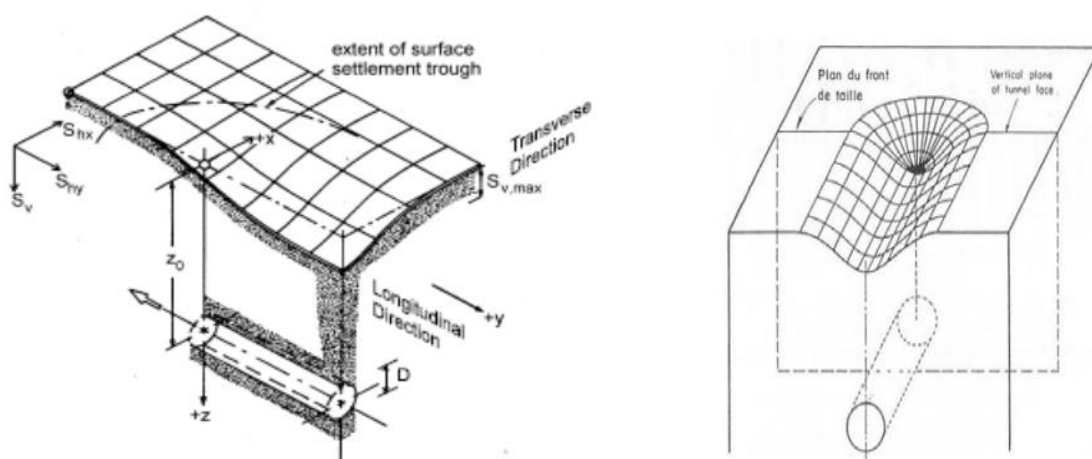


Figure IX-1 : Cuvette de tassement 3D.

IX.3. Méthodes de prédiction du tassement :

Le calcul des tassements concerne principalement les tunnels réalisés à faible profondeur, en site urbain, ce qui est le cas du métro d'Alger.

Afin de prédire des mouvements dans le sol engendrés par la construction du tunnel, les méthodes de prévision dont dispose l'ingénieur sont les suivantes :

- Méthodes empiriques basées sur de nombreuses mesures détaillées (chantiers réels, modèles réduits).
- Méthodes analytiques qui utilisent les formulations analytiques basées sur les équations de la mécanique.
- Méthodes numériques.

IX.3.1. Méthodes empiriques et semi-empiriques :

A partir d'un faible nombre de paramètres, le tassement en surface peuvent être estimés à l'aide de ces approches. Ces méthodes permettent d'obtenir les tassements en tenant compte de la dimension géométrique de l'ouvrage, de la profondeur de l'excavation, du type de sol, de la localisation des niveaux aquifères. Ces méthodes sont très efficaces si les paramètres observés in situ sont proches des hypothèses prises en compte dans les approches théoriques simplifiées.

Marcos, en 1958, a pour la première fois appliqué une fonction gaussienne pour décrire le profil de la cuvette de tassement, Peck [1968] au congrès de Mexico a ensuite proposé une série de mesures de tassements de 14 tunnels creusés dans des sols plastiques saturés dont les cuvettes de tassement étaient correctement décrites par une courbe de Gauss (Figure 2). La formulation analytique se présente sous la forme suivante :

$$s(x) = S_{max} e^{\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right)}$$

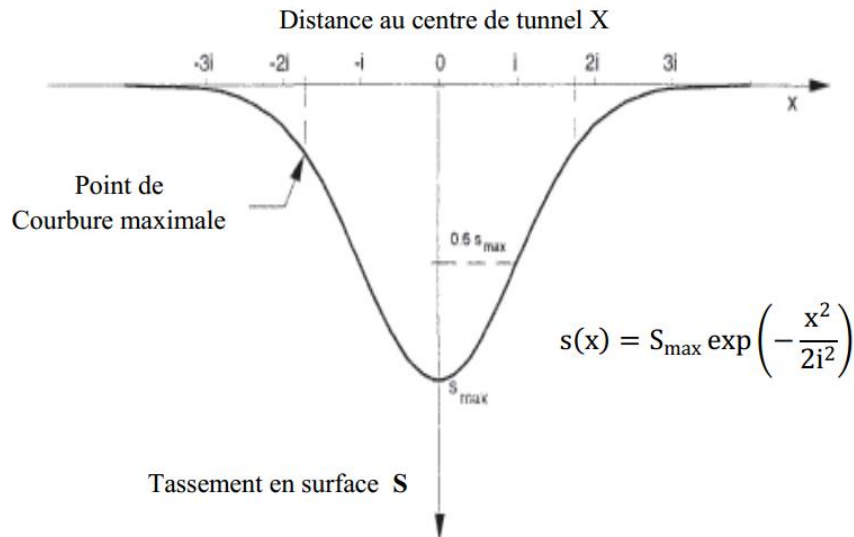


Figure IX- 2 : profil gaussien de la cuvette de tassement en surface.

x représente la distance au centre de la cuvette

S(x) tassement vertical à l'abscisse x

S max tassement maximum en surface

i abscisse du point à partir de l'axe de symétrie verticale du tunnel

IX.3.2. Estimation de i :

La relation définissant la cuvette de tassement ne fait intervenir que les deux paramètres S max et i, lesquels suffisent en général à recaler la courbe de Gauss sur des mesures expérimentales. Une base de données importante a été obtenue à partir des nombreux chantiers (Fermer [1977], Attewell [1977], O'Reilly & al [1980]) afin de pouvoir déduire des lois empiriques reliant le paramètre « i » et des paramètres géométriques C, D, H en fonction du sol excavé. Le Tableau présente quelques formules qu'on trouve dans la littérature :

Auteurs	Expression proposée	Type de sol
Attewell[1977]	$i=0.5H$	argiles
Atkinson&Potts[1981]	$I=0.25(C+D)$	Sable lâche sans surcharge
	$i=0.255(1.5C+D)$	Sable denses avec surcharge
Clough&Schmidt	$i=0.5H^{0.8}D^{0.2}$	Argiles
O'Reilly[1982]	$i=0.25H$ ou $i=0.28H-0.1$	Sols granulaires
	$i=0.5H$ ou $i=0.43H+1.1$	Sols argileux
Oteo&Sagseta[1987]	$i=0.525H-0.42R$	Facteur correctif de 0.7 a 1.3 selon la nature du terrain
Sagseta[1987]	$i=0.575H$	Argiles
Rankin[1987]	$i=0.5H$	En première approximation
Chapeau[1991]	$i=0.45H$	Argiles
	$i=0.2H$	Sables
Mair&Tailor[1993]	$I=0.175H+0.325H(1-h/H)$	sols argileux
Dyer&al[1996]	$i=0.29H$	Sable lâche a moyennement dense
Al Abram[1998]	$I=0.15H+0.5D$	Sol analogique
Sagiyama[1999]	$i=0.75h^{0.8}D$ ou $i=0.5H$	Argiles
	$i=0.5h^{0.7}D^{0.3}$	Sables et graviers

Tableau IX-1 : estimation de « i » a partir de relation empirique.

D :diamètre du tunnel ; H :hauteur de la couverture ; h :hauteur du tunnel.

IX.3.3. Estimation de S_{max} :

Le tassement maximum S_{max} a été également déterminé en fonction des données expérimentales, le Tableau suivant résume les différentes formules existantes dans la littérature :

Auteurs	Formule proposée	Remarques
Farmer[1977] Attewell[1977]	$S_{max} = \frac{D}{1000} \left(\frac{KD}{H}\right)^{\frac{1}{n}}$	K voisin de 10 et n de 0.67
Atkinson&al.[1977]	$S_{max} = S_{clé} \left(1 - k \frac{h}{D}\right)$	K=0.13 argile surconsolidée K=0.4 sable sous forte contrainte K=0.57 sable dense sous forte contrainte
Sagseta[1980]	$S_{max} = \frac{\gamma D^2}{E} (0.85 - \nu)$	E module de Young ν coefficient de poisson γ poids volumique du sol
Oteo&al[1982]	$S_{max} = \frac{1}{1 + k \frac{h}{D}} S_{clé}$	Confirmé par Chapeau [1991] K=0.25 a 0.5 sol argileux K=0.7 a 0.8 sol maintenu sans rupture K=1 a 2 sol granulaire frottant
Poupelloz[1984]	$S_{max} = D \frac{R}{1000} \left(\frac{kD}{H}\right)^{\frac{1}{n}}$	K=9.35 n=0.41 argile raide plastique

		K=3.22 n=0.078 argile plastique saturé K=2.325 n=0.0574 sol granuleux
CETU[1993]	$S_{max} = k \frac{D}{2H} S_{clé}$ ou $S_{max} = 1.5 \left(\frac{2H}{D}\right)^{0.6} S_{clé}$	K=3 si $0.1 < \frac{D}{2H} < 0.25$ K=2 si $0.33 < \frac{D}{2H} < 0.5$
Mair&al[1993]	$S_{max} = 0.313 \frac{V_l D^2}{0.5H}$ ou $S_{max} = \frac{V_s}{i\sqrt{2\pi}}$	Où $V_l = \frac{4V_s}{\pi D^2}$ la perte de volume en % de volume excavé du tunnel Vs le volume de la cuvette de tassement en surface par mètre linéaire de tunnel
AFTES[1999]	$S_{max} = k\lambda \gamma \frac{R^2}{2}$	K dépend de l'état de contraintes dans le sol et de sa nature (k ≈ 2) λ taux de déconfinement

Tableau IX.2 estimation de S_{max} à partir des relations empiriques.

Souvent ces formules empiriques sont trop simplificatrices et donnent ainsi une valeur supérieure à la valeur mesurée. Par exemple Bernat [1995] a utilisé les résultats du chantier de Vaise pour confirmer la méthode de Farmer [1977] et Poupelloz [1984] et elle a trouvé une différence dans les résultats de l'ordre de 300% pour des sols argileux. Ces formules ne sont valables qu'à court terme et surtout ne tiennent pas compte de la technique de creusement.

IX.3.4. Relation entre le déplacement de la clef de tunnel et le tassement en surface :

Le tassement maximum S_{max} à la surface du sol est plus petit que celui au point supérieur du tunnel appelé $S_{clé}$. On constate donc un amortissement du déplacement entre la clé du tunnel et la surface du sol qui s'exprime par le rapport d'amortissement $\frac{S_{max}}{S_{clé}}$.

Le C.E.T.U propose une formule linéaire:

$$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = K \left(\frac{R}{H}\right)$$

Où :

R, H rayon initial et profondeur du tunnel.

K est la constante d'amortissement :

$$0,1 < R/H < 0,25 \quad k = 3$$

$$0,33 < R/H < 0,5 \quad k = 2$$

Plusieurs auteurs proposent des relations très simples :

$$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = \beta \left(\frac{R}{H}\right)^\alpha$$

D'après Clough & Smith [1977] les coefficients α et β sont respectivement égaux à 0.8 et à 1 pour les terrains argileux. Ward et Pender [1981] font varier le coefficient α entre 0.13 et 0.4 en fonction de la nature des sols avec n=0.8 (d'après Esfehiani [1999]). La formule

hyperbolique traduit très correctement les résultats expérimentaux réalisés sur les rouleaux de Schneebeli avec: $a = 0.2$, et $b=0.8$ (C.E.TU [17]).

$$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = \frac{\frac{R}{H}}{a + b \frac{R}{H}}$$

Atkinson [1977] propose une formule en fonction de la hauteur de couverture du sol et de diamètre du tunnel :

$$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = 1 - k \frac{C}{D}$$

avec : $k=0.57$ pour les sables denses, $k=0.13$ pour l'argile surconsolidée.

IX.3.5. Détermination empirique des volumes de sol en mouvement :

Après l'excavation, les parois de la cavité se déforment et le sol a tendance de se déplacer vers le tunnel. « La perte de volume » ou V_t représente la différence entre le volume initial et le volume de sol après déformation. (Figure 22). La perte de volume dépend de plusieurs paramètres : type de sol, présence d'eau, méthode de construction, rythme d'avancement du tunnel, diamètre et profondeur de la cavité.

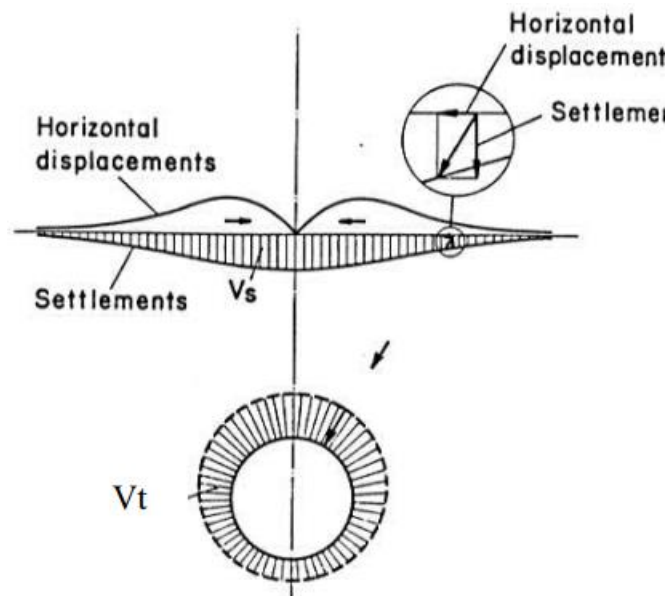


Figure IX-3 : Mouvements de sol. Perte de volume (Uriel [1989]).

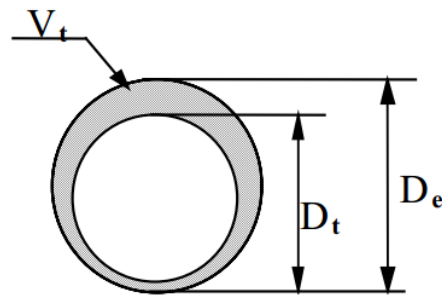


Figure IX.4 : Schéma du diamètre initial et final d'un tunnel excavé.

En considérant un cas simple avec les déplacements symétriques par rapport à l'axe du tunnel, le déplacement en surface a deux composantes (Figure 22): verticale (tassements) et horizontale. Les tassements dans le plan transversal définissent le volume, noté V_s ou «volume de tassement». Ce volume comprend l'aire entre la surface du massif dans l'état initial et la surface déformée. D'après la formule de Peck [1969] en connaissant les paramètres « i » et S_{max} le volume de la cuvette de tassement peut être déterminé par :

$$V_s = \sqrt{2\pi} i S_{max} \approx 2.5 i S_{max}$$

En général dans le cas de sol cohérent et saturé, il est admis qu'à court terme le volume de tassement V_s est similaire à celui de perte de volume du tunnel V_t . Par contre dans les sols non cohérents et/non saturés, le volume V_s peut être plus faible ou plus grand que V_t suivant les propriétés du sol. (Mestat [1999]).

L'amplitude des déformations dépend de la nature du sol et des conditions de creusement. Il est vraiment difficile d'estimer la « perte de volume » en ne se basant que sur l'approche empirique. Comme alternative à la « perte de volume », Lee & Rowe [1989] proposent d'utiliser un bouclier avec un paramètre de « GAP » en déformation plane. Ce paramètre prend en compte deux processus : la perte de volume liée à la surexcavation et à la variation de volume dans le sol remodelé (Figure 5):

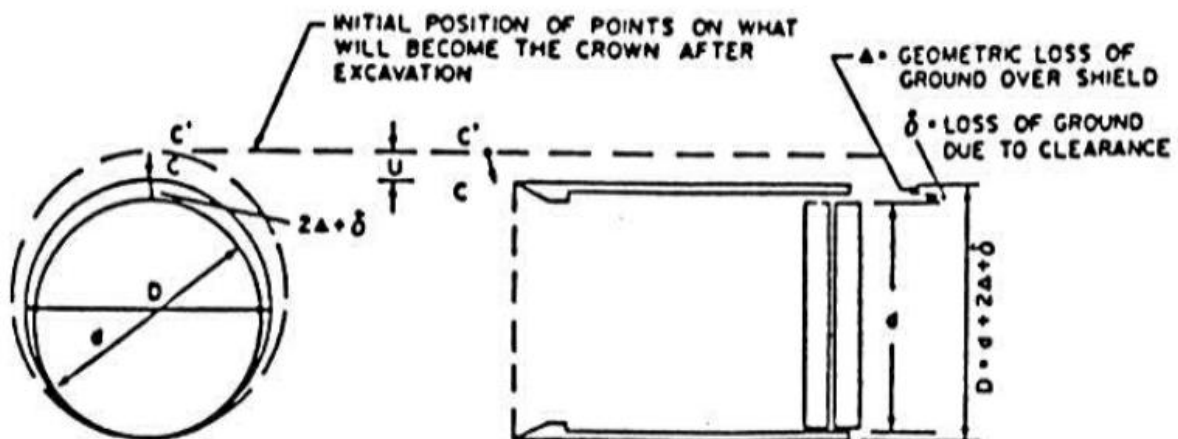


Figure IX-5 : Paramètre « GAP » (Lee & Rowe [1989]).

Le paramètre « GAP » peut être présenté sous la forme suivante (d’après Uriel & Sagaseta [1989]):

$$GAP = 2\Delta + \delta + U$$

Avec :
 Δ :déplacement radial dû à l’épaisseur de la jupe
 δ :déplacement radial dû au vide annulaire entre le bouclier et le tunnel
 U : déplacement radial dû à la consolidation de la zone perturbée autour du tunnel, au labourage par suite de prise de virage et à la perte de sol au front de taille.

Indice de stabilité	Volume de sol perdu dans le tunnel	Remarques
$N \leq 2$	$\frac{V_s}{V_t} < 1\%$	-La méthode de creusement n’a pas d’influence -Comportement élastique du massif
$2 \leq N \leq 4$	$\frac{V_s}{V_t} < 10\%$	L’utilisation d’un bouclier permet de réduire le volume de 2 à 3%
$4 \leq N \leq 5$	-	Un bouclier est nécessaire et suffit à limiter la pénétration du sol par le front de taille
$N \approx 6$	-	Les déplacements sont importants. Il convient d’appliquer une pression au front de taille.
$N \approx 7$	-	Le bouclier peut devenir instable

Tableau IX-3 : Ordre de grandeur du volume de sol perdu dans un tunnel creusé dans l’argile en fonction de N (d’après Clough & Schmidt [1977])

Le Tableau 3 regroupe des données expérimentales concernant le volume de sol perdu dans le tunnel V_t en fonction du volume du tunnel V et de l’indice de stabilité N :

$$N = \frac{\gamma H - \sigma_t}{C_u} = \frac{\sigma_{v0} - \sigma_i}{C_u}$$

où :

σ_i pression interne due au tunnel .

σ_{v0} contrainte verticale dans le sol avant creusement .

C_u cohésion non drainée du sol.

Le volume V_s peut être relié au volume de sol perdu au niveau du tunnel V_t par les propositions suivantes :

Auteurs	Expression proposées
Atkinson&potts [1977]	$\frac{V_s}{V_t} = 2 \sqrt{\frac{2}{\pi} \left(\frac{i}{D}\right) \left(\frac{S_{max}}{S_{clé}}\right)}$
Laboratoire de l'EPFL (cité par berneant[1996])	$\frac{V_s}{V_t} = 0.009 \left(\frac{i}{D}\right) \left(\frac{H}{D} - 0.6\right)$

Tableau IX.4 : relations empiriques permettant l'estimation de $\frac{V_s}{V_t}$.

Ortigao [1996] propose d'utiliser le rapport de perte de volume afin de classer les sols dilatants et contractants :

- $\frac{V_s}{V_t} < 1$ sol dilatant.
- $\frac{V_s}{V_t} > 1$ sol contractant .

IX.3.6.Méthode analytique :

Cette méthode se base sur l'étude de façon analytique des déplacements dans un massif du sol pendant l'excavation. Le calcul analytique est d'autant plus utile qu'il permet d'obtenir des ordres de grandeur et de réaliser les études paramétriques suivantes (d'après Dias [1999]):
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 : supposée élastique linéaire ou élasto-plastique (type Tresca ou Mohr-Coulomb). l'état initial de contraintes est supposé isotrope et homogène.
les conditions aux limites : le tunnel est supposé être creusé à grande profondeur ($H/R > 10$ afin que la variation de contrainte sur la hauteur de galerie soit supposée négligeable), le sol est considéré comme non pesant (hypothèse nécessaire afin d'utiliser la symétrie cylindrique),
les formules sont exprimées dans le plan et dans le cadre des petites déformations.
Plusieurs chercheurs ont travaillé afin de développer ces méthodes de calcul destinées à évaluer les mouvements dans le sol, parmi eux : De Beer & Buttiens exposés par Poupelloz [1984], Panet [1969], Berry [1977], Resendiz[1979], Sagaseta [1987]. (HERZOG, Max (1985): BAUTECHNIK 1985, Berlin)

IX.3.6.1 Théorie de tassements selon Herzog :

« Affaissement de la surface au-dessus de tunnels peu profonds »

(HERZOG, Max (1985): BAUTECHNIK 1985, Berlin)

Basé sur des mesures en métro et les projets de tunnels routiers récents, un modèle de réflexion simple et facilement visualisable s'établit qui permet une prédiction réaliste de l'affaissement de la surface au-dessus de tunnels peu profonds, même sans avoir recours à l'analyse par éléments finis ou les mathématiques supérieures.

IX.4.1. Modèle de réflexion :

C'est un modèle de réflexion qui adopte l'égalité du volume de l'affaissement de la surface et la réduction de l'espace exploité, ne s'applique, que si le sol pénétré serait un milieu élastique. Bien que le sol des tunnels peu profonds est hétérogène et anisotrope dans de nombreux cas, il se comporte approximativement d'une manière élastique en raison de la faible charge (le rapport entre la contrainte et la résistance de la roche est généralement inférieure à un tiers).

IX.4.2. dérivation théorique :

De la pression géotechnique primaire p

$$p = p_0 + \sum \gamma_i H_i + \gamma_{inferieur} \frac{D}{2} \dots\dots\dots(1)$$

Ou : p_0 : la pression existante en surface.

γ_i :le poids volumique de la couche i.

H_i : la hauteur de la couche i.

D :le diamètre de la section transversale du tunnel en question.

$\gamma_{inferieur}$: le poids volumique de la couche de sol inférieur.

On peut obtenir la déformation radiale du bord de l'espace excavé

$$w = 1.5 p \frac{R}{E} \dots\dots\dots(2)$$

Ou :

R : est le rayon de la section transversale du tunnel, $R = \frac{D}{2}$

E : le module de rigidité du sol.

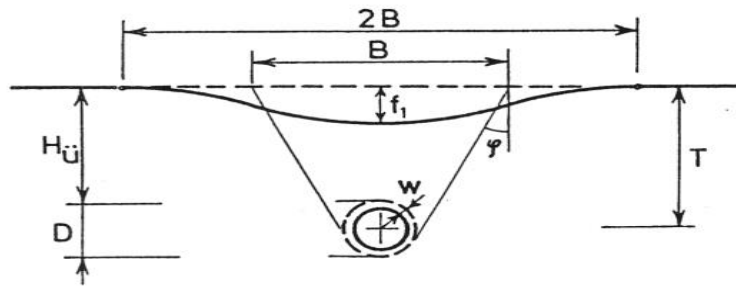


Figure IX-6 : représentation du tassement de la surface en fonction de la déformation radiale de la section.

L'angle de frottement interne et θ l'inclinaison de la face de glissement à l'état actif φ "Rankine" = $\frac{\pi}{2} - \theta$ donne la moitié de la largeur calculée de l'affaissement de la surface :

$B = \frac{D}{\cos \varphi} + 2T \tan \varphi$ En première approximation et en nommant la valeur maximale de l'affaissement a f, on obtient la section transversale de l'affaissement de la surface.

$A_1 = f \cdot B$ Cette surface doit être égale a la surface du terrain excavé du a la déformation radiale

$$A_2 = \pi w D \dots\dots\dots(3)$$

de l'égalisation $A_1 = A_2$ on obtient :

$$f_1 = \frac{w\pi D}{B} \dots\dots\dots(4)$$

En substituant l'équation (1) dans (2) ,puis le résultat dans l'équation (4) on obtient la relation entre la profondeur du tunnel dans le massif à partir de la surface et le tassement a la surface :

$$f_1 = \frac{3\pi}{4} p \frac{D^2}{BE}$$

IX.5. Méthodes numériques non empiriques :

Actuellement les méthodes numériques deviennent un moyen très courant pour étudier les ouvrages souterrains. Elle est basée sur la discrétisation du problème en éléments et sur un modèle de comportement. Ces méthodes permettent de calculer le champ de déplacements et de contraintes en tout point du massif et de prendre en compte divers facteurs :

- hétérogénéité des terrains
- état mécanique et hydraulique initial
- dimension et profondeur de l'ouvrage creusé
- technique d'exécution adoptée et succession des étapes de construction
- comportement non linéaire du sol et du soutènement
- géométrie complexe

Les codes de calculs les plus utilisés dans le domaine de la géotechnique sont basés sur des éléments finis ou sur des différences finies. On pourra citer comme exemple des codes de calculs qui sont actuellement utilisés dans des centres de recherche : le code de calcul CESAR, basé sur une formulation en éléments finis, FLAC basé sur les différences finies.

IX.6. Calcul dans notre cas :

IX.6.1. Méthodes empiriques et semi-empiriques :

IX.6.2. Estimation de i :

Auteurs	Expression proposée	Résultats
Clough&Schmidt	$i=0.5H^{0.8}D^{0.2}$	10,66045
O'Reilly[1982]	$i=0.5H$ ou $i=0.43H+1.1$	12,75
Sagaseta[1987]	$i=0.575H$	14,6625
Rankin[1987]	$i=0.5H$	12,75
Chapeau[1991]	$i=0.45H$	11,475
Mair&Tailor[1993]	$I=0.175H+0.325H(1-h/H)$	10,527
Sagiyama[1999]	$i=0.75h^{0.8}D$ ou $i=0.5H$	36,38931

IX.6.3. Estimation de S_{max} :

Auteurs	Formule proposée	Résultats (m)
Farmer[1977] Attewell[1977]	$S_{max} = \frac{D}{1000} \left(\frac{KD}{H}\right)^{\frac{1}{n}}$	0,015172
Atkinson&al.[1977]	$S_{max} = S_{clé} \left(1 - k \frac{h}{D}\right)$	0,0216775
Sagaseta[1980]	$S_{max} = \frac{\gamma D^2}{E} (0.85 - v)$	0,014754
Oteo&al[1982]	$S_{max} = \frac{1}{1 + k \frac{h}{D}} S_{clé}$	0,020359
Poupelloz[1984]	$S_{max} = D \frac{R}{1000} \left(\frac{kD}{H}\right)^{\frac{1}{n}}$	0,0183104
CETU[1993]	$S_{max} = k \frac{D}{2H} S_{clé}$ ou $S_{max} = 1.5 \left(\frac{2H}{D}\right)^{0.6} S_{clé}$	0,014527
Mair&al[1993]	$S_{max} = 0.313 \frac{V_L D^2}{0.5H}$ ou $S_{max} = \frac{V_s}{i\sqrt{2\pi}}$	0.01365146
AFTES[1999]	$S_{max} = k\lambda\gamma \frac{R^2}{2}$	0,01510208

Remarque : $S_{clé}$ utilisé ici est celle trouvée par la méthode de convergence confinement dans le chapitre précédant, ainsi que λ le taux de déconfinement.

IX.6.4. relation entre le déplacement de la clef de tunnel et le tassement en surface :

La formule hyperbolique traduisant les résultats expérimentaux réalisés sur les rouleaux de Schneebeli :

$$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = \frac{\frac{R}{H}}{a + b \frac{R}{H}}$$

Tel que : a=0.2 et b=0.8

$$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = 0,562149 \quad S_{max} = 1,3323 \text{ cm}$$

IX.6.5. Méthode analytique :

Selon la théorie de Herzog :

$$p = p_0 + \sum \gamma_i H_i + \gamma_{inferieur} \frac{D}{2} = 686,91 \text{ kN/m}^3$$

$$B = \frac{D}{\cos \varphi} + 2T \tan \varphi = 115,803 \text{ m}$$

$$f_1 = \frac{3\pi}{4} p \frac{D^2}{BE} = 0,01785 \text{ m}$$

IX.7. Conclusion :

Que ce soit les méthodes empiriques et semi empiriques ou analytiques, tous nous donnent un tassement en surface qui n'est pas important, donc on n'a pas besoin de prendre des précautions.

CHAPITE X

REVETMENT DEFINITIF



Chapitre X : Revêtement définitif

X.1 Introduction

Après avoir mis en place le soutènement provisoire pour assurer la stabilité des parois, on prévoit de mettre en place un revêtement définitif. Il a pour but de reprendre les efforts à long terme et ceux dus à la perte éventuelle de résistance du soutènement provisoire (rouille, vieillissement). Il a également une fonction de protection d'étanchéité.

Selon l'AFTES on peut estimer que la présence du soutènement provisoire atténue les charges agissantes sur le revêtement définitif de 30 %, cela revient à dire que la structure du soutènement provisoire toujours présente à long terme malgré les dégâts qu'elle subit peut reprendre 30 % du chargement, le 70 % restant les reprend le revêtement définitif.

Dans le cas de notre étude nous prendrons 100% des charges appliqué sur le revêtement définitif par mesure de sécurité.

X.2 Modélisation :

Le revêtement définitif est modélisé en éléments frame d'épaisseur de 40cm de béton coffré en utilisant ici encore comme pour le soutènement provisoire le logiciel de calcul SAP2000.

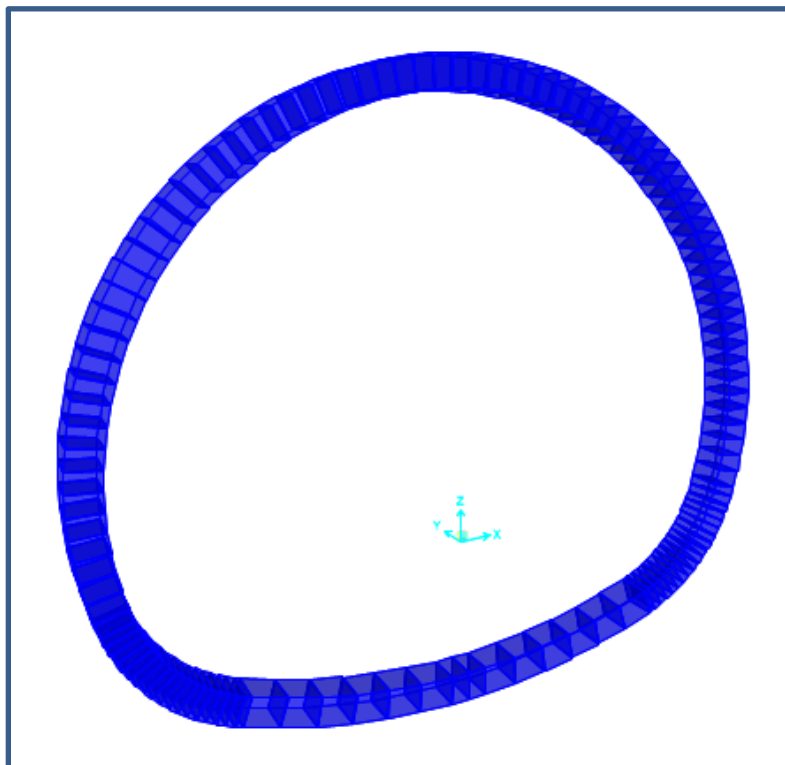


Figure X-1 : Vue en 3D de la section étudiée du revêtement définitif

- Déformée :

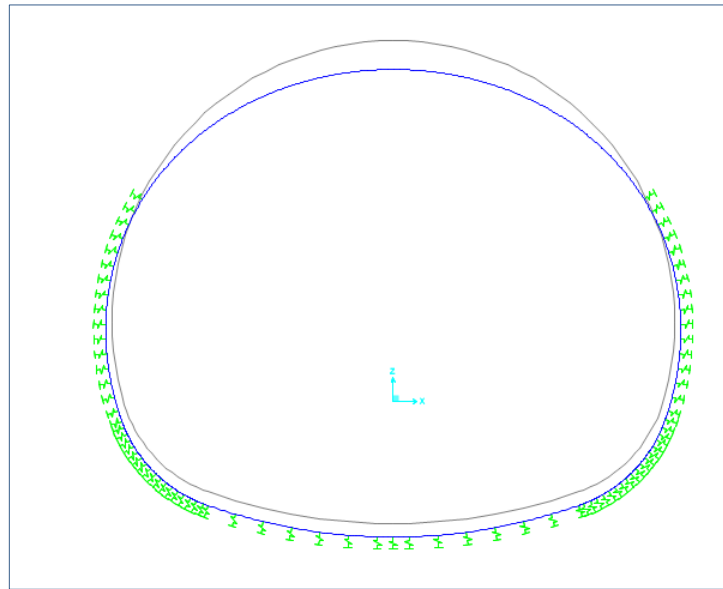


Figure X-2: Déformation en 2D du revêtement définitif.

$$\left\{ \begin{array}{l} U_z \text{ max} = -0,0722 \\ U_x \text{ max} = -0.02461 \end{array} \right.$$

X.3 Efforts internes :

X.3.1 Moments fléchissant :

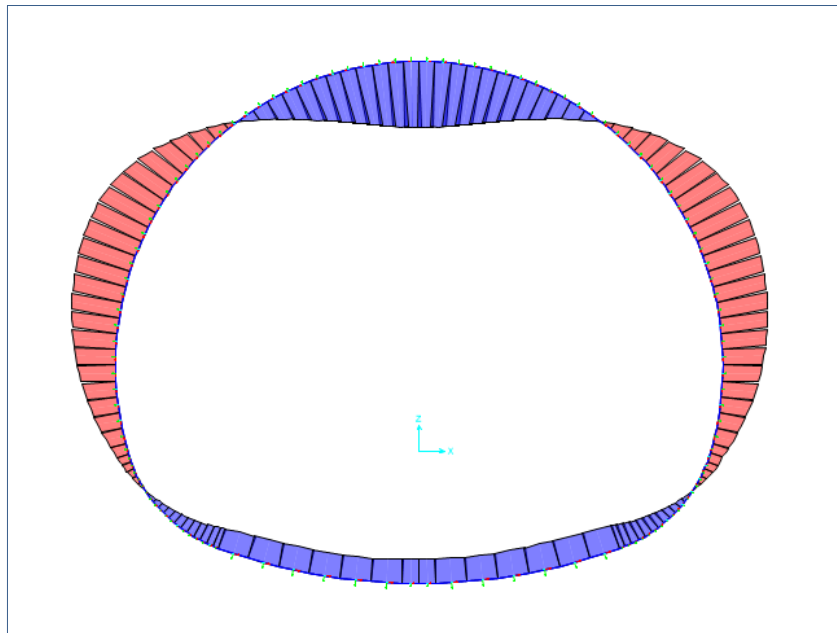


Figure X-3 : Diagramme du moment fléchissant du revêtement définitif.

- Au niveau de la voûte : $M_{max} = 511,1837 \text{ KN.m}$
- Au niveau du radier : $M_{max} = 205,3648 \text{ KN.m}$

X.3.2 Efforts normaux :

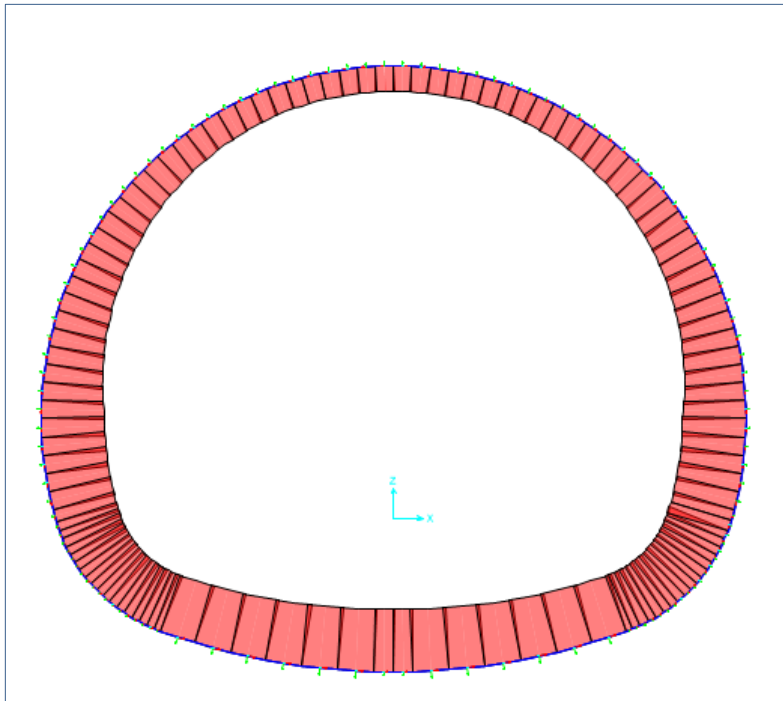


Figure X-4 : Diagramme de l'effort normal du revêtement définitif.

- Au niveau de la voûte : $N_{max} = 2843,076 \text{ KN}$
- Au niveau du radier : $N_{max} = 2805,202 \text{ KN}$

X3.3 Efforts Tranchants :

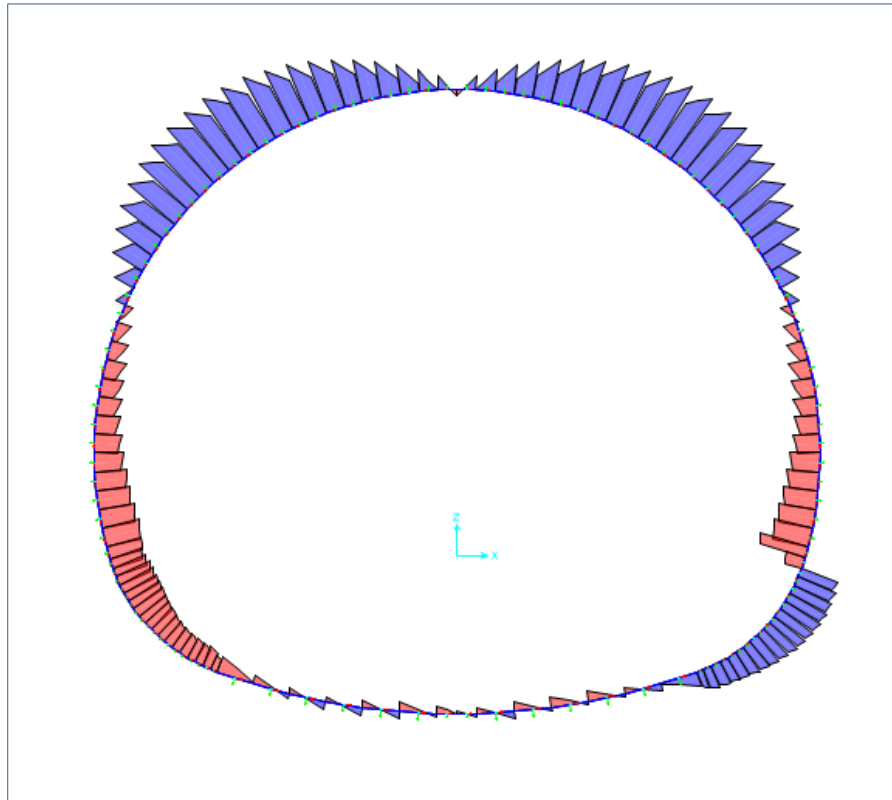


Figure X-5 : Diagramme de l'effort tranchant du revêtement définitif.

- Au niveau de la voûte : $T_{max} = 315,535 \text{ KN}$
- Au niveau du radier : $T_{max} = 184,063 \text{ KN}$

X.4 Vérification du revêtement définitif vis-à-vis des ELU :

X.4.1 Flexion composée :

$$N_{Rd} = 0,57 \cdot b \cdot e \cdot f_{cj} \left(1 - \frac{2M}{N \cdot e}\right) \quad \text{ELU fondamental}$$

$$N_{Rd} = 0,74 \cdot b \cdot e \cdot f_{cj} \left(1 - \frac{2M}{N \cdot e}\right) \quad \text{ELU accidentel}$$

$$N_{Rd0} = 0,027 \cdot b \cdot e \cdot f_{cj}$$

1	Si $1,35N < N_{Rd0}$	Pas de vérification nécessaire
2	Si $1,35N > N_{Rd}$	Ferraillage nécessaire ou augmentation de l'épaisseur
3	Si $N_{Rd0} < 1,35N < N_{Rd}$ M/N < 0,3.e M/N > 0,3.e	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Pas de ferraillage nécessaire ▪ Section inadmissible → augmentation de l'épaisseur e)

Tableau X- 1 : tableau de vérification de la nécessité du ferraillage dans le revêtement définitif.

	b (m)	e (m)	N (MN)	M (KN.m)	N_{Rd0} (KN)	N_{Rd} (KN)	$1,35N_{ma}$ x (MN)	Flexion composée
Voûte	1	0,4	2,84	511,2	69,1	324	3,84	Ferraillage ou redimensionnement
Radier	1	0,4	2,80	205,4	69,1	324	3,79	Ferraillage ou redimensionnement

Tableau X- 2: résultat de la vérification de la nécessité du ferraillage du revêtement définitif

X.4.2 Effort tranchant :

$$\tau_{sd} \leq \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cm}f_{ctd}} = \tau_{ad}$$

Avec :

- $\tau_{sd} = \frac{V_u}{Y_u.b}$: Valeur de calcul de la contrainte de cisaillement.
- $\sigma_{cm} = \frac{N_u}{Y_u.b}$: Contrainte de compression moyenne du béton.

$f_{ctd} = \frac{f_{ct0.05}}{\gamma_c}$: Valeur de calcul de la résistance à la traction du béton, avec la valeur de γ_c .

- Y_u : Epaisseur de la section résiduelle non fissurée.
- $f_{ct0.05} = 0.7f_{ctm} = 0,7 * 0.3 * f_{cj}^{2/3}$

	Y_u	N_u (KN)	σ_{cm} (KN/m ²)	$f_{ct0.05}$	f_{ctd}	V_u (KN)	τ_{sd} (KN/m ²)	τ_{ad} (KN/m ²)	
Voûte	0,216	2843,076	13162,4	202,75	938,67	315,535	1460,81	3638,17	Vérifier
Radier	0,216	2805,202	12986,11	202,75	938,67	184,063	852,14	3615,35	Vérifier

Tableau X- 3 : vérification du revêtement définitif vis-à-vis de l'effort tranchant

On adopte un espacement maximal de :

$$s_t \leq s_{tmax} = \min[0,9d; 40 \text{ cm}]$$

- Voûte : $s_t = 30 \text{ cm}$
- Radier : $s_t = 30 \text{ cm}$

X.5.Ferraillage :

Le ferraillage de la voûte et du radier sont calculé selon les règles du BAEL avec une largeur de 1m.

X.5.1 Ferraillage longitudinal :

PARTIE	M_{max} (MN.m)	N_{max} (MN.m)	SECTION calculé		ferraillage	
			A_{inf} (cm ²)	A_{sup} (cm ²)	A_{inf}	A_{sup}
VOUTE	0,511	2843,076	10,65	15,55	5 ϕ 16	5 ϕ 20
RADIER	0,205	2805,202	1,90	4,34	4 ϕ 8	4 ϕ 12

Tableau X- 4 : : tableau du ferraillage longitudinal du revêtement définitif

X.5.2 Ferraillage transversal :

La contrainte tangentielle ultime doit être inférieure à la contrainte limite ultime :

$$\tau_u \leq \tau_{max}$$

Telle que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

On adopte des armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) avec fissuration préjudiciable :

$$\tau_{max} = \min\left\{0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right\}$$

	B	d	T_u	τ_u	τ_{max}	
Voûte	1	0,36	315,535	0,8765	3	Vérifier
Radier	1	0,36	184,063	0,5113	3	vérifier

Calcul de l'espacement des cadres :

$$s_t = \frac{A_t}{\rho_t b} \leq \min\{0,9d; 40cm\}$$

Avec :

$$\rho_t = \max \left\{ \frac{\tau_u - \tau_0}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\cos(\alpha) + \sin(\alpha))}; \rho_{t_{min}} \right\}$$

$$\rho_{t_{min}} = \max\{0,5\tau_u; 0,4Mpa\}/f_e$$

$$\tau_0 = 0,3 \cdot k \cdot f_{tj}^*$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 + \frac{\sigma_m}{f_{cj}} \quad \sigma_m: \text{Contrainte moyenne de compression de la section totale de béton sous} \\ \quad \text{l'effort normal de calcul.} \\ f_{cj}^* = \min\{f_{tj}; 3,3Mpa\} \end{array} \right.$$

Supposons une section d'acier transversal de : $5\phi 8 / ml$ donc une section : $A_t = 2,51 \text{ cm}^2$

	A_t	A_t	K	f_{tj} (MN)	f_{cj}^* (MN)	
Voûte	$5\phi 8 / ml$	$2,51 \text{ cm}^2$	1,095	2,4	2,4	
Radier	$5\phi 8 / ml$	$2,51 \text{ cm}^2$	1,093	2,4	2,4	
	τ_0 (MN/m ²)	$\rho_{t_{min}}$	ρ_t	s_t (cm)	$s_{t_{max}}$ (cm)	
Voûte	0,7884	$8,765 \cdot 10^{-4}$	$8,765 \cdot 10^{-4}$	28,64	32,4	Vérifier
Radier	0,7873	$8 \cdot 10^{-4}$	$8 \cdot 10^{-4}$	31,38	32,4	vérifier

Tableau X- 5 : tableau du ferrailage transversal du revêtement définitif.

Prenons un espacement de :

- En voûte : $s_t = 20cm$
- En radier : $s_t = 25cm$

X.5.3 Armature de répartition :

On adopte le ferrailage de répartition tel que :

$$A_{st} = \frac{A_s}{4}$$

	A_s (cm ²)	A_{st} (calculé) (cm ²)	A_{st} (Utilisé)
Voûte	15,55	3,875	4 ϕ 12
Radier	4,34	1,03	3 ϕ 8

Tableau X- 6 : Tableau des armatures de répartition du revêtement définitif.

X.6.Schémas de ferrillages :

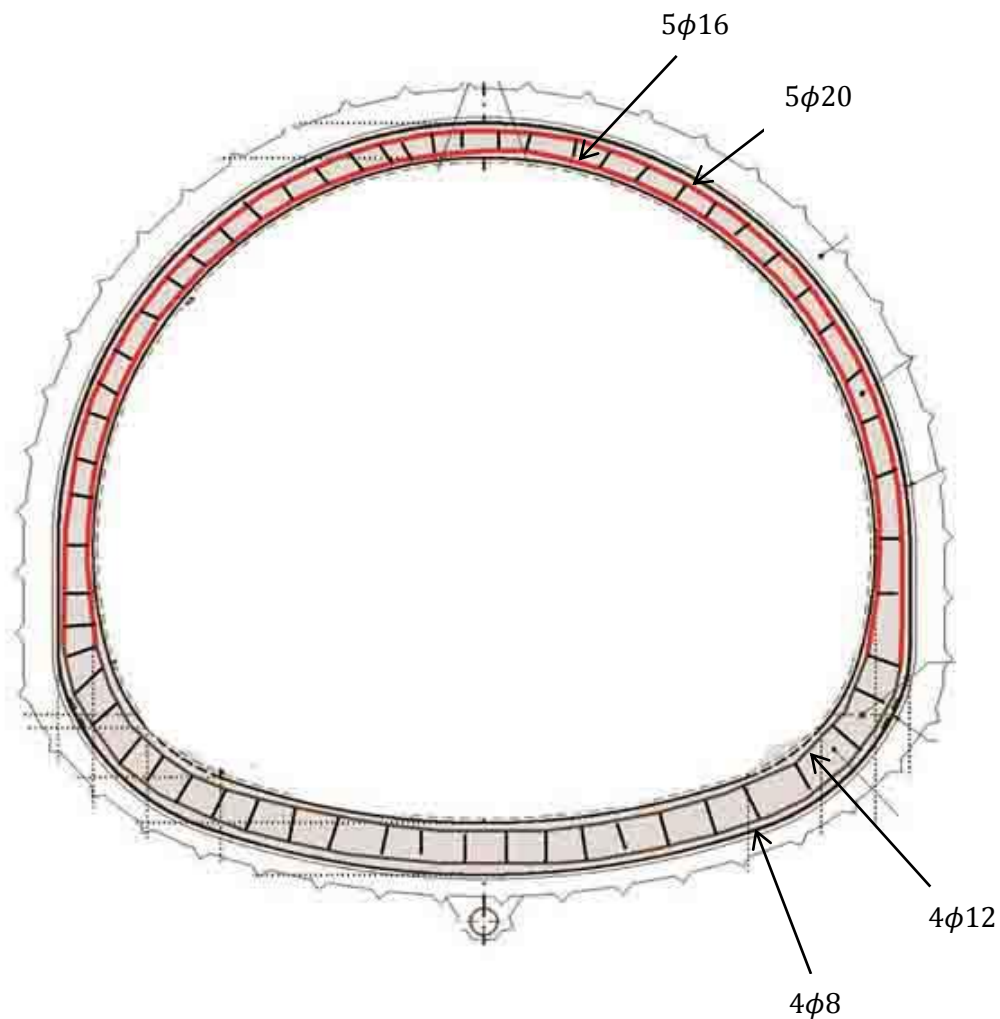


Figure X-6 : schéma du ferrillage du revêtement définitif

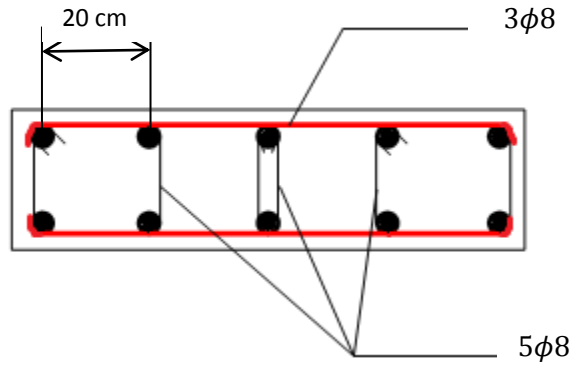


Figure X-7 : Ferrailage de section droite de la voûte.

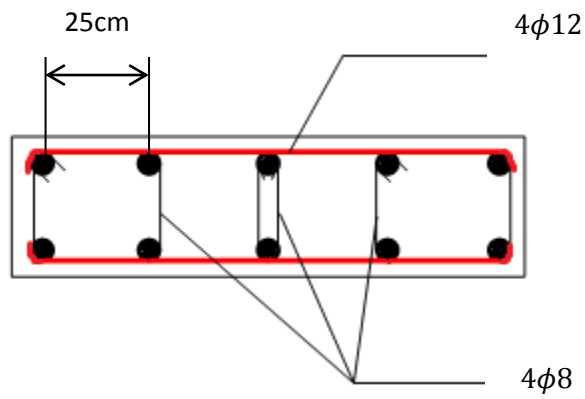


Figure X-8 : ferrailage de la section droite du radier.

X.7 Conclusion :

Ici nous avons obtenu le ferrailage du revêtement définitif selon le cas des charges statiques, une vérification du vis-à-vis des charges dynamique due à une excitation d'origine sismique est nécessaire pour assurer la résistance de la structure, ce qui fera l'objectif du chapitre suivant.

CHAPITE XI

**ETUDE
SISMIQUE**



Chapitre XI

Etude sismique

(Selon l'RPOA)

XI.1 Introduction :

Les tunnels ont en général une meilleure réponse aux tremblements de terre que les ouvrages se trouvant en surface tel les bâtiments et les ponts, les structures sous terraines sont contraintes par le terrain entourant, et en générale ne peuvent pas être excitées indépendamment du sol ou être soumis à une forte amplification vibratoire, comme la réponse d'inertie d'une structure de pont lors de séismes. Un autre facteur contribuant à la réduction des dommages est que l'amplitude du mouvement sismique tend à diminuer avec la profondeur sous la surface du sol.

La réponse des tunnels au séisme peut être démontré en terme de trois principales types de déformation (Owen et Scholl,[1981]) :

- Axiale
- Courbature
- Ovalisation

XI.2 Déformation axiale et déformation de courbature :

Ce type de déformations se développent dans les tunnels horizontales ou très proche de l'horizontales (les tunnels peut inclinée), quand une onde sismique se propage soit parallèlement ou obliquement par rapport au tunnel.

La figure suivante montre une représentation idéalisée des déformations axiales et de courbatures, le comportement du tunnel est similaire à une poutre élastique soumise à des déformations imposés par le terrain entourant la structure.

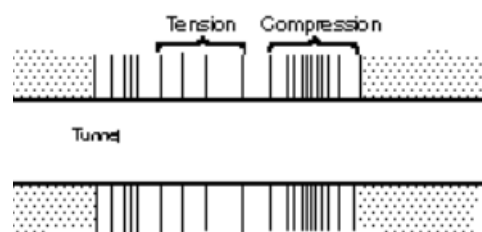


Figure XI. 1-A : déformation axiale le long d'un tunnel.

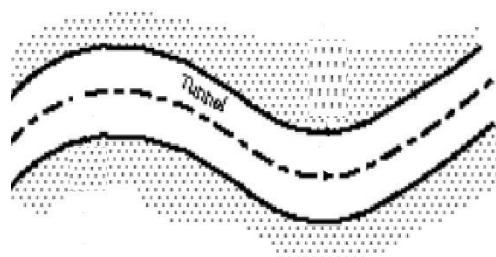


Figure XI. 1-B: déformation de courbature le long d'un tunnel.

XI.3 Ovalisation :

La déformation d'ovalisation d'une structure d'un tunnel peut être développée lors de la propagation d'onde dans un sens perpendiculaire à l'axe du tunnel ou sensiblement perpendiculaire, ce qui entraîne une ovalisation de la forme en coupe transversale du revêtement.

Les considérations de conception pour ce type de déformation sont dans le sens transversal. La figure suivante montre l'ovalisation d'une section transversale circulaire d'un tunnel, le comportement général peut être simulé en tant que structure enfouie soumise à déformations du sol sous un état bidimensionnel de déformation plane.

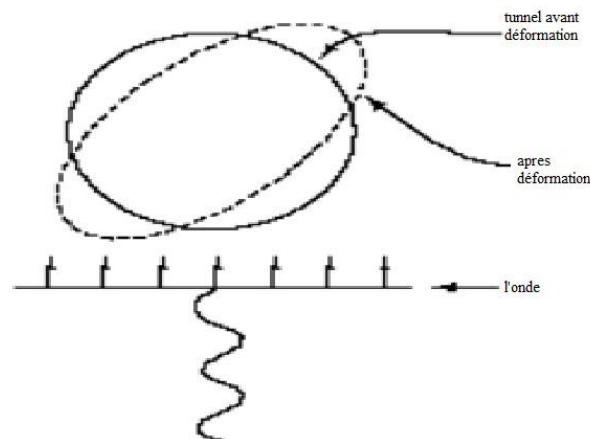


Figure XI.2: déformation de la section transversale.

XI.4 Action sismique le long de l'axe du tunnel : traction et compression

L'action sismique le long de l'axe du tunnel est déterminée à partir des déplacements en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel. Ceux-ci induisent, selon les modalités d'interaction terrain- structure, des efforts de compression-traction et de flexion longitudinale, le tunnel étant considéré comme un élément linéique de type poutre. Les déplacements en champ libre sont déterminés comme indiqué ci-après.

XI.4.1 Déplacements et déformations en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel :

XI.4.1 Déplacement axial :

Les déplacements du terrain en champ libre le long de l'axe du tunnel générés par une onde de cisaillement sinusoïdale caractérisée par sa longueur d'onde L , son amplitude en déplacement D_0 et son angle d'incidence θ par rapport au tunnel sont donnés par les formules suivantes :

$$u_x(x) = D_0 \sin \theta \sin\left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta\right)$$

Avec $D_0 = A \cdot g \cdot D$

A : coefficient d'accélération de zone

g est l'accélération de la pesanteur

D'où, après dérivation, la déformation axiale de la ligne matérialisant le tunnel :

$$\varepsilon(x) = \frac{V_0}{c} \sin \theta \cos\left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta\right)$$

V_0 étant la vitesse particulière au niveau de l'axe du tunnel, et la longueur d'onde L étant donnée par :

$$L = \frac{C}{f}$$

Où :

f = fréquence fondamentale du mouvement,

C = vitesse apparente de propagation d'onde,

La vitesse particulière V_0 est la vitesse du mouvement du terrain.

La vitesse apparente de propagation d'onde C n'est pas nécessairement la vitesse de propagation dans les terrains traversés.

A défaut de justification plus précise, on peut prendre :

$$C = \min(1000 \text{ m/s}, V_s)$$

Où V_s représente la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans les terrains traversés.

XI.4.2 Déplacement transversal :

Le déplacement est donné par la formule suivante :

$$u_y = D_0 \cos \theta \sin\left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta\right)$$

La courbure de la ligne matérialisant le tunnel est donnée par :

$$\frac{1}{r}(x) = \frac{A_0}{C^2} \cos^3 \theta \sin\left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta\right)$$

A_0 étant l'accélération particulière au niveau de l'axe du tunnel

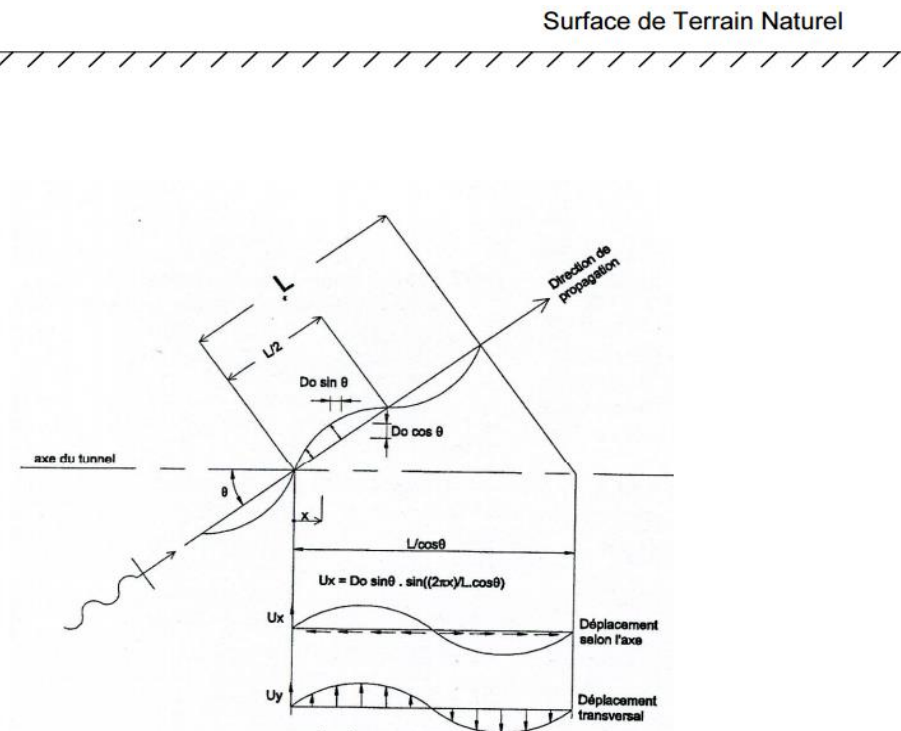


Figure XI.3 : déplacements du terrain en champ libre

Cette figure représente les déplacements du terrain en champ libre et en milieu infini, selon l'axe du tunnel, générés par une onde de cisaillement sinusoïdale caractérisée par sa longueur d'onde L , son amplitude en déplacement D_0 et son angle d'incidence θ par rapport au tunnel.

XI.5. Action sismique dans le plan de la section droite : ovalisation

La distorsion (sections de forme rectangulaire) ou l'ovalisation (sections de forme circulaire) sont produites par la distorsion du terrain encaissant sur la hauteur du tunnel sous l'effet de la propagation verticale des ondes de cisaillement. On développe ci-après une méthode statique pouvant se substituer à un calcul dynamique complet en interaction terrain structure.

XI.5.1. Ovalisation en champ libre :

La déformation d'ovalisation en champ libre maximale peut être exprimé comme suivant :

$$\gamma_{max} = \frac{V_s}{C_s}$$

Tel que les valeurs de C_s peuvent être estimés à partir d'essais in situ et en laboratoire.

Une équation reliant la vitesse de propagation des ondes de cisaillement efficace de module de cisaillement efficace, G , qui est exprimée en tant que:

$$C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

Où ρ est la masse volumique

XI.6. sollicitation induite sur le tunnel :**XI.6.1. due à l'ovalisation transversale :****XI.6.1.1. Cas de non prise en compte l'interaction sol-structure :**

Pour un tunnel à revêtement circulaire et élastique, creusé dans un milieu infini, homogène, élastique et isotrope, et dans l'hypothèse d'un glissement total à l'interface sol structure, Burns & Richard (1964), Hoeg (1968), Peck - Hendron - Mohraz (1972) proposent les formules suivantes pour déterminer les sollicitations sismiques :

$$V_{max} = \pm \frac{1}{6} k_{\alpha} \frac{E}{(1 + \nu)} r \gamma_{max}$$

$$M_{max} = \pm \frac{1}{6} k_{\alpha} \frac{E}{(1 + \nu)} r^2 \gamma_{max}$$

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{1}{3} k_{\alpha} F \gamma_{max}$$

Avec

$$k_{\alpha} = \frac{12(1-\nu)}{2F+5-6\nu}$$

$$F = \frac{E(1-\nu_b^2)r^3}{6E_b I(1+\nu)}$$

Où :

V_{max} : effort tranchant maximal,

M_{max} : moment de flexion maximal,

$\frac{\Delta d}{d}$: déformation diamétrale

k_{α} : coefficient adimensionnel de réponse du revêtement en condition de glissement total

F : coefficient adimensionnel de flexibilité

γ_{max} : distorsion d'élasticité du terrain

ν : coefficient de poisson du terrain

r : rayon du tunnel

E_b : module d'élasticité du revêtement du tunnel

ν_b : coefficient de poisson du revêtement

I : moment d'inertie du revêtement du tunnel

XI.6.1.2. Cas de prise en compte l'interaction sol-structure :

D'après certaines observations, le glissement à l'interface sol structure lors d'un séisme n'est possible que pour les tunnels creusés en terrain mou, ou lorsque l'intensité sismique est très importante. Pour la plupart des tunnels, la condition à l'interface se situe entre le glissement total et l'adhérence. Il est donc nécessaire d'examiner les deux cas et de retenir le plus critique pour le dimensionnement.

La condition de glissement total fournit les valeurs de M_{max} et de Δd les plus conservatrices.

En revanche, la condition d'adhérence doit être considérée pour le calcul de V_{max} . Schwartz & Einstein (1980) proposent dans ce cas la formule suivante :

$$V_{max} = \pm k_{\beta} \frac{E}{2(1 + \nu)} r \gamma_{max}$$

Avec

$$k_{\beta} = 1 + \frac{F(1 - 2\nu)(1 - C) - \frac{1}{2}(1 - 2\nu)^2 + 2}{F[(3 - 2\nu) + (1 - 2\nu)C] + C\left(\frac{5}{2} - 8\nu + 6\nu^2\right) + 6 - 8\nu}$$

Et

$$C = \frac{E(1 - \nu^2)r}{E_b e(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

Où :

k_{β} : Coefficient adimensionnel de réponse du revêtement en condition d'adhérence

C : coefficient adimensionnel de compressibilité

e : épaisseur du revêtement du tunnel

XI.6.2. due aux déformations axiales et de courbature :

XI.6.2.1. Cas de non prise en compte de l'interaction terrain structure :

On admet dans ce cas que la déformation de l'ouvrage est identique à celle du terrain encaissant et, par conséquent, peut être estimée directement à partir des données de la déformation en champ libre. Les sollicitations s'en déduisent par les formules classiques de la théorie des poutres, en fonction de l'état mécanique attendu dans la section de l'ouvrage et des exigences de comportement requises. Pour une section courante (éventuellement fissurée), caractérisée par son aire S, son inertie I et un module E caractérisant le matériau constitutif de l'ouvrage :

- Effort axial (compression- traction) :

$$N = \frac{2\pi}{L} ESD_0 \sin \theta \cos \theta$$

Cet effort est maximum pour $\theta = 45^\circ$:

$$N_{max} = \frac{\pi}{L} ESD_0$$

- Flexion longitudinale

Pour $x=L$

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0 \cos^3 \theta$$

Ce moment est maximal pour $\theta=0$:

$$M_{max} = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0$$

- Effort tranchant

$$V = \frac{2\pi \cos \theta}{L} M$$

$$V_{max} = \frac{2\pi}{L} M_{max}$$

XI.6.2.2. Cas de prise en compte de l'interaction terrain- structure :

Caractérisation de l'interaction

L'interaction terrain structure est caractérisée par un coefficient de raideur longitudinale du terrain K_l et un coefficient de raideur transversale K_t exprimés en force par unité de déplacement longitudinal ou transversal du terrain et par mètre linéaire de l'ouvrage.

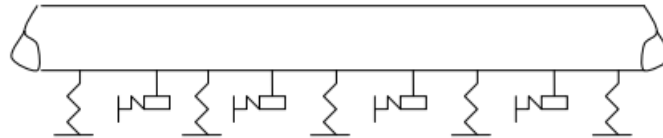


Figure XI.4:interaction terrain structure

En première approximation, on pourra admettre : $K_l = K_t = G$

La détermination des sollicitations le long de l'axe du tunnel en fonction des caractéristiques de l'onde sismique revient à l'étude d'une poutre continue sur appuis élastiques dont la raideur est fournie par les coefficients K_l et K_t , ces appuis étant soumis aux déplacements imposés déterminés dans l'analyse en champ libre.

Les valeurs maximales des sollicitations ont pour expression :

- effort axial :

$$N_{max} = \frac{\pi}{L} ESD_0 \frac{K}{\frac{ES}{2} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + K_t}$$

- flexion longitudinale :

$$M_{max} = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0 \frac{K_t}{EI \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 + K_t}$$

- effort tranchant :

$$V_{max} = \frac{2\pi}{L} M_{max}$$

XI.7.Application:

Nous allons traiter le cas de l'ovalisation car, selon les recherches bibliographiques c'est le cas le plus critique

XI.7.1 Détermination de γ_{max} :

$$\gamma_{max} = \frac{V_s}{C_s} \quad ; \quad C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

G	Cs	Vs	ρ	γ_{max}
35000 MN/m	1290,994	100	21 KN/m ³	0,07746 m

XI.7.2. sollicitations induite sur le tunnel :**XI.7.2.1 due à l'ovalisation transversale :****XI.7.2.1.1. Cas de non prise en compte l'interaction sol-structure :**

$$F = \frac{E(1 - \nu_b^2)r^3}{6E_bI(1 + \nu)}$$

F	E [KN/m ²]	ν	Eb[KN/m ²]	ν_b	R[m]	I[m ⁴]
1526,656	85000	0,3	31,9	0,2	5,21	30,37924

$$k_\alpha = \frac{12(1 - \nu)}{2F + 5 - 6\nu}$$

Ka	ν	F
0,002748	0,3	1526,656

$$V_{max} = \pm \frac{1}{6} k_\alpha \frac{E}{(1 + \nu)} r \gamma_{max}$$

V _{max} [KN]	ka	E[KN/m ²]	R [m]	γ_{max}	ν
12,08623	0,002748	85000	5,21	0,07746	0,3

$$M_{max} = \pm \frac{1}{6} k_\alpha \frac{E}{(1 + \nu)} r^2 \gamma_{max}$$

Mmax	ka	E[KN/m ²]	R [m]	γ_{max}	ν
62,96926	0,002748	85000	5,21	0,07746	0,3

XI.7.2.1.2.Cas de prise en compte l'interaction sol-structure :

$$C = \frac{E(1-\nu^2)r}{E_b e(1+\nu)(1-2\nu)}$$

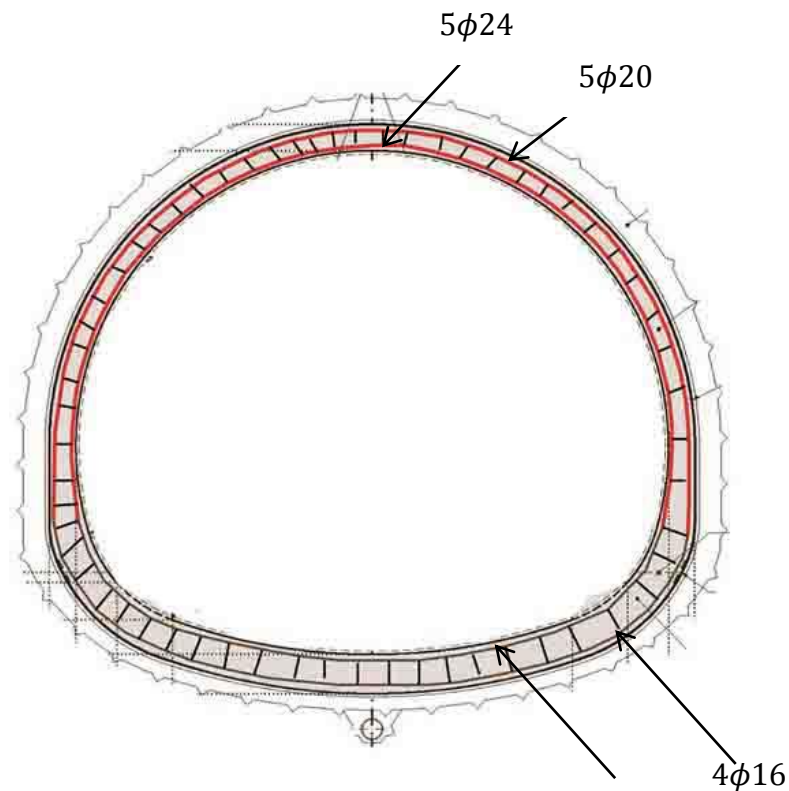
C	E[KN/m ²]	ν	R[m]	E _b [KN/m ²]	e [m]
59569,95	85000	0,3	5,11	31,9	0,4

K β	F	C	ν
0,001164	1526,656	59569,95	0,3

V _{max} [KN]	K β	R[m]	γ_{max}	ν	E[KN/m ²]
15,06716	0,001164	5,11	0,07746	0,3	85000

Le Ferrailage :

Dans la voûte :	A _{s sup} =15,18 cm ²	5 ϕ 20
	A _{s inf} = 20,08cm ²	5 ϕ 24
Dans le radier :	A _{s sup} =7,69 cm ²	4 ϕ 16
	A _{s inf} = 4,26cm ²	4 ϕ 12



FigureXI.5:ferrailage dynamique.

CHAPITE XII

**ETUDE
PARAMETRIQUE**



CHAPITRE XII : Etude paramétrique

Dans ce qui suit nous allons nous intéresser à l'observation de l'influence des caractéristiques géotechniques ainsi que la stratification des couches sur le comportement du soutènement provisoire et le revêtement définitif.

XII.1. Le but :

Afin de se mettre en sécurité, sachant que le sol n'a pas toujours ni les caractéristiques attendue ni les dimensions comme le montre la figure suivante, où le forage montre une stratification qui ne coïncide pas avec les hypothèses posées, nous devons étudier l'influence de ces variations.

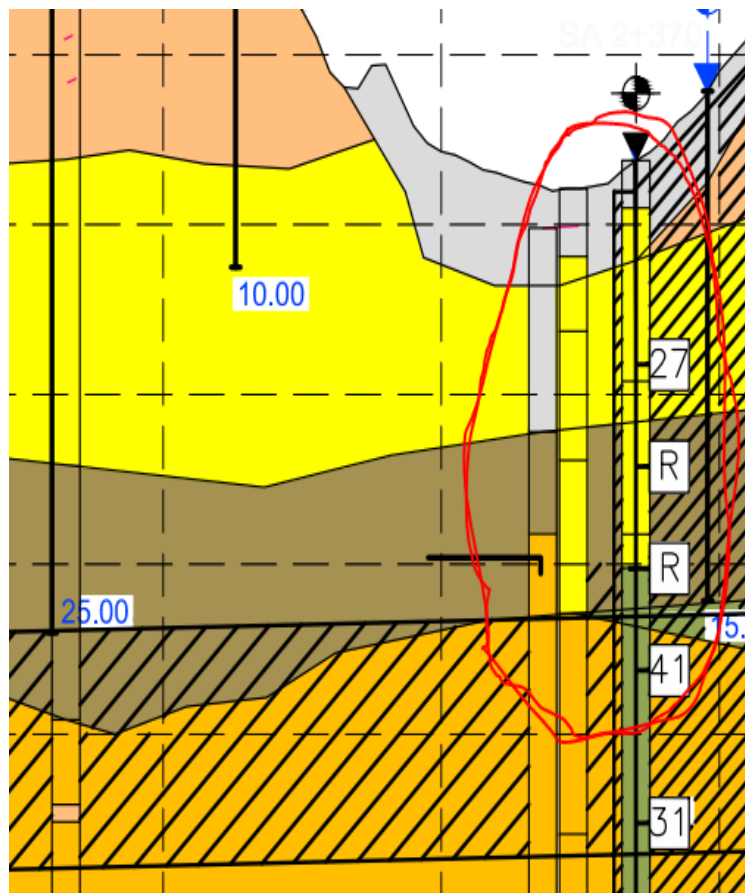


Figure XII-1:puits de forage.

XII.2. Variation de la stratification :

XII.2.1. Variation de la hauteur de la couche TS en détriment de la couche QM :

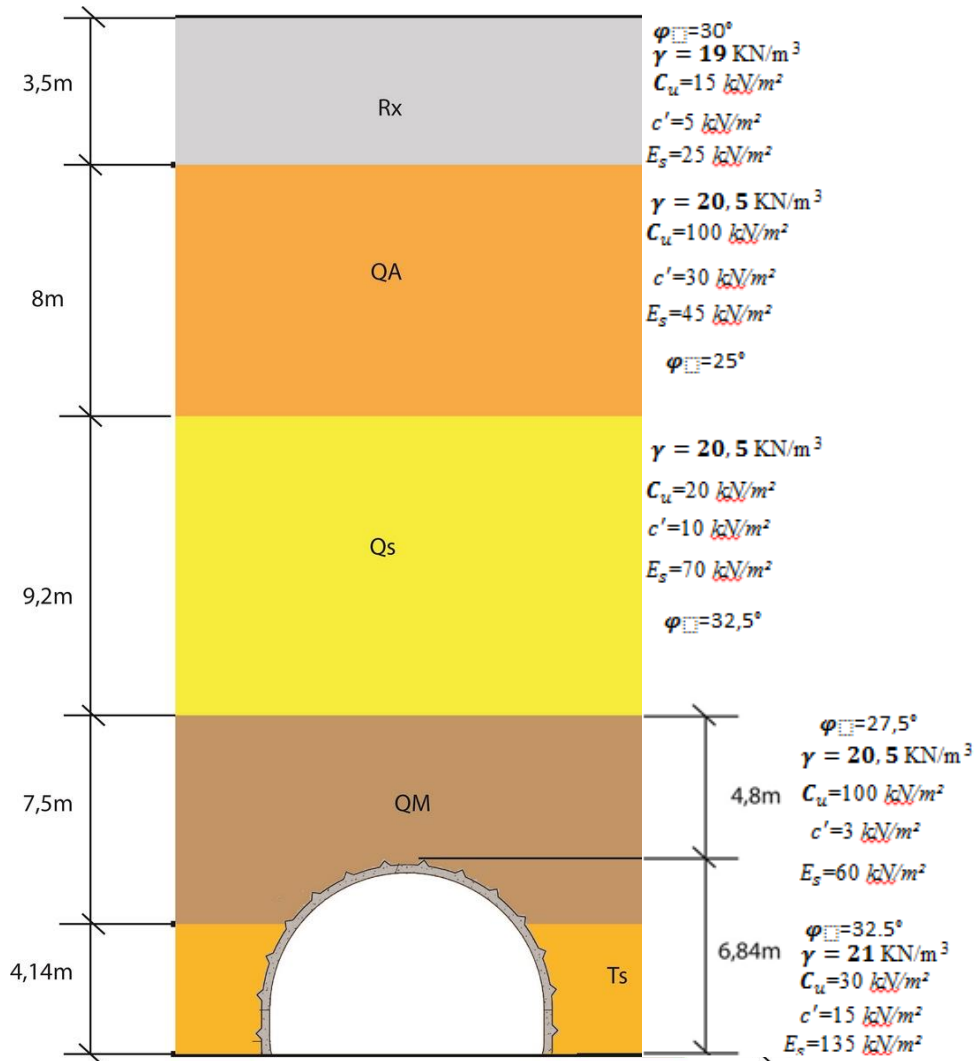


Figure XII 2 : hauteurs des différentes couches de recouvrement (cas de notre tunnels)

- RX - Remblais
- QA - Quaternaire argileux avec des argiles, argiles sableuse
- QS - Quaternaire sableux avec des sables, sables argileux, conglomerats, bancs de gès
- QM - Quaternaire marneux avec des marnes beiges à grise
- TS - Tertiaire sableux avec des sables, sables argileux, conglomerats, bancs de grès

XII.2.1.1. Revêtement provisoire :

$h_{QM}[m]$	$h_{Ts}[m]$	M[KN.m]	N[KN] * 10 ⁻³	$\sigma_s[KN/m^2]$ * 10 ⁻³
11,64	0	70,42	2,44	313,45
10	1,64	63,23	2,49	304,36
8	3,64	81,17	2,34	319,85
4,8	6,84	74,92	2,35	312,07
2,8	8,845	69,9	2,51	319,05
1,8	9,84	71,93	2,59	328,32
0	11,64	86,02	2,71	358,29

Tableau XII-1 : Variation des efforts avec la hauteur e la couche de Ts

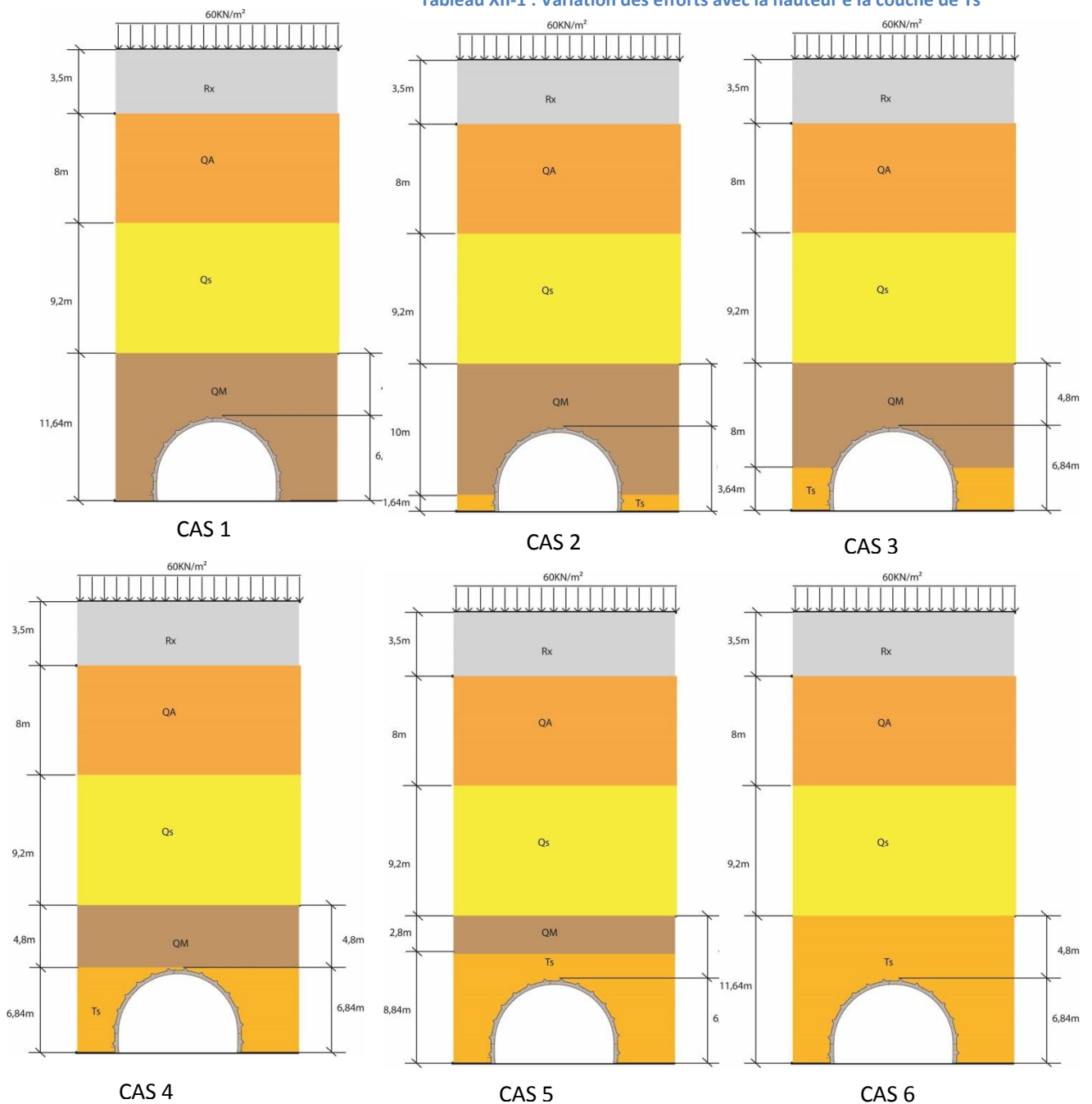


Figure XIII 3 : Variation de la hauteur de la couche Ts en dépit de la couche Qm

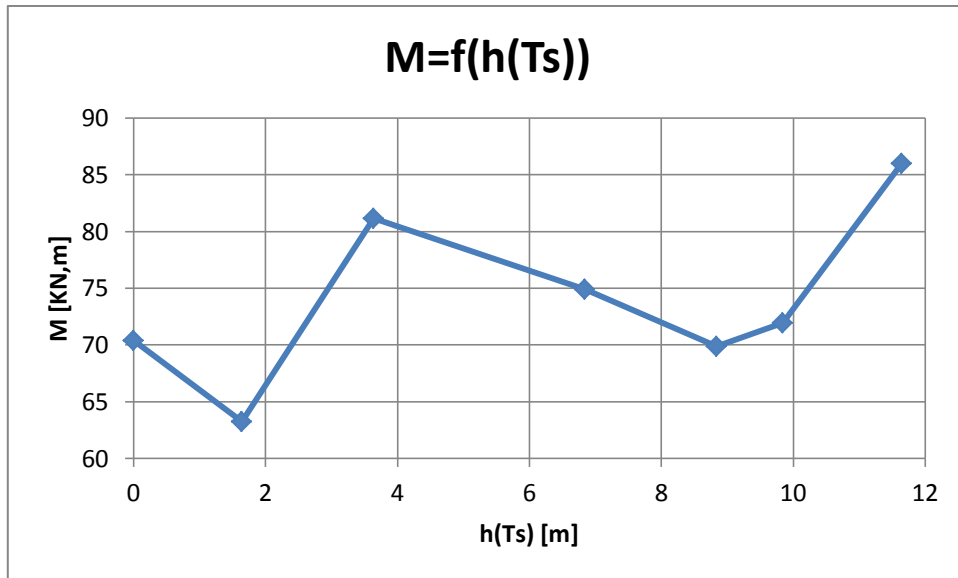


Figure XII 4 : Variation du moment fléchissant dans le soutènement provisoire en fonction de la variation de la hauteur de la couche TS

▪ **Observation :**

On remarque la diminution du moment fléchissant en passant d'une hauteur nul du tertiaire sableux(Ts) à une hauteur égale à 1,64 m remplaçant le quaternaire marneux(Qm) se trouvant au niveau de la section du tunnel. Lorsque la hauteur de Tertiaire sableux(Ts) atteint la moitié le moment augmente de 22% , puis diminue en la jusqu'à dépasser sa hauteur total de 6,84 m.

L'augmentation de la hauteur du tertiaire sableux (Ts) sur la couverture du tunnel augment la valeur du moment fléchissant de 11,2% sur une hauteur de couverture de Ts égale à 4,8m.

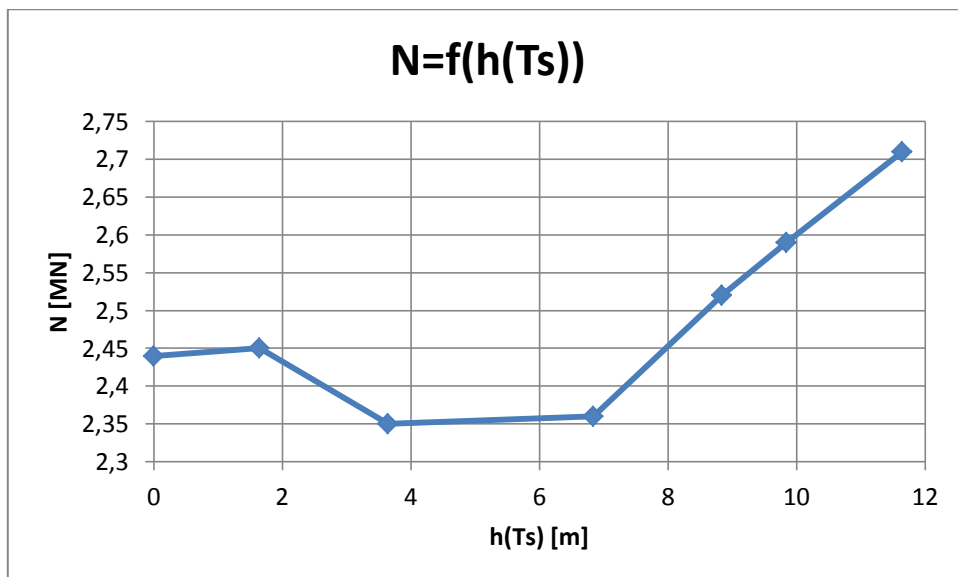


Figure XII 5 : Variation de l'effort normal dans le soutènement provisoire en fonction de la variation de la hauteur de la couche TS

▪ Observation :

On remarque l'augmentation de l'effort normal appliqué sur le soutènement provisoire en passant d'une hauteur nul du tertiaire sableux(Ts) à une hauteur égale à 1,64 m qui se trouve être dans la section du tunnel. Lorsque la hauteur de Tertiaire sableux(Ts) atteint la moitié de la section tunnel l'effort normal diminue de 4%.

Lorsque la hauteur du tertiaire sableux (Ts) dépasse la moitié de la section du tunnel l'effort normal augmente puis continue à augmenter en dépassant la section totale du tunnel qui est égale à 6,84 m pour atteindre une augmentation de l'effort normal de 11% sur une hauteur total du tertiaire sableux(Ts) de 11,64 m

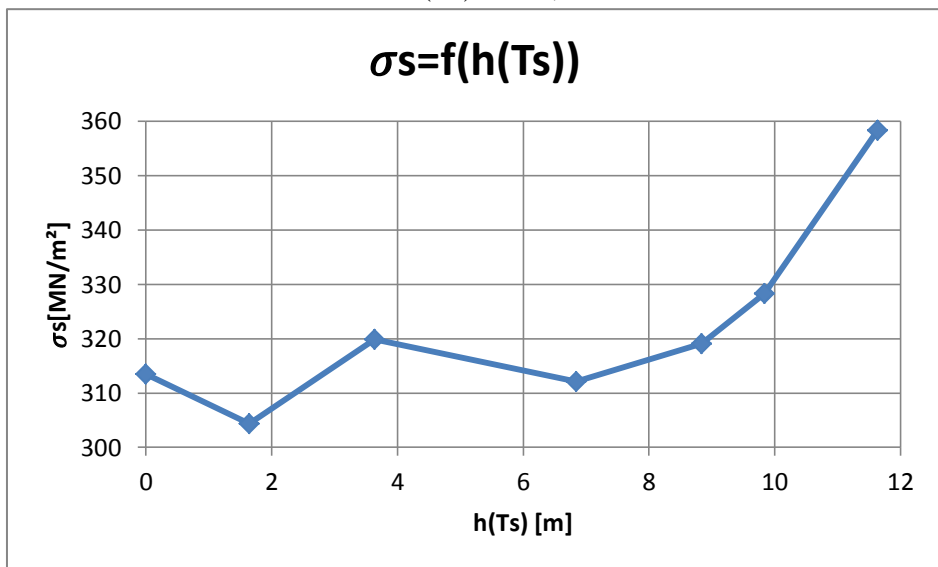


Figure XIII 6 : Variation de la contrainte dans le cintre métallique HEB 180 en fonction de la variation de la hauteur de la couche TS.

▪ Observation :

On remarque la diminution de la contrainte appliquée sur le cintre métallique HEB 180, en passant d'une hauteur nul du tertiaire sableux(Ts) à une hauteur égale à 1,64 m remplaçant le quaternaire marneux(Qm), qui se trouve être dans la section du tunnel de 2,9%.

Lorsque la hauteur de Tertiaire sableux(Ts) atteint la moitié de la section tunnel la contrainte augmente de 5,06% puis diminue quand le tertiaire sableux (Ts) recouvre tout la section du tunnel d'une hauteur égale à 6,84 m de 2%.

L'augmentation de la hauteur du tertiaire sableux (Ts) en détriment de la hauteur du quaternaire marneux (Qm) sur la couverture du tunnel augmente la valeur de la contrainte de 15% sur une hauteur de couverture de Ts égale à 4,8m remplaçant le Qm.

Revêtement définitif :

h(Qm)	H(Ts)	En voûte			En radier		
		M[MN.m]	N[MN]	T[MN]	M[MN.m]	N[MN]	T[MN]
11,6	0	0,59	2,81	0,34	0,41	3,09	0,597
10	1,64	0,4	2,81	2,67	0,197	3,37	0,182
8	3,64	0,392	2,74	2,61	0,192	3,29	0,178
4,8	6,84	0,393	2,75	2,62	0,193	3,291	0,177
2,8	8,845	0,4	2,78	2,69	0,196	3,293	0,179
1,8	9,84	0,39	2,77	2,65	0,195	3,33	0,179
0	11,64	0,4	2,79	2,67	0,197	3,34	0,18

a. La voûte :

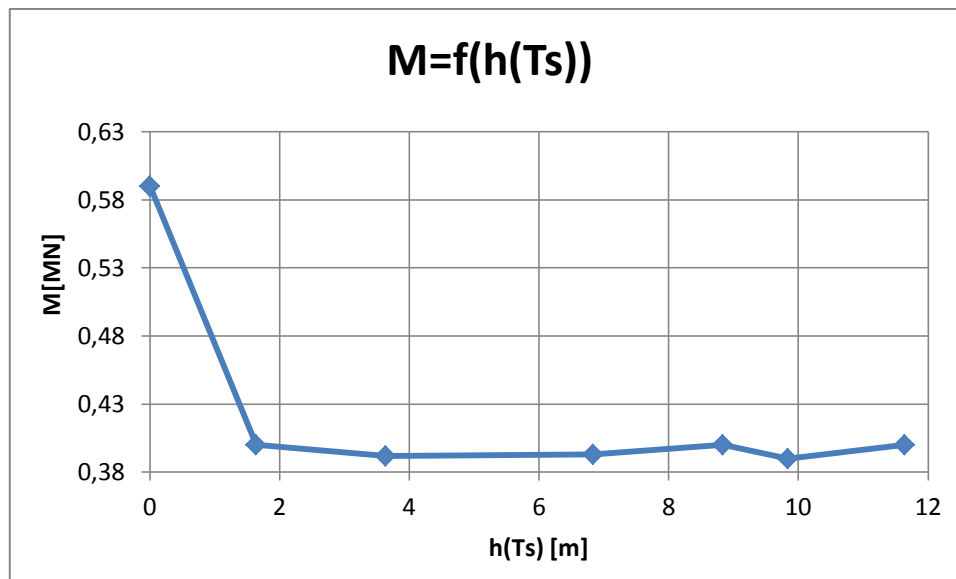


Figure XIII 7 : Variation du moment fléchissant dans le revêtement définitif (la voûte) en fonction de la variation de la hauteur de la couche TS

- Observation :

On remarque la diminution du moment fléchissant dans le revêtement définitif lors de l'apparition de la couche du tertiaire sableux (TS) en dépit de la couche du quaternaire marneux (Qm) dans la section du tunnel d'une hauteur de 1,64 m de 32%.

Par la suite, On augmentant l'épaisseur de la couche du tertiaire sableux (TS) dans la section du tunnel on remarque que le moment fléchissant reste plus au moins stable au environ de 0,4MN.m. Cela continue même après immersion total de la section du tunnel dans la couche TS et dépassant la hauteur de la section pour remplacer totalement le couche du quaternaire marneux (Qm).

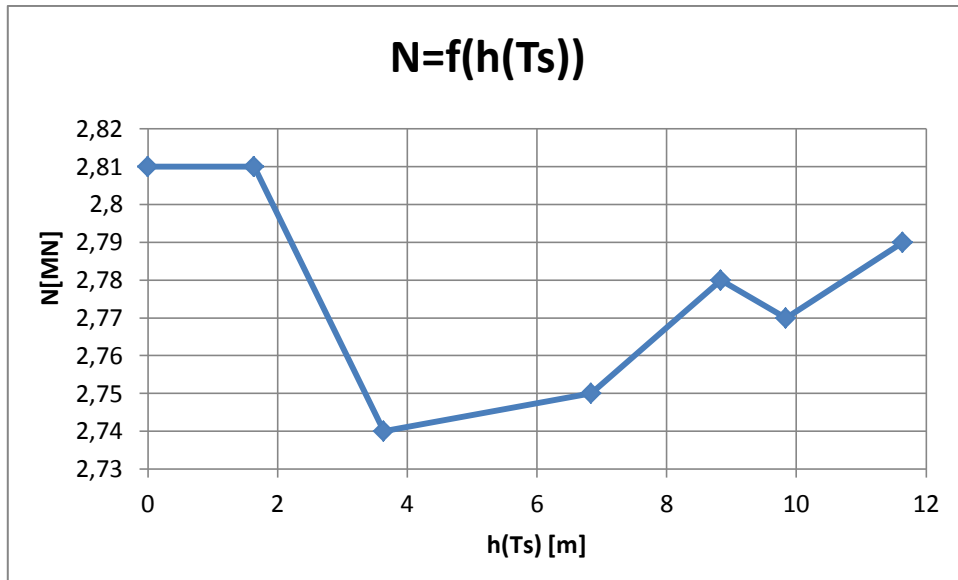


Figure XII 8 : Variation de l'effort normal dans le revêtement définitif dans la voûte en fonction de la variation de la hauteur de la couche TS

▪ Observation :

Lors du remplacement de la couche quaternaire marneux (Qm) par la couche tertiaire sableux (Ts) sur une hauteur de 1,64m on remarque aucune variation de l'effort normal appliqué sur la voûte alors en atteignant un recouvrement de moitié de la section du tunnel par la couche tertiaire sableux (TS) en remarque une diminution de l'effort normal de 2,14%.

Par la suite, en dépassant le moitié du recouvrement de la section du tunnel par la couche TS on remarque l'augmentation de l'effort normal même après avoir dépassé sa hauteur total pur atteindre une augmentation effort normal de 1,82% à une épaisseur de TS de 11,64m correspondant à un remplacement total de la couche Qm par la couche Ts.

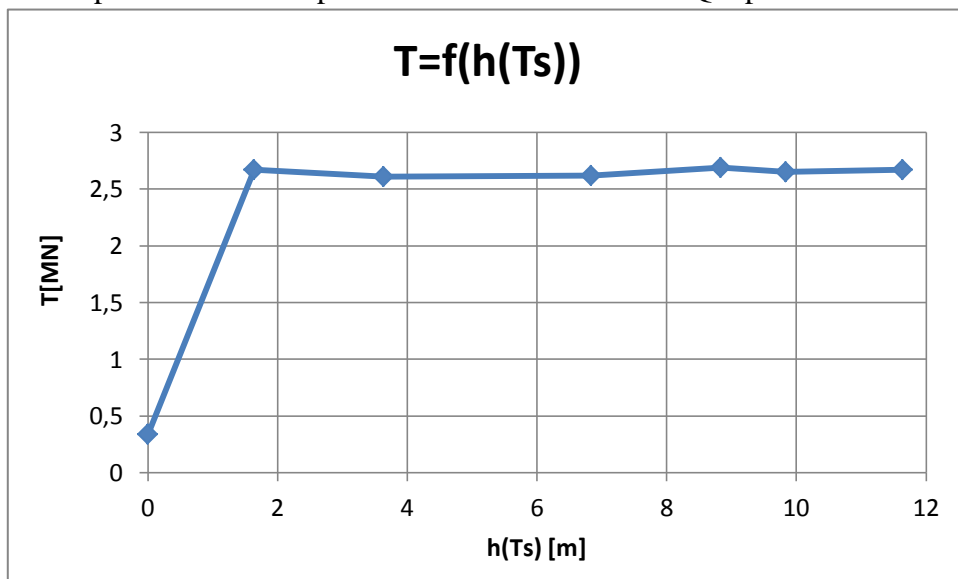


Figure XII 9 : Variation de l'effort tranchant dans le revêtement définitif (la voûte) en fonction de la variation de la hauteur de la couche TS

- Observation

On remarque l'augmentation de l'effort tranchant dans le revêtement définitif lors de l'apparition de la couche du tertiaire sableux (TS) en dépit de la couche du quaternaire marneux (Qm) dans la section du tunnel d'une hauteur de 1,64 m de 685%.

Par la suite, On augmentant l'épaisseur de la couche du tertiaire sableux (TS) dans la section du tunnel on remarque que le l'effort normal reste plus au moins stable au environ de 2,6MN.m. Cela continue même après immersion total de la section du tunnel dans la couche TS et dépassant la hauteur de la section pour remplacer totalement le couche du quaternaire marneux (Qm).

- b. Radier :

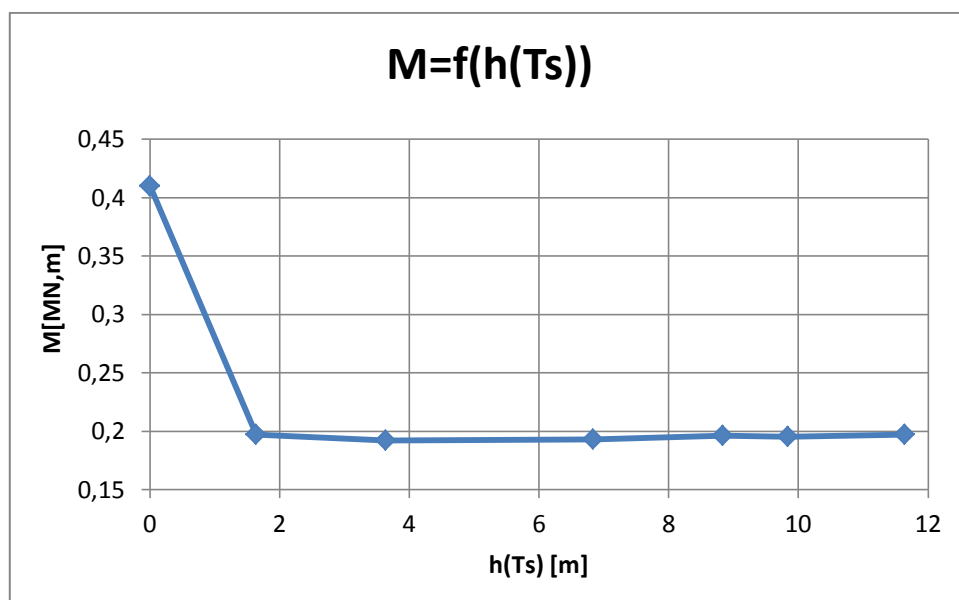


Figure XII 10 : Variation du moment fléchissant dans le revêtement définitif (le radier) en fonction de la variation de la hauteur de la couche TS

- Observation :

On remarque la même variation du moment fléchissant dans le radier que dans la voûte avec la variation de l'épaisseur de la couche tertiaire sableux (Ts), mais une stabilisation du moment aux environs de 0.195MN.m

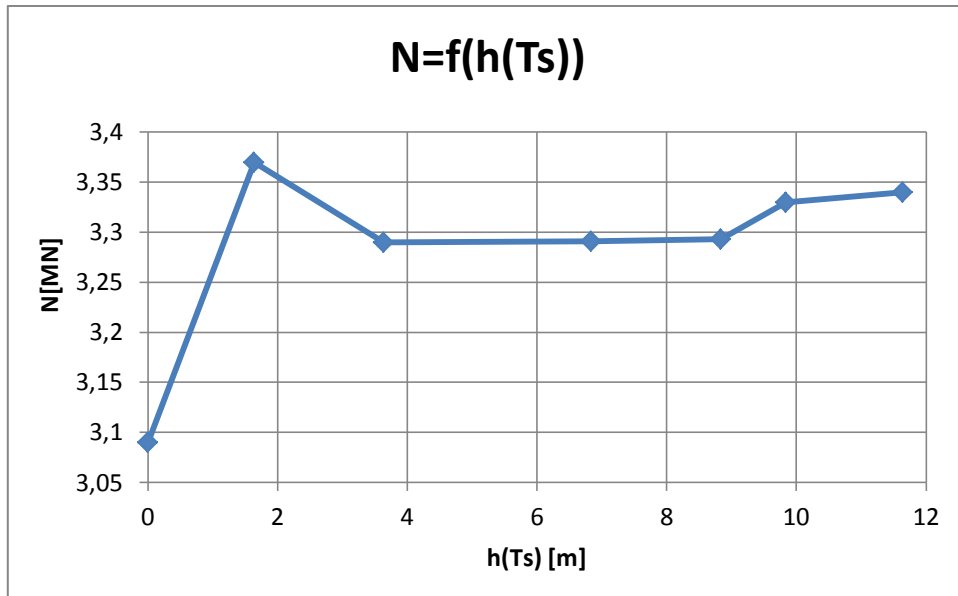


Figure XII-11 : Variation de l'effort normal dans le revêtement définitif (le radier) en fonction de la variation de la hauteur de la couche TS

▪ **Observation :**

Lors du remplacement de la couche quaternaire marneux (Qm) par la couche tertiaire sableux (Ts) sur une hauteur de 1,64 m on remarque une augmentation de l'effort normal dans le radier du revêtement définitif de 9%. Alors que quand la couche Ts couvre la moitié de la section du tunnel en remarque une diminution de l'effort normal.

Par la suite, en dépassant le moitié du recouvrement de la section du tunnel par la couche TS on remarque l'augmentation de l'effort normal même après avoir dépassé sa hauteur total pour atteindre une augmentation de l'effort normal de 8,09% à une épaisseur de TS de 11,64m correspondant à un remplacement total de la couche Qm par la couche Ts.

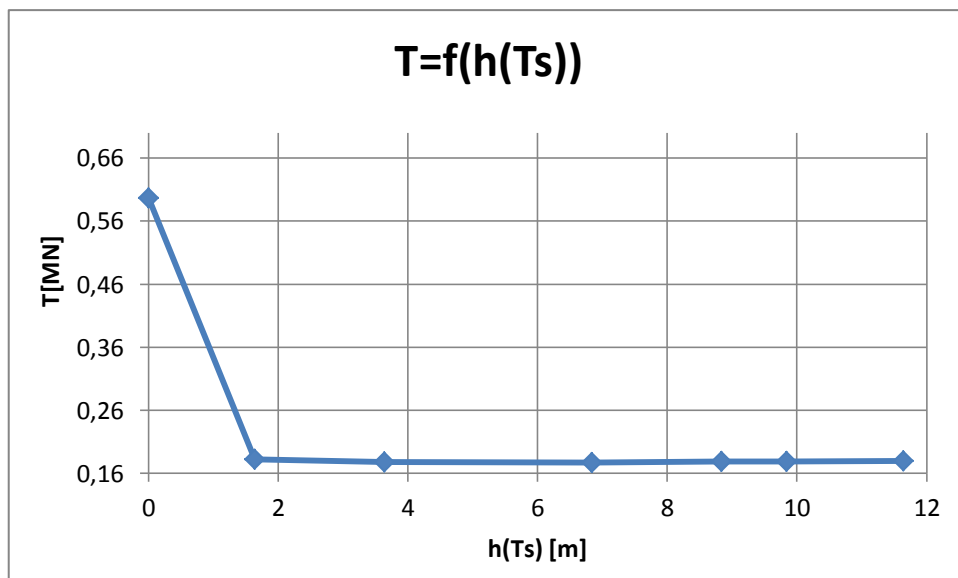


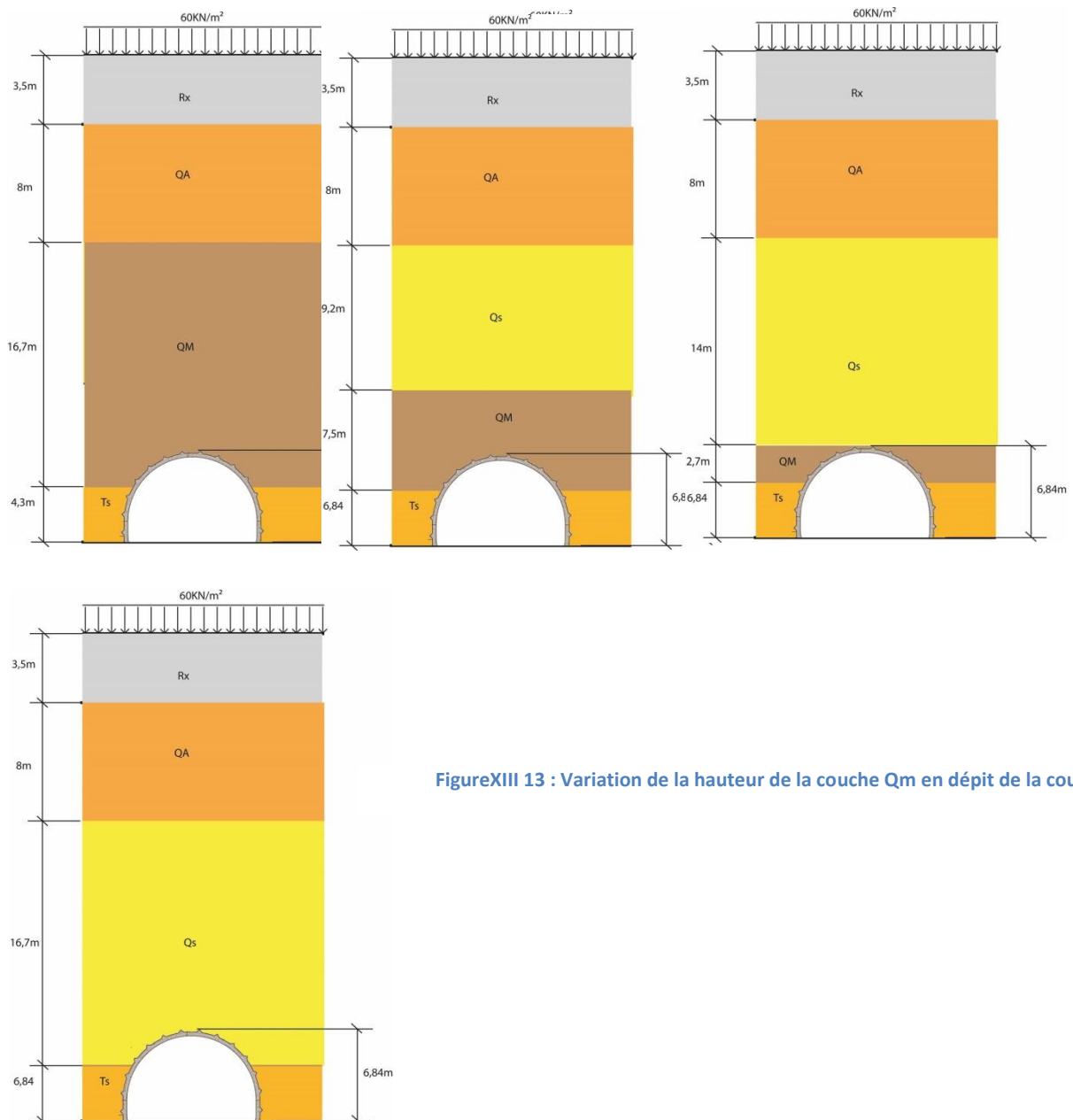
Figure XII 12 : Variation de l'effort normal dans le revêtement définitif (le radier) en fonction de la variation de la hauteur de la couche TS

▪ Observation :

On remarque la diminution de l'effort tranchant dans le radier du revêtement définitif lors de l'apparition de la couche du tertiaire sableux(TS) en dépit de la couche du quaternaire marneux(Qm) dans la section du tunnel d'une hauteur de 1,64 m de 70%.

Par la suite, On augmentant l'épaisseur de la couche du tertiaire sableux (TS) dans la section du tunnel on remarque que le l'effort normal reste plus au moins stable au environ de 0,18MN. Cela continue même après immersion total de la section du tunnel dans la couche TS et dépassant la hauteur de la section pour remplacer totalement le couche du quaternaire marneux (Qm).

VII.2.2. Variation de QM-QS :



FigureXIII 13 : Variation de la hauteur de la couche Qm en dépit de la couche Qs

VII.2.2.1 Soutènement provisoire :

h(Qm)	h(Qs)	M	N	σ_s
16,7	0	48,42	1,92	230,7
12,2	4,5	54,22	2,15	265,34
7,5	9,2	58,14	2,43	295,03
2,7	14	69,14	2,75	338,36
0	16,7	70,58	2,74	340,27

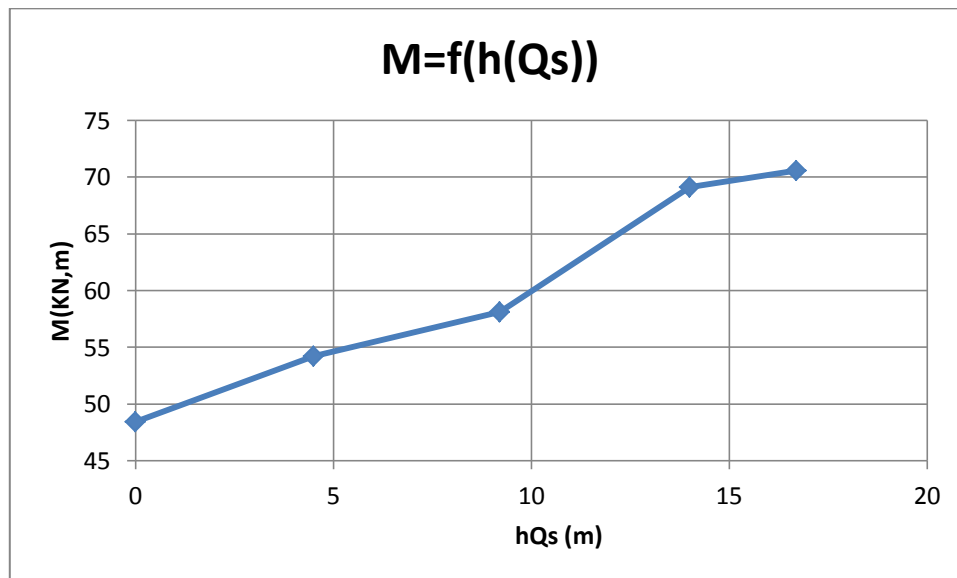


Figure XII 14 : Variation du moment fléchissant dans le soutènement provisoire en fonction de la variation de la hauteur de la couche QS

- **Observation :**

On remarque, Lors de l'augmentation de l'épaisseur de la couche quaternaire sableux (Qs) en détriment de la couche de quaternaire marneux(Qm) le moment fléchissant agissant sur le soutènement provisoire augmente même après que la couche quaternaire sableux atteinte la section du tunnel. Le moment fléchissant augmente de 45,8%.

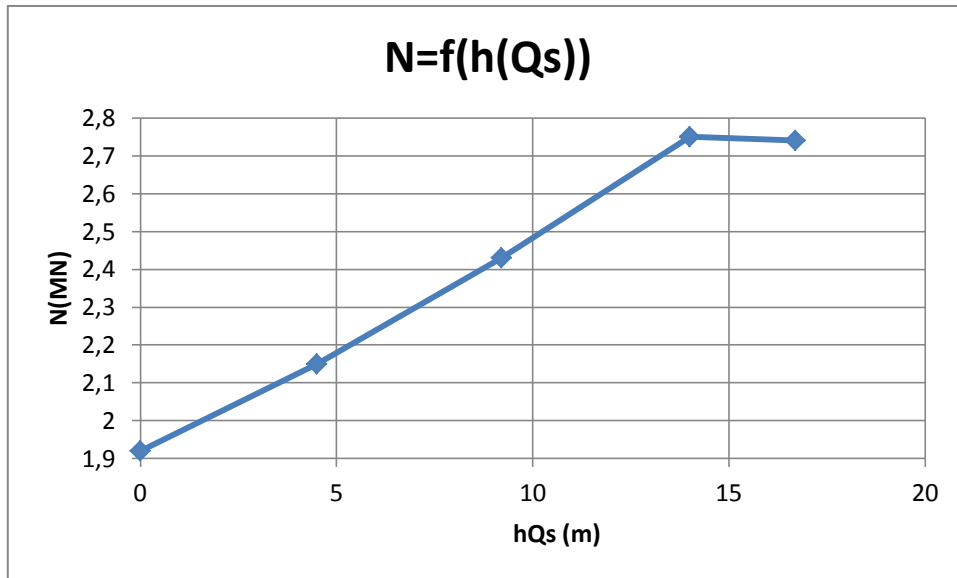


Figure XII-15 : Variation de l’effort normal dans le soutènement provisoire en fonction de la variation de la hauteur de la couche QS

▪ **Observation :**

On remarque, Lors de l’augmentation de l’épaisseur de la couche quaternaire sableux(Qs) en détriment de la couche de quaternaire marneux(Qm) l’effort normal agissant sur le soutènement provisoire augmente même après que la couche quaternaire sableux atteint la section du tunnel. Une augmentation de 43,6% est observée.

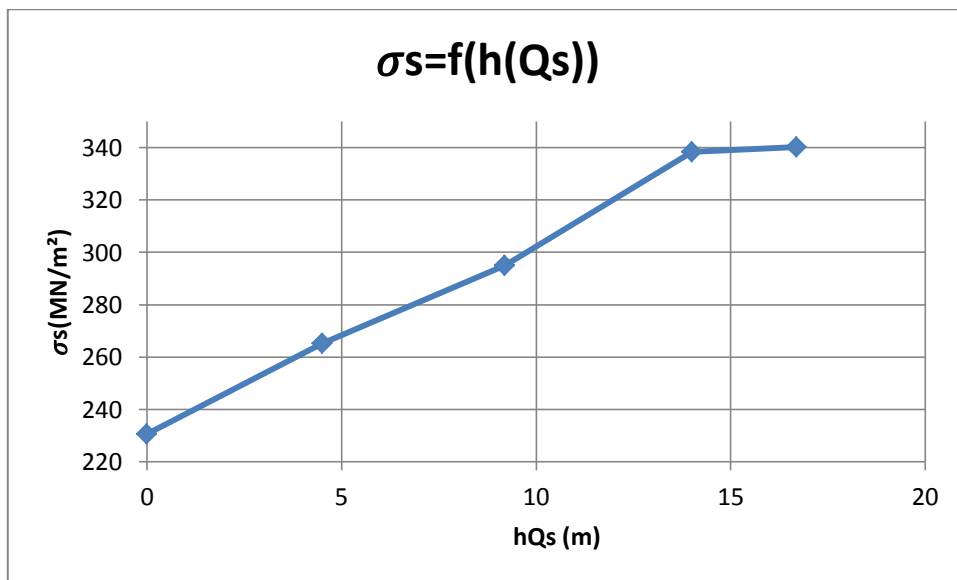


Figure XII-16 : Variation de la contrainte dans le cintre métallique HEB180 en fonction de la variation de la hauteur de la couche QS

▪ **Observation :**

On remarque, Lors de l'augmentation de l'épaisseur de la couche quaternaire sableux(Qs) en détriment de la couche de quaternaire marneux(Qm) la contrainte dans le cintre métallique HEB augmente même après que la couche quaternaire sableux atteint la section du tunnel. Une augmentation au final de 45,6%.

VII.2.2.2. Revêtement définitif :

		En voûte			En radier		
h(Qm)	h(Qs)	M	N	T	M	N	T
16,7	0	0,392	2,67	0,266	0,191	3,25	0,172
12,2	4,5	0,399	2,71	0,271	0,193	3,25	0,175
7,5	9,2	0,422	2,74	0,274	0,184	3,291	0,177
2,7	14	0,413	2,79	0,28	0,2	3,357	0,181
0	16,7	0,414	2,81	0,276	0,2	3,362	0,182

a. En voûte :

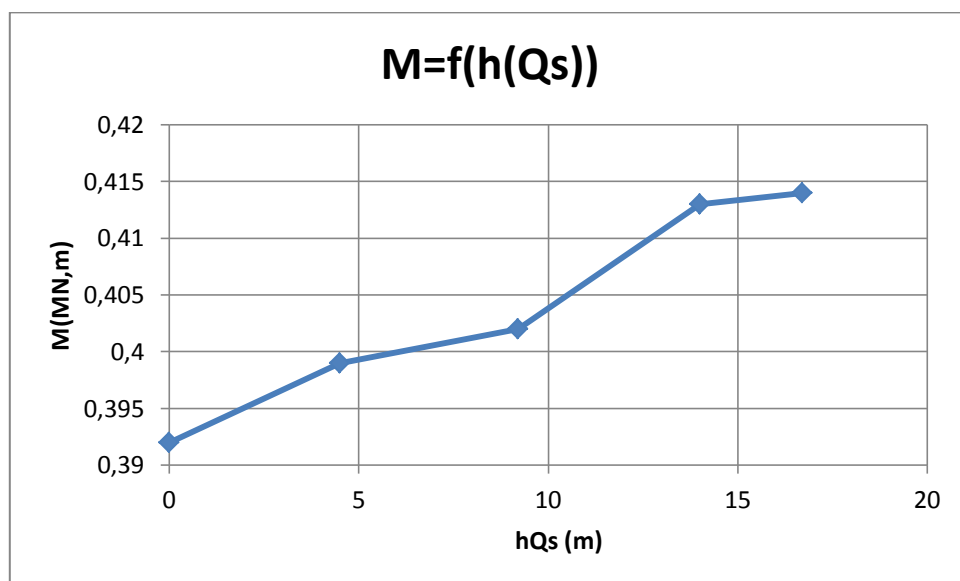


Figure XII 17 : Variation du moment fléchissant dans la voûte du revêtement définitif en fonction de la variation de la hauteur de la couche QS.

▪ Observation :

Le moment fléchissant dans la voûte du revêtement définitif augmente avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche du quaternaire sableux (Qs) de 6,15%.

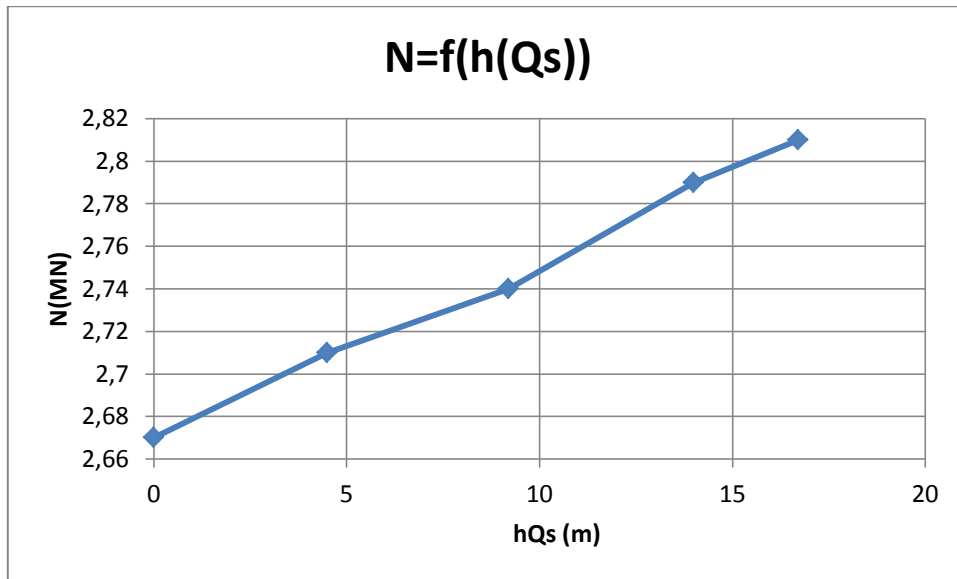


Figure XII-18 : Variation de l'effort normal dans la voûte du revêtement définitif en fonction de la variation de la hauteur de la couche QS.

▪ Observation :

L'effort normal dans la voûte du revêtement définitif augmente avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche du quaternaire sableux (Qs) de 5,24%.

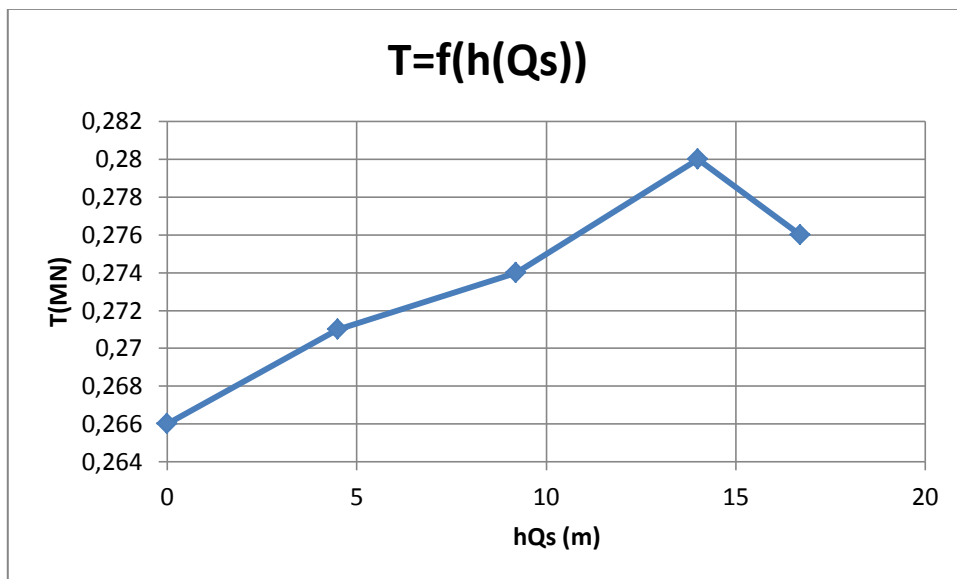


Figure XII 19 : Variation de l'effort tranchant dans la voûte du revêtement définitif en fonction de la variation de la hauteur de la couche QS.

▪ Observation :

L'effort tranchant dans la voûte du revêtement définitif augmente avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche du quaternaire sableux (Qs) de 5,26%. Pour diminuer quand la couche quaternaire sableuse (Qs) atteint la moitié de la section du tunnel de 1,5%.

b- radier :

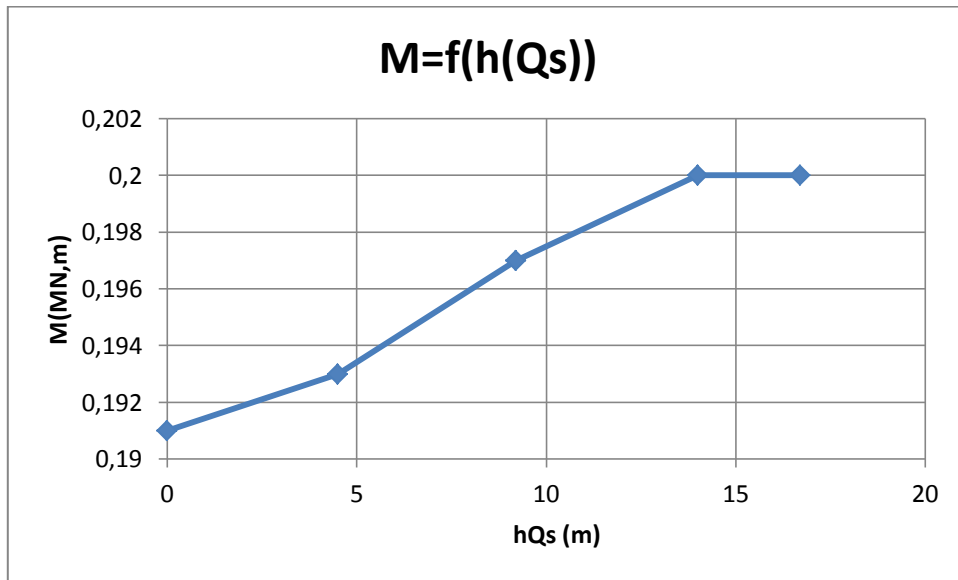
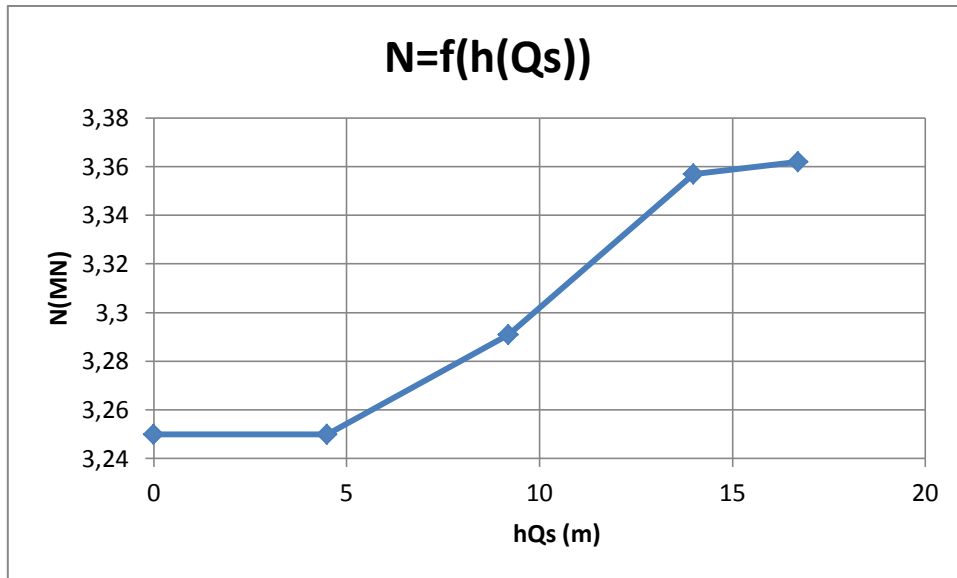


Figure XII 20 : Variation du moment fléchissant dans la radier du revêtement définitif en fonction de la variation de la hauteur de la couche QS.

▪ Observation :

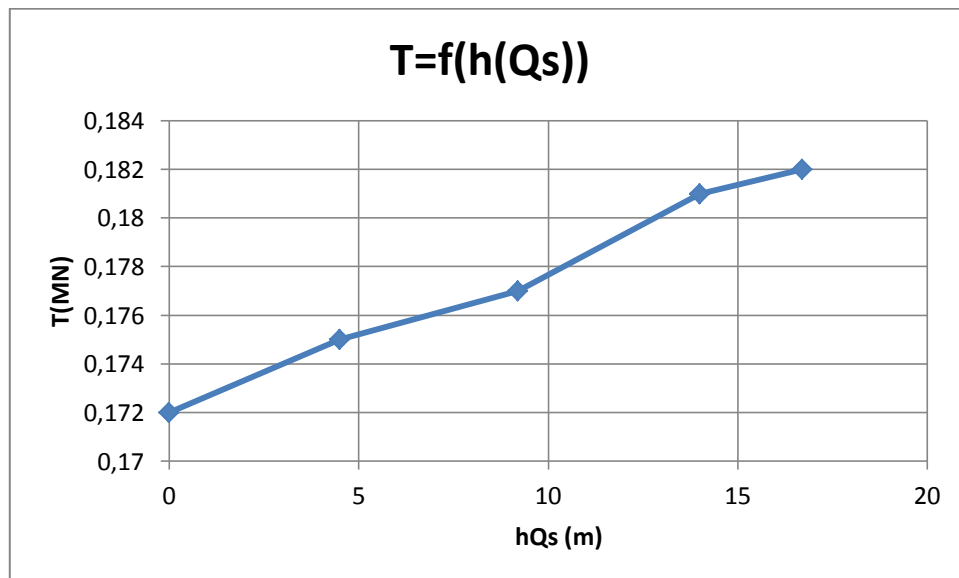
Le moment fléchissant dans la radier du revêtement définitif augmente avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche du quaternaire sableux (Qs) de 4,71%.



▪ **Figure XII 21 : Variation de l’effort normal dans la voûte du revêtement définitif en fonction de la variation de la hauteur de la couche QS.**

▪ **Observation :**

L’effort normal dans le radier du revêtement définitif augmente avec l’augmentation de l’épaisseur de la couche du quaternaire sableux (Qs) de 3,4% au final.



▪ **Figure XII 22 : Variation de l’effort tranchant dans la voûte du revêtement définitif en fonction de la variation de la hauteur de la couche QS.**

▪ **Observation :**

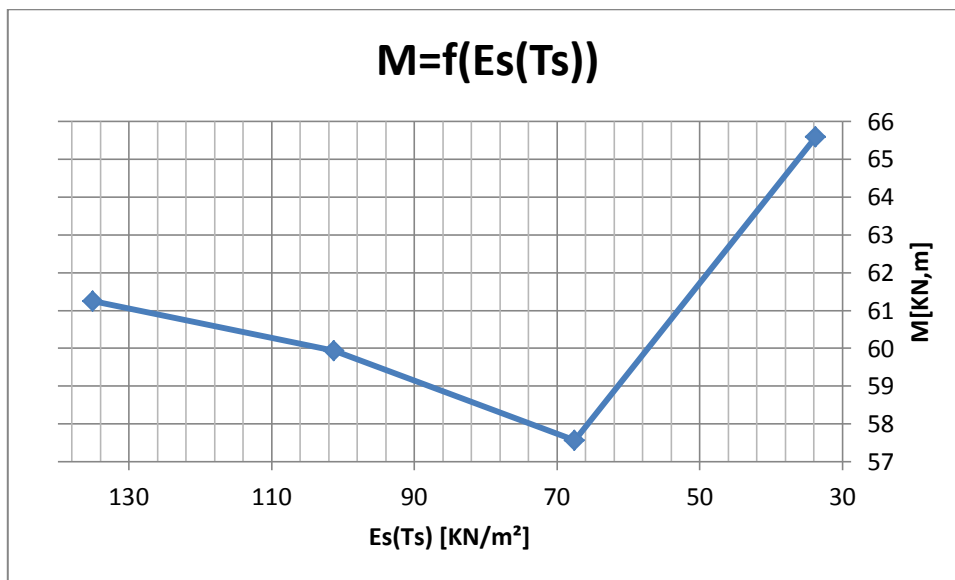
L’effort tranchant dans le radier du revêtement définitif augmente avec l’augmentation de l’épaisseur de la couche du quaternaire sableux (Qs) de 5,81% au final.

VII.3. Variation du module de rigidité E_s :

Variation de E_s du sol T_s

VII.3.1. Revêtement provisoire :

E(variation)	E (MN/m ²)	M[KN/m ²]	N[MN]	σ_s [MN/m ²]
E_s	135	61,24	2,426	311,21
$3E/4$	101,25	59,94	2,427	297,44
E/s	67,5	57,56	2,428	294,21
$E/4$	33,75	65,59	2,430	305,33



FigureXII 23 : Variation du moment fléchissant dans le revêtement provisoire en fonction de la rigidité de la couche T_s [$E_s(T_s)$]

▪ **Observation :**

Pour des valeurs de la rigidité de la couche tertiaire sableux (T_s), se trouvant couvrant tout la section du tunnel, allant de E à $E/2$ on remarque la diminution du moment fléchissant de 6%. Alors quand on atteint la valeur correspondant à $E/4$ on remarque l'augmentation du moment fléchissant agissant sur le soutènement provisoire de 14%.

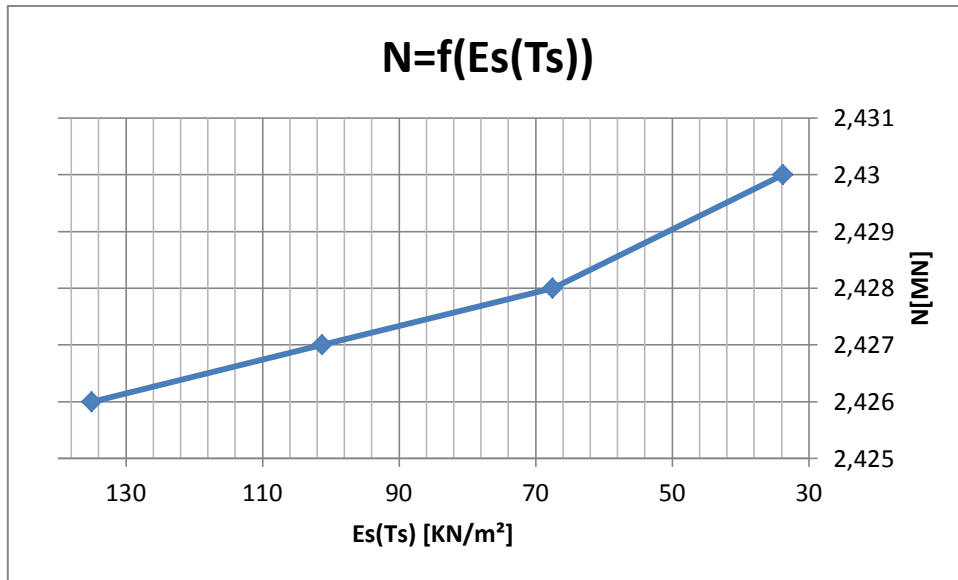


Figure XII 24 : Variation de l’effort normal dans le revêtement provisoire en fonction de la rigidité de la couche Ts [Es(Ts)]

▪ Observation :

L’effort normal agissant dans le soutènement provisoire augmente lorsque la rigidité de la couche de tertiaire sableux (Ts) allant de E à E/4 tel que E égale à 135 MN/m² de 0,16%.

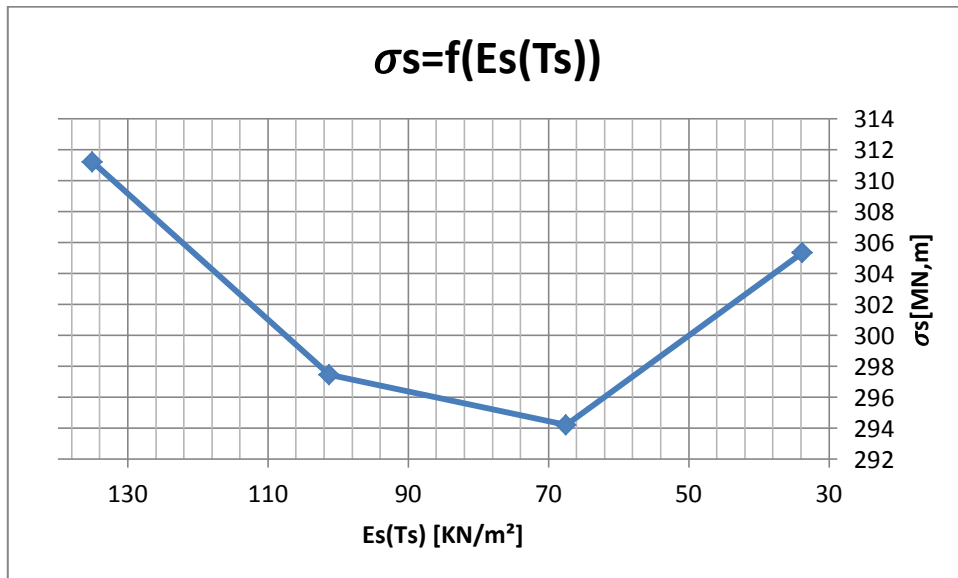


Figure XII-25 : Variation de la contrainte dans le cintre métallique HEB 180 en fonction de la rigidité de la couche Ts [Es(Ts)]

Observation :

Pour des valeurs de la rigidité de la couche tertiaire sableux (Ts), couvrant tout la section du tunnel, une variation de E à E/2 induit la diminution de la contrainte dans le cintre

métallique de 5,4%. Alors quand atteignant la valeur correspondant à E/4 on remarque l'augmentation du moment fléchissant agissant sur le soutènement provisoire de 3,7%.

VII.3.2. Revêtement définitif :

		En voûte			En radier		
Es variation	ES (Ts) [MN/m ²]	M [MN.m]	N [MN]	T [MN]	M [MN.m]	N [MN]	T [MN]
Es	135	0,405	2,76	0,27	0,18	3,3	0,18
3E/4	101,25	0,476	2,73	0,31	0,23	3,25	0,21
E/2	67,5	0,592	2,71	0,36	0,27	3,16	0,27
E/4	33,75	0,833	2,67	0,46	0,44	3,1	0,31

a. En voûte :

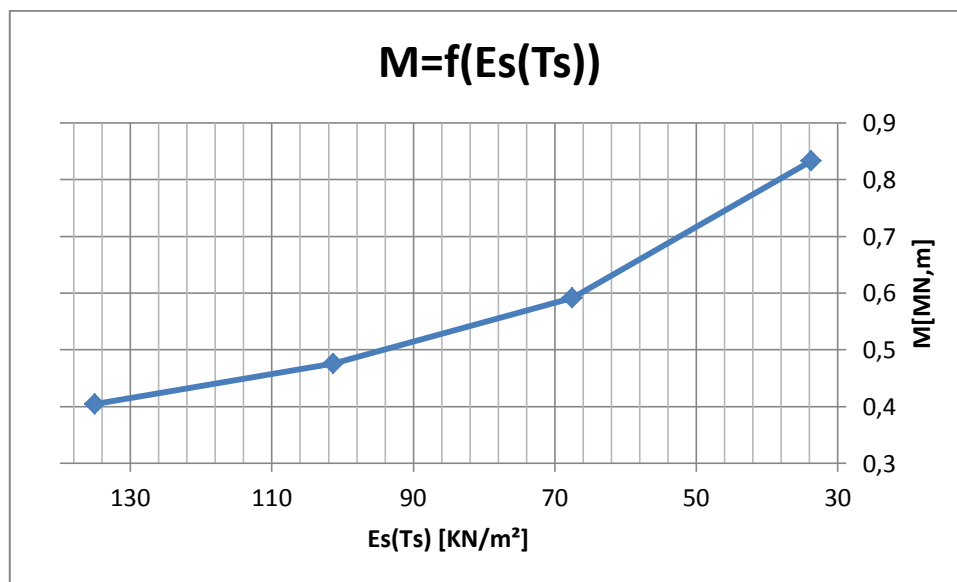


Figure XII- 26 : Variation du moment fléchissant dans la voûte du revêtement définitif en fonction de la rigidité de la couche Ts.

▪ **Observation :**

Le moment fléchissant agissant sur la voûte du revêtement définitif augmente avec la diminution de la rigidité d la couche tertiaire sableux (Ts), une augmentation de 107% en divisant Es(Ts) par quatre est remarquée.

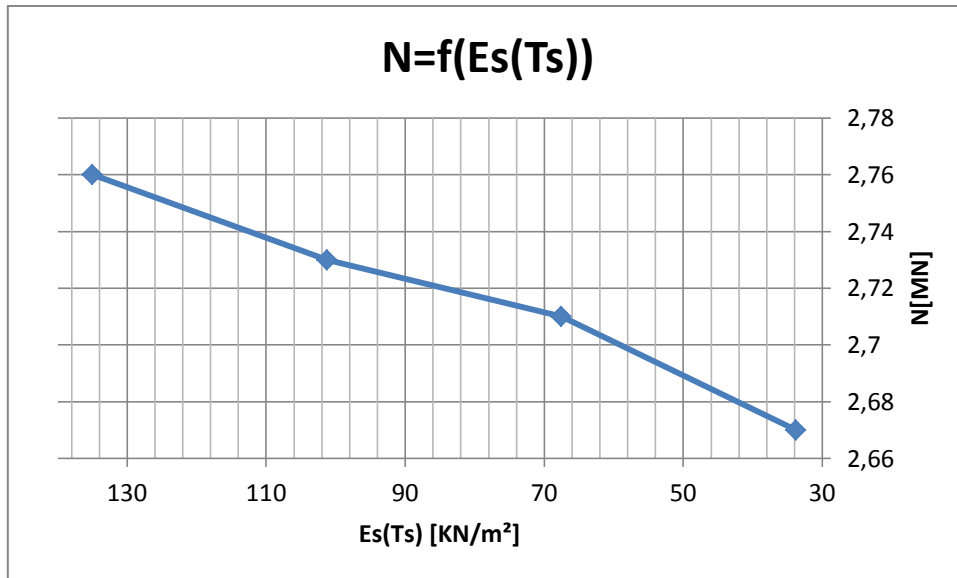


Figure XII-27 : Variation de l'effort normal dans la voûte du revêtement définitif en fonction de la rigidité de la couche Ts.

▪ Observation :

L'effort normal agissant sur la voûte du revêtement définitif diminue au fur et à mesure avec la rigidité de la couche tertiaire sableux (Ts), une diminution de 3,3% en divisant Es(Ts) par quatre est remarquée.

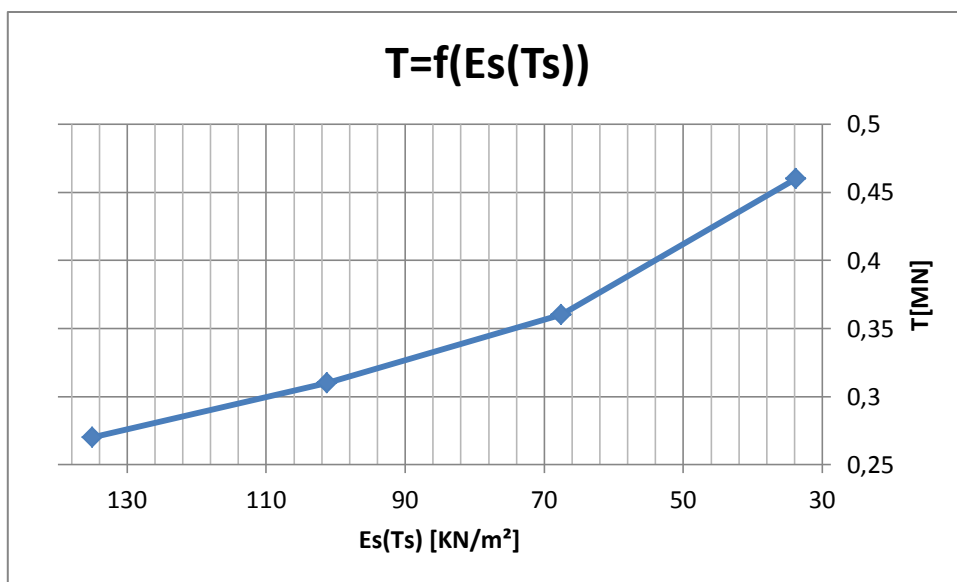


Figure XII-28 : Variation de l'effort tranchant dans la voûte du revêtement définitif en fonction de la rigidité de la couche Ts.

- **Observation :**

L'effort tranchant agissant sur la voûte du revêtement définitif augmente avec la diminution de la rigidité de la couche tertiaire sableux (Ts), une augmentation de 87% en divisant $E_s(Ts)$ par quatre est observée.

- b. **En Radier :**

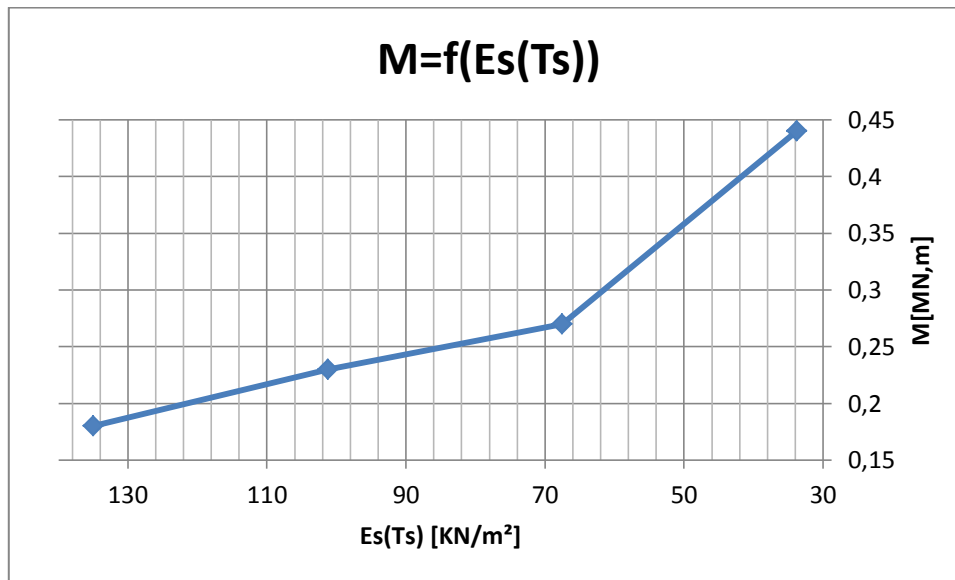


Figure XII-29 : Variation du moment fléchissant dans le radier du revêtement définitif en fonction de la rigidité de la couche Ts.

- **Observation :**

Le moment fléchissant agissant sur le radier du revêtement définitif augmente avec la diminution de la rigidité d la couche tertiaire sableux (Ts), une augmentation de 144% en divisant $E_s(Ts)$ par quatre est observée.

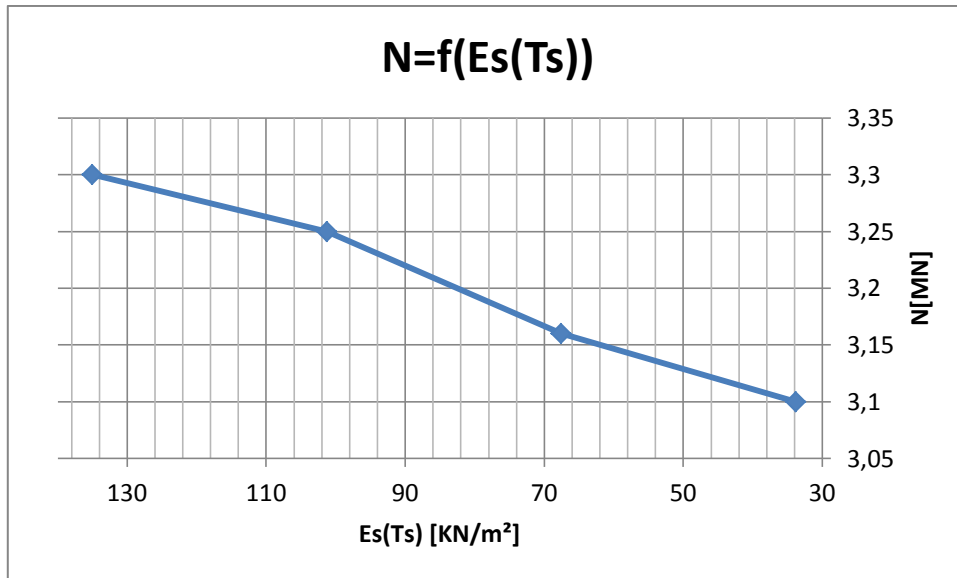


Figure XII-30 : Variation de l'effort normal dans le radier du revêtement définitif en fonction de la rigidité de la couche Ts.

▪ **Observation :**

L'effort normal agissant sur le radier du revêtement définitif diminue avec la diminution de la rigidité de la couche tertiaire sableux (Ts), une diminution de 6,5% en divisant Es(Ts) par quatre est observée.

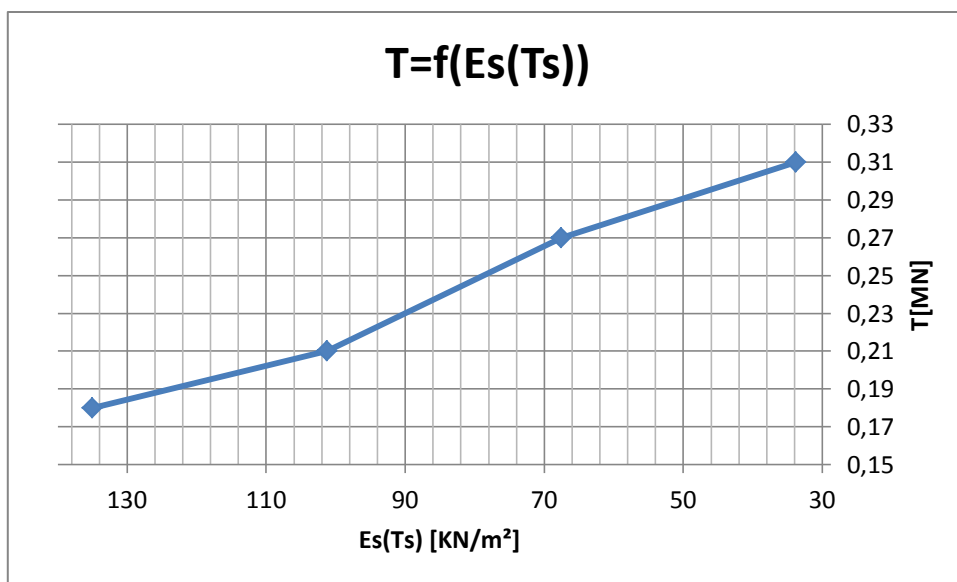


Figure XII-31 : Variation de l'effort tranchant dans le radier du revêtement définitif en fonction de la rigidité de la couche Ts.

▪ **Observation :**

L'effort tranchant agissant sur le radier du revêtement définitif augmente avec la diminution de la rigidité d la couche tertiaire sableux (Ts), une augmentation de 72% en divisant $E_s(Ts)$ par quatre est observée.

VII.4. Variation de φ :

En prenons le cas le plus défavorable de la variation de la stratification correspondant au remplacement total de la couche quaternaire marneux (Qm) par le tertiaire sableux (Ts), c'est le cas où toute la section du tunnel se trouve immergée dans le Ts . De ce fait, la variation de l'angle de frottement (φ) se fait seulement sur celui du tertiaire sableux (Ts).

VII.4.1. Soutènement provisoire :

φ [°]	M [MN.m]	N [MN]	σ [MN/m ²]
30	90,31	0,11	366
32,5	71,85	0,097	343,1
37	90,81	0,107	370,9
45	103,1	0,113	393,8

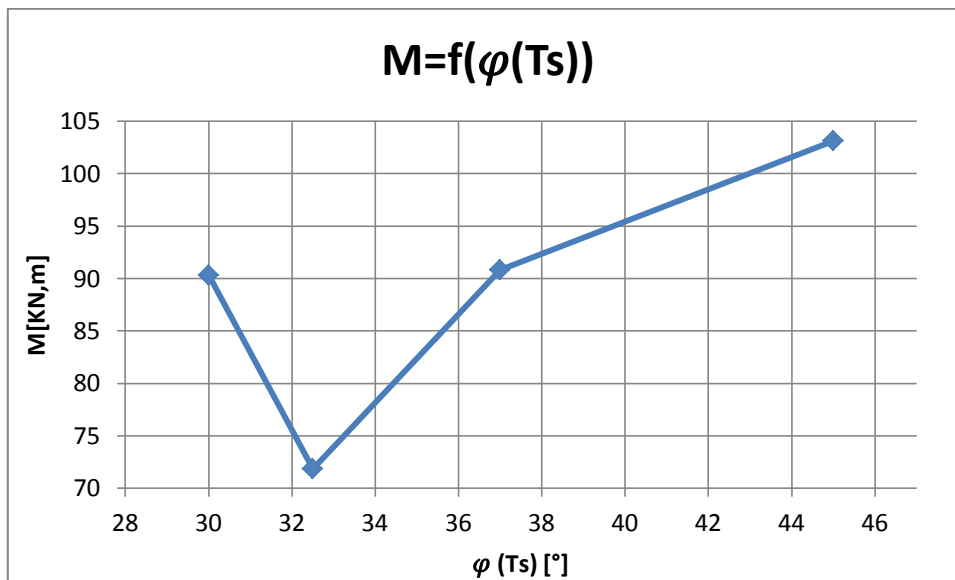


Figure XII-32 : Variation du moment fléchissant dans le soutènement provisoire en fonction de l'angle de frottement (φ) du tertiaire sableux (Ts)

▪ **Observation :**

Le moment fléchissant diminue lorsque φ augmente de 30° à 32° puis croit avec l'augmentation de φ pour atteindre une différence de 13,3%.

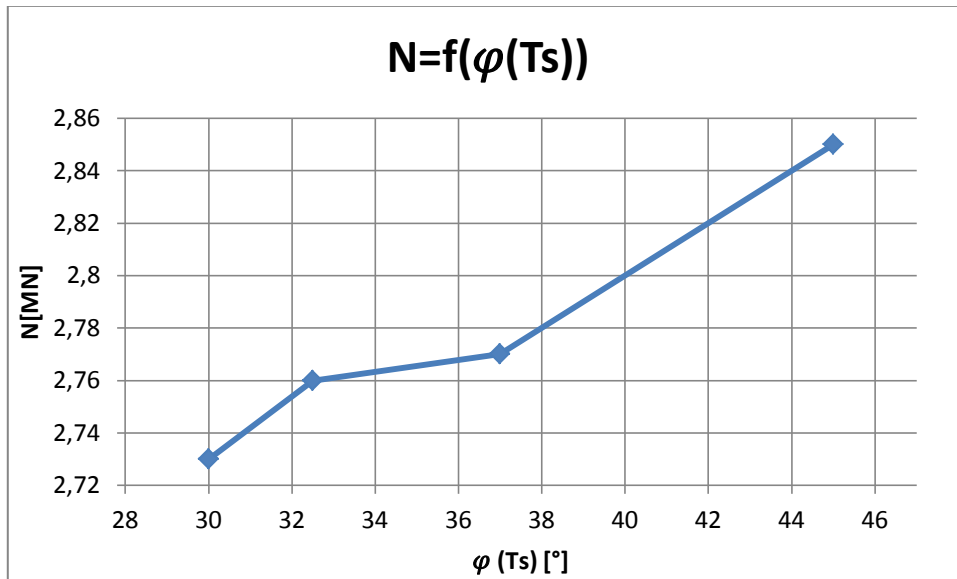


Figure XII-33 : Variation de l'effort normal dans le soutènement provisoire en fonction de l'angle de frottement (φ) du tertiaire sableux (Ts)

▪ **Observation :**

L'effort normal croit avec l'augmentation de l'angle de frottement de la couche tertiaire sableux (Ts) pour atteindre une différence de 4,4% pour 45° .

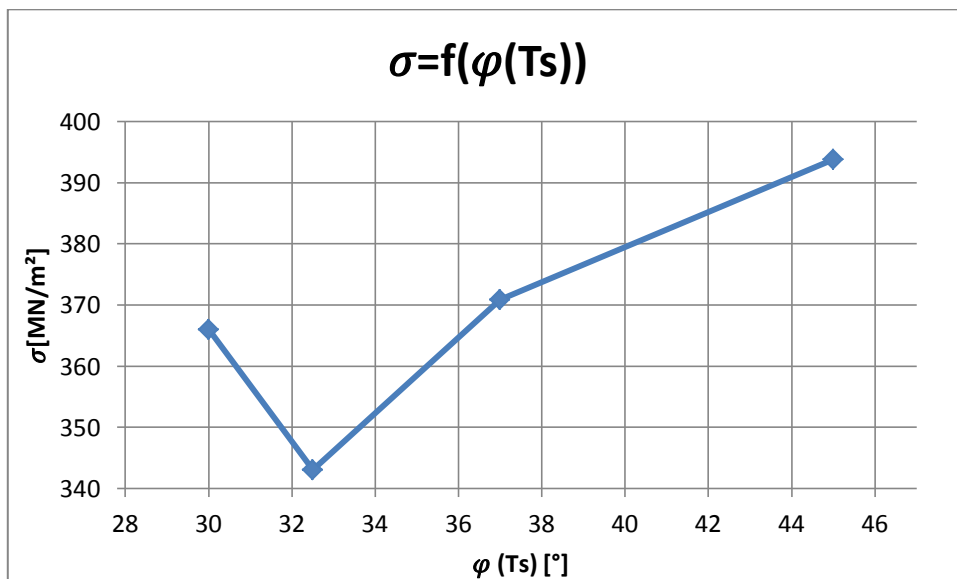


Figure XII-34 : Variation la contrainte agissant dans le cintre métallique HEB180 en fonction de l'angle de frottement (φ) du tertiaire sableux (Ts)

▪ Observation :

La contrainte agissant dans le cintre métallique HEB180 faisant partie du soutènement provisoire diminue lorsque φ augmente de 30° à 32° puis croit avec l'augmentation de φ pour atteindre une différence de 5,3%.

VII.4.2. Revêtement définitif :

phi	En Voûte			En Radier		
	M	N	T	M	N	T
30	0,36	2,82	0,25	0,181	3,23	0,164
32,5	0,37	2,81	0,26	0,193	3,16	0,173
37	0,39	2,83	0,28	0,196	3,03	0,175
45	0,43	2,87	0,3	0,207	2,87	0,185

a. En voûte :

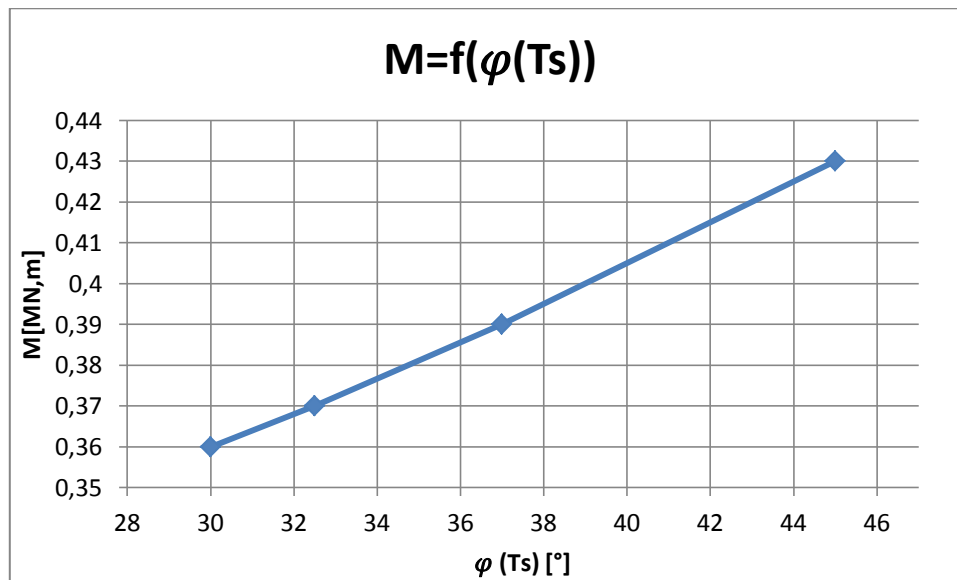


Figure XII-35 : Variation du moment fléchissant dans la voûte du revêtement définitif en fonction de l'angle de frottement (φ) du tertiaire sableux (Ts)

▪ Observation :

Le moment fléchissant dans la voûte du revêtement définitif croît avec l'augmentation de l'angle de frottement du tertiaire sableux, pour atteindre une différence de 19,4% à un angle φ de 45°.

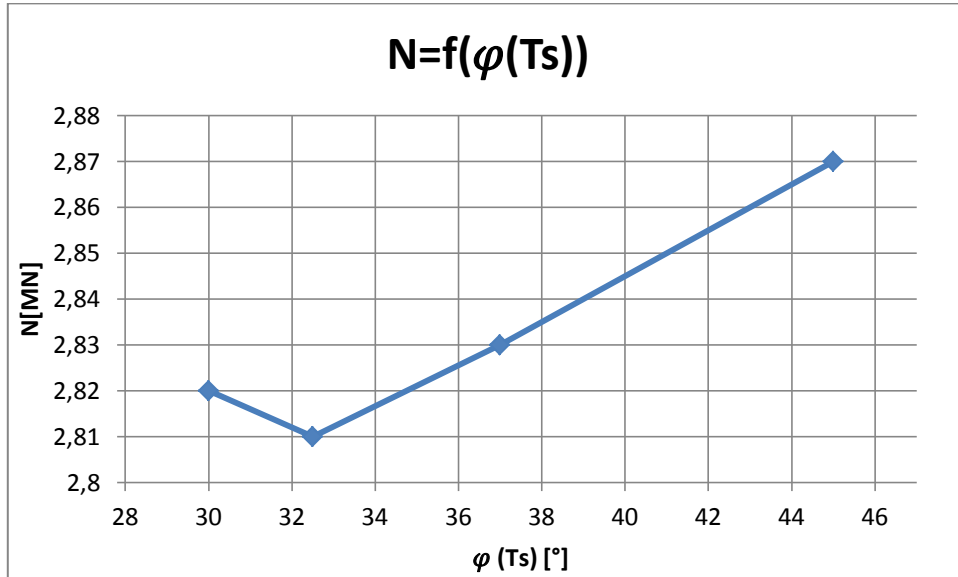


Figure XII-36 : Variation de l'effort normal dans la voûte du revêtement définitif en fonction de l'angle de frottement (φ) du tertiaire sableux (Ts)

▪ Observation :

L'effort normal agissant sur la voûte du revêtement définitif diminue lorsque φ augmente de 30° à 32° puis croît avec l'augmentation de φ pour atteindre une différence de 2,2%.

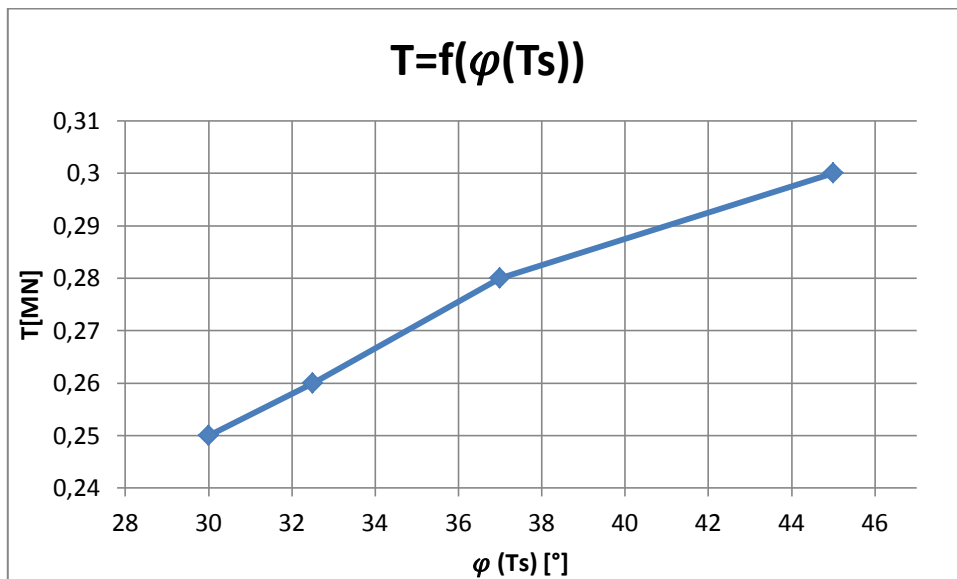


Figure XII-37 : Variation de l'effort tranchant dans la voûte du revêtement définitif en fonction de l'angle de frottement (φ) du tertiaire sableux (Ts)

- Observation :

L'effort tranchant dans la voûte du revêtement définitif croît avec l'augmentation de l'angle de frottement du tertiaire sableux, pour atteindre une différence de 20% à un angle φ de 45°.

- b. En radier :

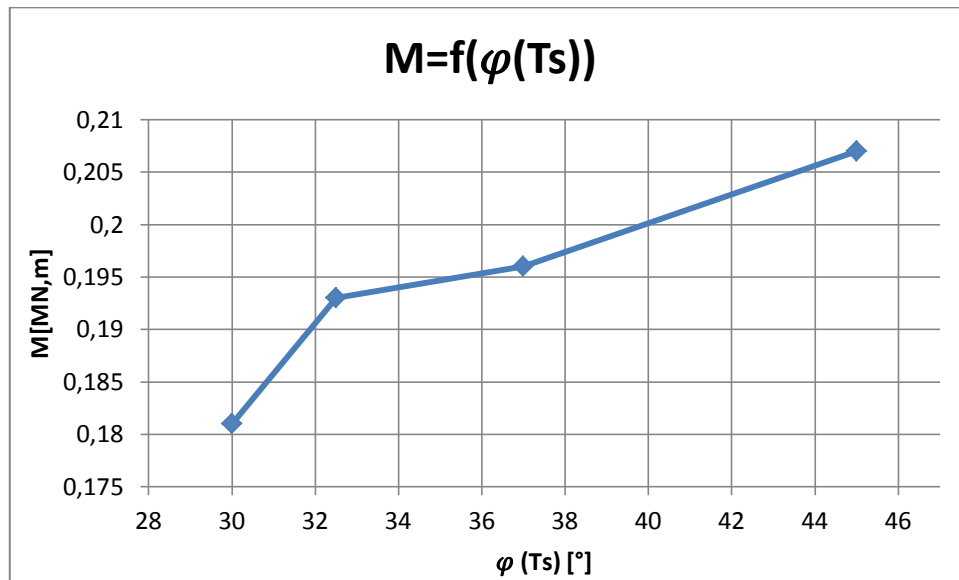


Figure XII-38 : Variation du moment fléchissant dans le radier du revêtement définitif en fonction de l'angle de frottement (φ) du tertiaire sableux (Ts)

- Observation :

Le moment fléchissant dans le radier du revêtement définitif croît avec l'augmentation de l'angle de frottement du tertiaire sableux, pour atteindre une différence de 14% à un angle φ de 45°.

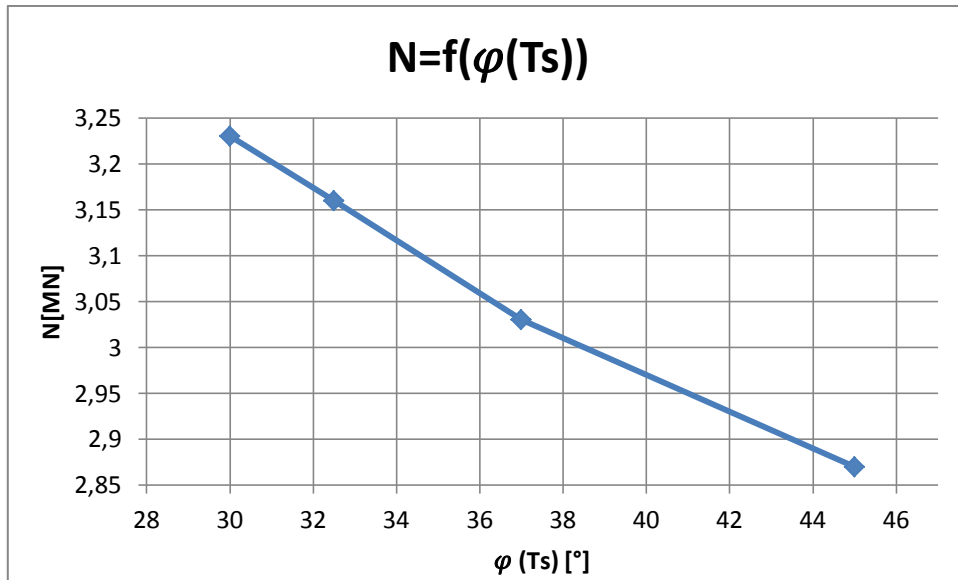


Figure XII-39 : Variation de l’effort normal dans le radier du revêtement définitif en fonction de l’angle de frottement (φ) du tertiaire sableux (Ts)

▪ **Observation :**

L’effort normal dans le radier du revêtement définitif décroît avec l’augmentation de l’angle de frottement du tertiaire sableux, pour atteindre une différence de 12,23% à un angle φ de 45°.

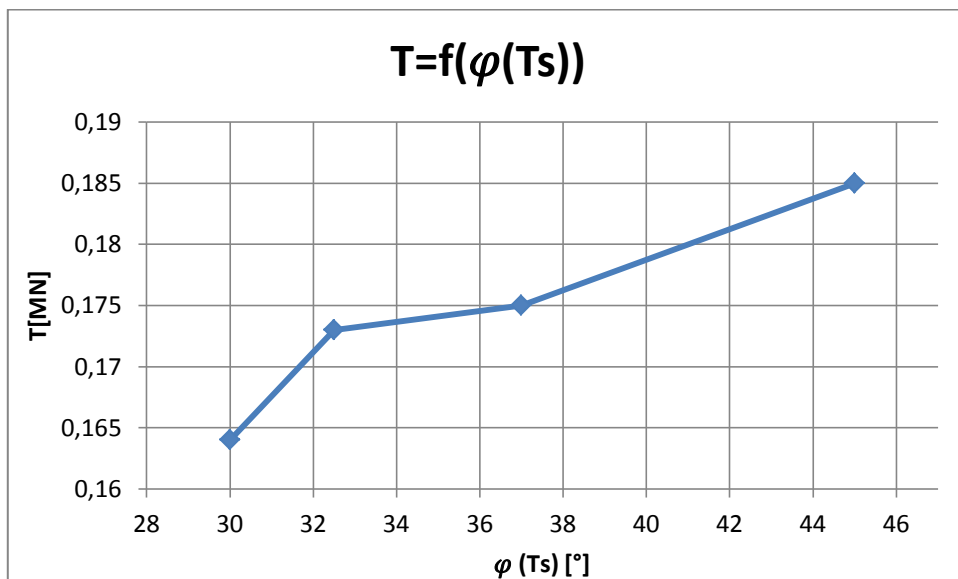


Figure XII-40 : Variation de l’effort tranchant dans le radier du revêtement définitif en fonction de l’angle de frottement (φ) du tertiaire sableux (Ts)

▪ **Observation :**

L’effort tranchant dans le radier du revêtement définitif croît avec l’augmentation de l’angle de frottement du tertiaire sableux, pour atteindre une différence de 13% à un angle φ de 45°.

VII.5. Variation de c :

VII.5.1. Soutènement provisoire :

Cu	M [KN.m]	N[MN]	T[KN]	σ_s [MN/m ²]
56	69,47	2,65	93,8	330,7
45	70,7	2,7	95,5	336,5
35	71,32	2,74	96,7	340,8
30	71,93	2,76	97,3	343,1

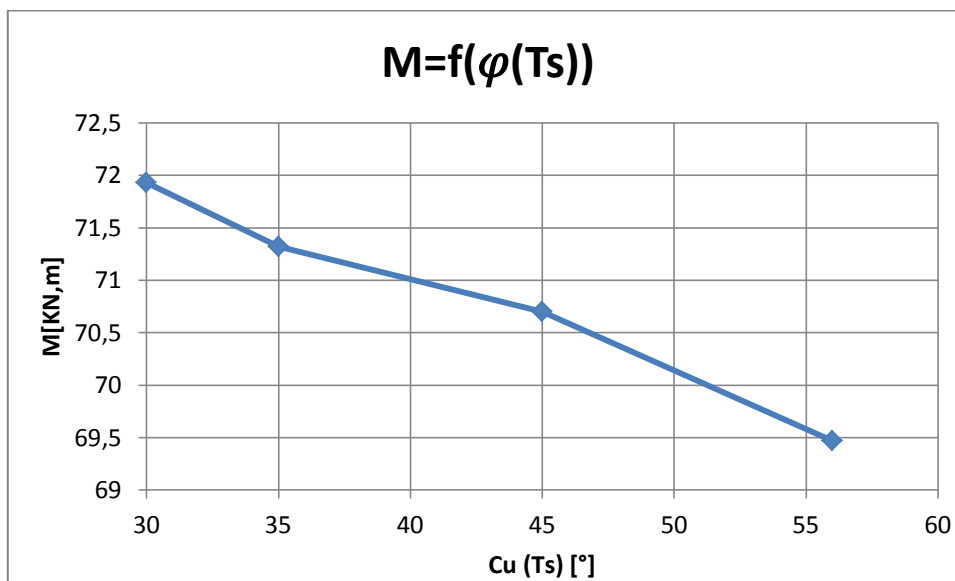


Figure XII-41 : Variation du moment fléchissant agissant sur le revêtement provisoire en fonction de la variation de la cohésion du tertiaire sableux(Ts)

▪ Observation :

Le moment fléchissant dans le soutènement provisoire décroît avec l'augmentation de la cohésion du tertiaire sableux(Ts), pour atteindre une différence de 2,8% à une cohésion de 56KN/m².

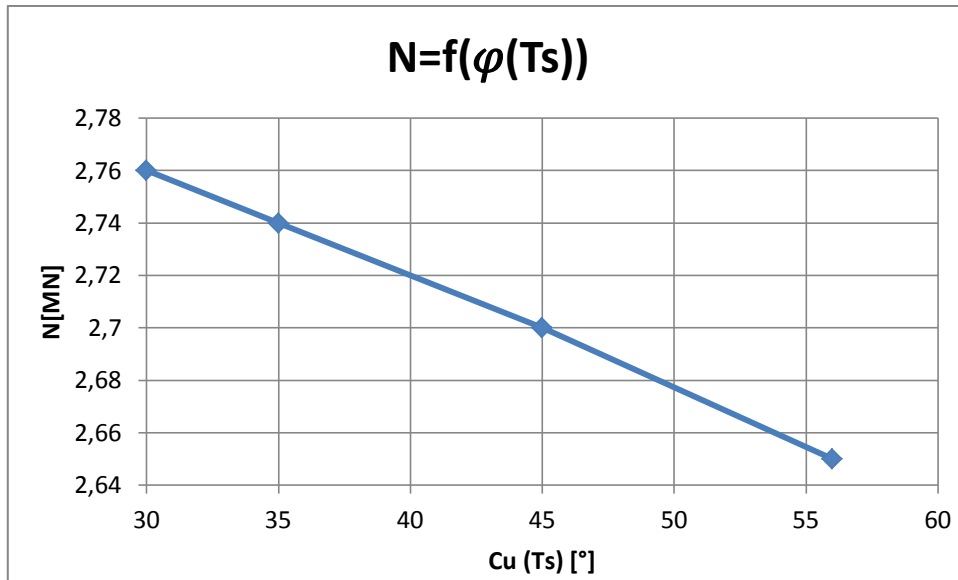


Figure XII-42 : Variation de l’effort normal agissant sur le revêtement provisoire en fonction de la variation de la cohésion du tertiaire sableux(Ts).

▪ Observation :

L’effort normal dans le soutènement provisoire décroît avec l’augmentation de la cohésion du tertiaire sableux(Ts), pour atteindre une différence de 4% à une cohésion de 56KN/m².

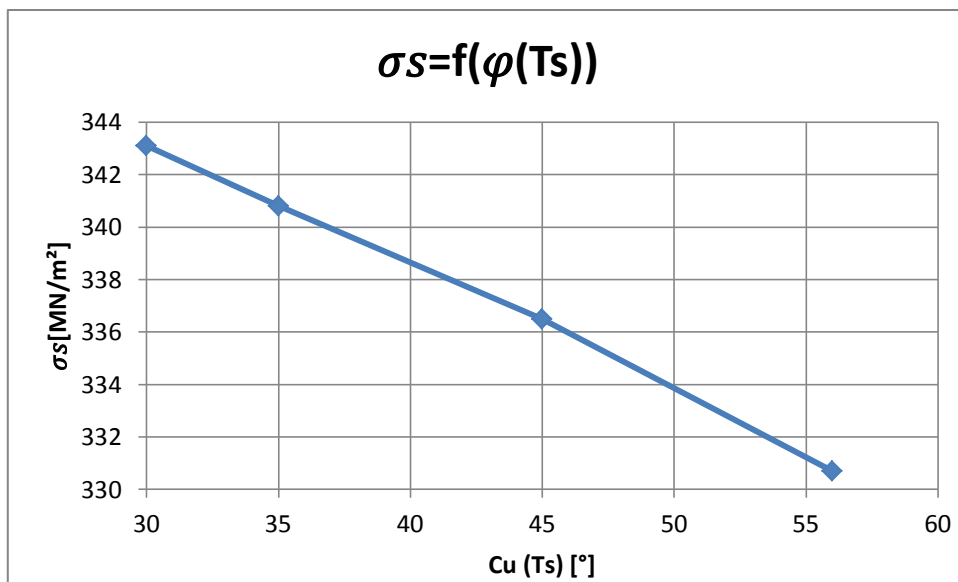


Figure VII-43 : Variation de la contrainte agissant sur le cintre métallique HEB180 en fonction de la variation de la cohésion du tertiaire sableux(Ts).

▪ Observation :

La contrainte agissant sur le cintre métallique HEB180 décroît avec l'augmentation de la cohésion du tertiaire sableux(Ts), pour atteindre une différence de 4% à une cohésion de 56KN/m².

VII.5.2. Revêtement définitif :

c'	En voûte			En Radier		
	M [MN.m]	N[MN]	T[MN]	M[MN.m]	N[MN]	T[MN]
32	0,374	2,77	0,264	0,191	3,01	0,172
30	0,374	2,78	0,274	0,191	3,03	0,0172
25	0,375	2,79	0,265	0,193	3,07	0,174
15	0,386	2,99	0,271	0,198	3,33	0,184

a. En voûte :

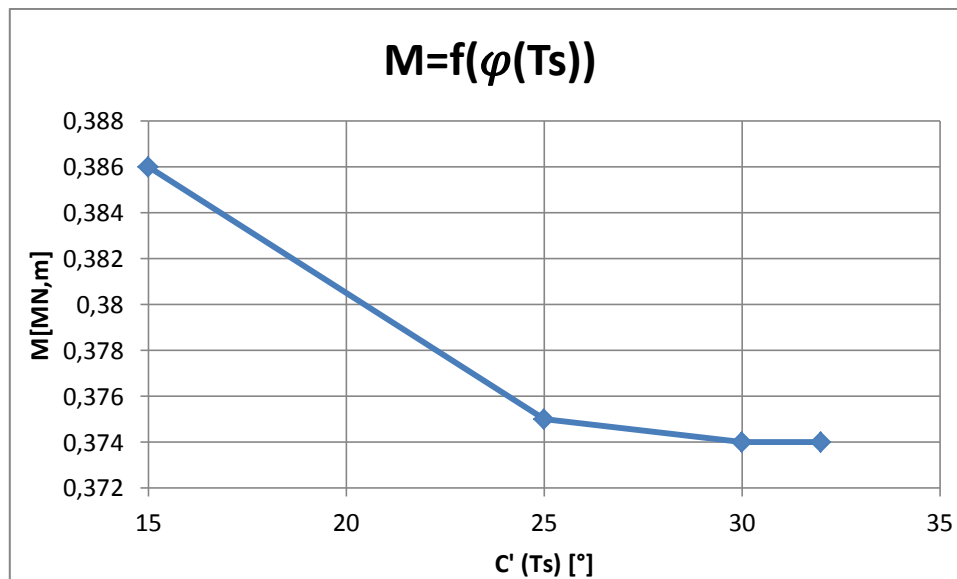


Figure XII-44 : Variation du moment fléchissant agissant sur la voûte du revêtement définitif en fonction de la variation de la cohésion du tertiaire sableux(Ts)

▪ Observation :

Le moment fléchissant dans la voûte du soutènement définitif décroît avec l'augmentation de la cohésion du tertiaire sableux(Ts), pour atteindre une différence de 3,1% à une cohésion de 32KN/m².

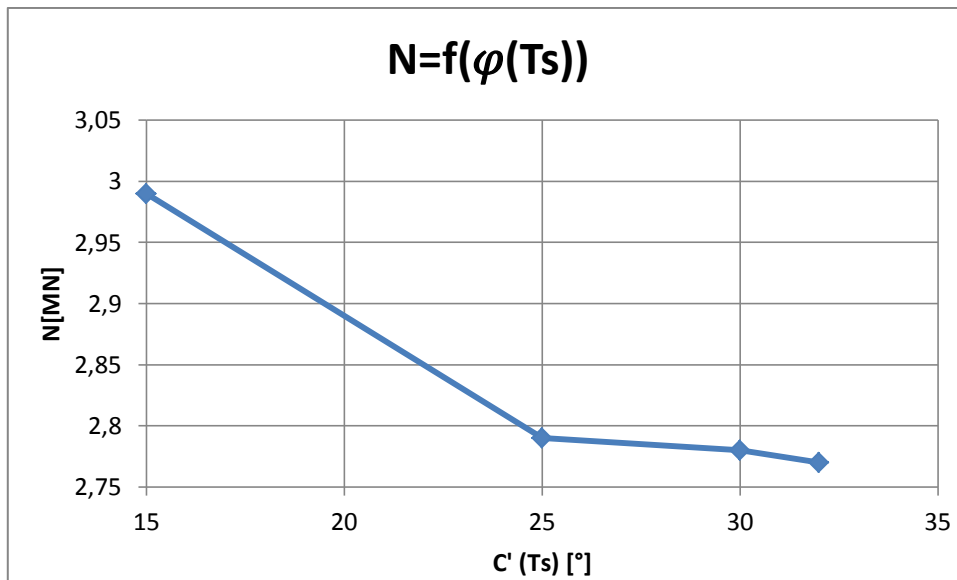


Figure XII-45 : Variation de l’effort normal agissant sur la voûte du revêtement définitif en fonction de la variation de la cohésion du tertiaire sableux(Ts).

▪ Observation :

L’effort normal dans la voûte du revêtement définitif décroît avec l’augmentation de la cohésion du tertiaire sableux(Ts), pour atteindre une différence de 6,7% à une cohésion de 32KN/m².

b. En radier :

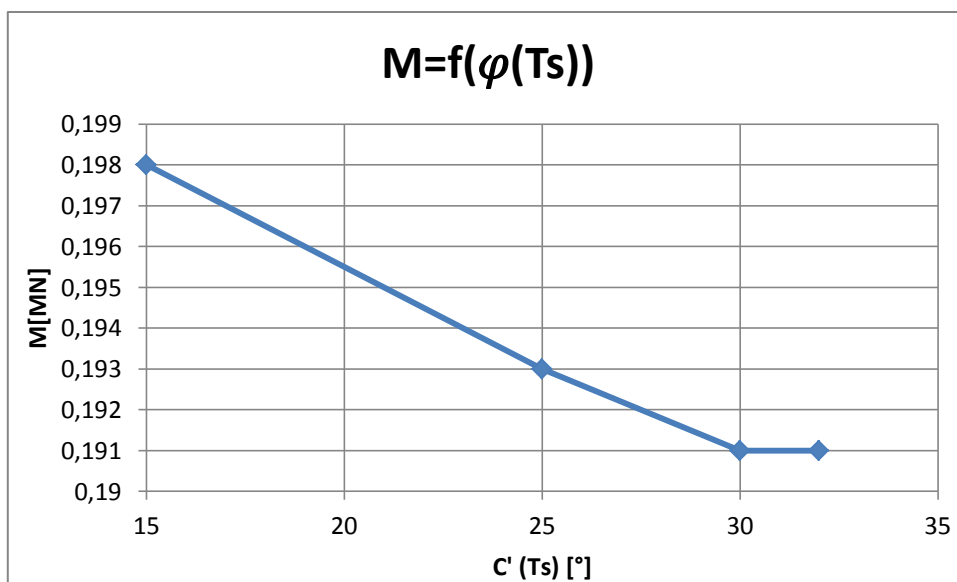


Figure XII-46 : Variation du moment fléchissant agissant sur le radier du revêtement définitif en fonction de la variation de la cohésion du tertiaire sableux(Ts)

▪ Observation :

Le moment fléchissant dans la voûte du soutènement définitif décroît avec l'augmentation de la cohésion du tertiaire sableux(Ts), pour atteindre une différence de 3,5% à une cohésion de 32KN/m².

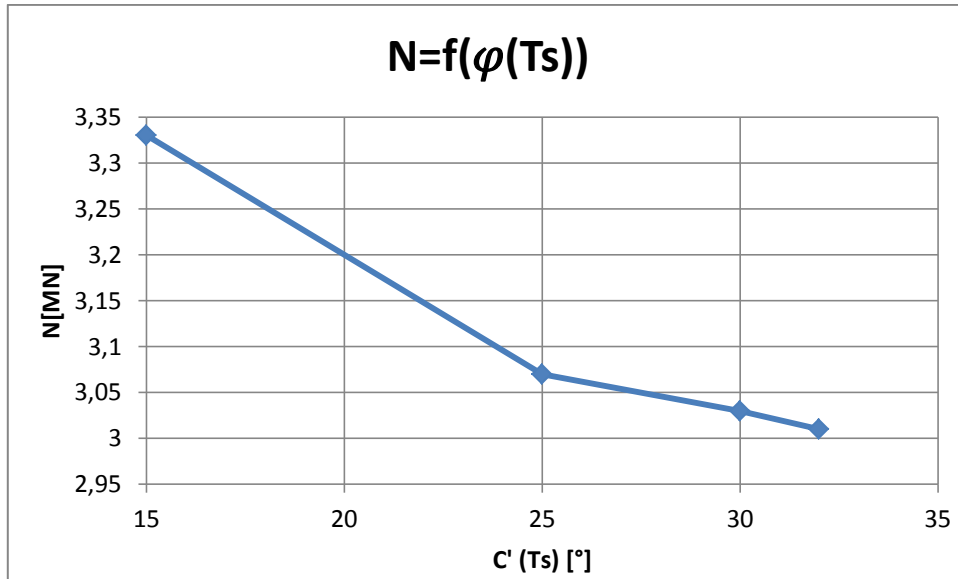


Figure XII-47 : Variation de l'effort normal agissant sur le radier du revêtement définitif en fonction de la variation de la cohésion du tertiaire sableux(Ts).

▪ Observation :

L'effort normal dans le radier du revêtement définitif décroît avec l'augmentation de la cohésion du tertiaire sableux(Ts), pour atteindre une différence de 6,7% à une cohésion de 32KN/m².

VII.6. Conclusion :

De ces études paramétriques on peut en tirer l'importance des sondages et les données géotechniques et leurs précisions, de leur impact directement observable sur le revêtement définitif et le soutènement provisoire.

Le positionnement de la section du tunnel par rapport à la stratification du massif a un impact important que le projeteur doit prendre en compte pour optimiser le tracé du tunnel en choisissant le passage par la couche la plus favorable.

Faire usage d'une étude paramétrique nous permet de nous préparer au cas le plus défavorable que l'on peut rencontrer pendant les réalisations, afin de se mettre en sécurité et de prévenir les risques possibles.

CONCLSION

GENERAL

Conclusion

Le but de notre travail a été le dimensionnement d'un tronçon de tunnel à travers l'étude d'une section transversale. Après avoir calculé les charges actives agissantes sur le tunnel, on a procédé aux choix du mode de soutènement ainsi que le soutènement lui-même ; Puis à la vérification de la résistance et la stabilité du soutènement grâce à une méthode numérique en utilisant le SAP 2000 en se basant sur la méthode de dimensionnement des réactions hyperstatiques.

Une autre méthode analytique de vérification fut appliquée, la méthode de convergence confinement, qui nous a permis de déterminer la pression à l'équilibre ainsi que le taux de déconfinement qui nous a été utile pour la détermination du tassement due au creusement du tunnel en surface du sol. Ensuite nous avons procédé à la vérification de la stabilité du front de taille selon la méthode d'Anagnostou et Kovári.

Avec le même logiciel SAP2000 et selon la méthode des réactions hyperstatiques nous avons analysé le cas du revêtement définitif soumis aux charges statiques du massif afin de déterminer le ferrailage nécessaire. Pour parer à l'éventualité de destruction par un séisme sachant que l'ouvrage se trouve dans une zone III groupe 3 selon le RPA, nous avons fait les calculs selon le RPOA.

Ce Projet d'études nous a permis de connaître les différentes étapes de réalisation d'un tunnel et les différents problèmes que l'on peut rencontrer. Ces derniers exigent une connaissance étendue dans le domaine de la géologie, l'hydrogéologie, la mécanique des sols, la mécanique des roches, la résistance de matériaux ainsi que le domaine du béton.

Cette expérience gagnée du traitement du cas de notre tronçon, nous a motivé à étudier l'impact de variations des paramètres introduits dans les calculs sur le soutènement provisoire ainsi que le revêtement définitif, à savoir le moment fléchissant maximale, l'effort normale et l'effort tranchant ainsi que la contrainte appliquée sur le cintre métallique du soutènement provisoire. Cela nous a permis d'en décoder l'importance des paramètres géotechniques, ainsi que la stratification.

Donc le projeteur doit prendre conscience de certains caractères propres à ce type de calcul et notamment :

- Des insuffisances et des approximations liées à la méthode de calcul qu'il choisit.
- De la dispersion des résultats en fonction des hypothèses mécaniques introduites explicitement ou non.

On doit donc obligatoirement procéder à un examen critique portant à la fois sur les hypothèses de calcul, les méthodes et les caractéristiques du projet. Un calcul unique basé sur une seule série d'hypothèse ne peut constituer en aucun cas une garantie formelle de stabilité de l'ouvrage. Une étude au moins approchée de l'influence de la variation des hypothèses les plus douteuses est toujours nécessaire.

Bibliographie

1. **Karoly, SZECHY.** Traité de construction des tunnels. PARIS : DUNOD, 1970.
2. **AFTES;** Recommandations relatives à la méthode de construction des tunnels avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage, TOS 31.
3. **AFTES;** Emploi de la méthode Convergence - Confinement. 1993.
4. **GUERRIN, A.** Traité de béton armé, constructions diverses 11. Paris : s.n., 1976.
5. **AFTES;** Réflexions sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains. 1993.
6. **KERISEL, A. CAQUOT et J.** Traité de mécanique des sols. Paris : s.n., 1966.
7. **AFTES;** Recommandation relatives à l'utilisation du béton non armé en tunnel. 1998.
8. **AFTES;** Recommandations pour une description des massifs rocheux utile à l'étude de la stabilité des ouvrages souterrains. 1993.
9. **AFTES;** Recommandations relatives à la conception et dimensionnement du béton projeté utilisé en travaux souterrains. 2001.
10. **AFTES;** Recommandations relatives à la technologie et à la mise en œuvre du béton Projeté. 1993.
11. **AFTES;** Recommandations relatives à l'utilisation des règles et normes générales de conception et de dimensionnement pour les revêtements de tunnels en béton armé et non armé. 2001.
12. **AFTES;** Recommandations relatives au choix d'un type de soutènement en galerie. 1993.
13. **EUROCODE 1.** Action sur les structures. s.l. : AFNOR NF EN, 1991.
14. **EUROCODE 2.** Calcul des structures en béton. s.l. : AFNOR NF EN, 1992.
15. **EUROCODE 3.** Calcul des structures en acier. s.l. : AFNOR NF EN, 1993.
16. **EUROCODE 7.** Calcul géotechnique. s.l. : AFNOR, 1997.

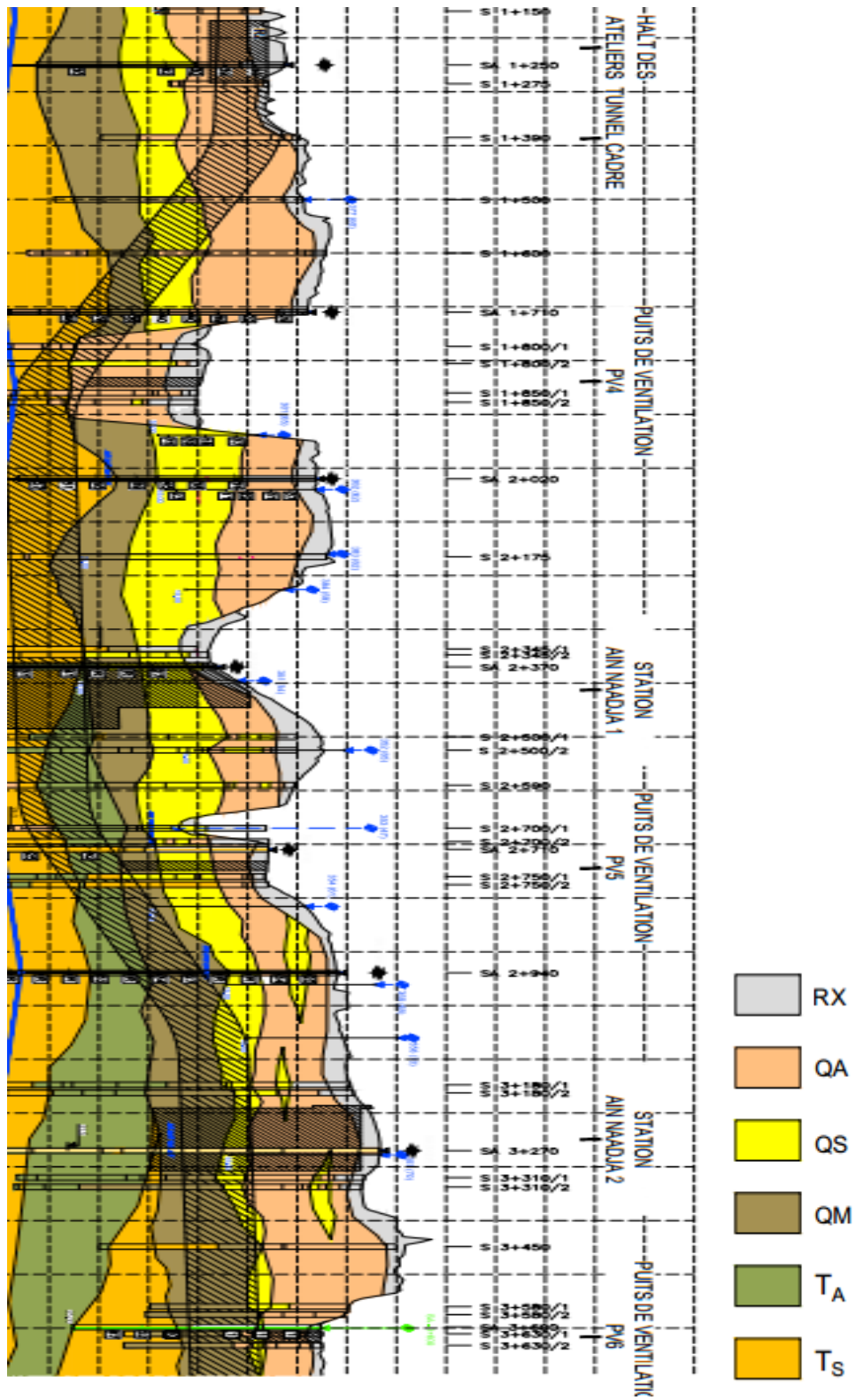
17. **Techniques de l'ingénieur.** EUROCODE 2. Béton Armé (C2 330).
18. **Techniques de l'ingénieur.** Travaux souterrains (C5 565).
19. **AFPS/AFTES.** Conception et protection parasismiques des ouvrages souterrains.
20. **CETU.** Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches. Paris : s.n., 2006.
21. **Dossier pilote des tunnels Génie Civil.** Section 2. 1998.
22. **Dossier pilote des tunnels Génie Civil.** Section 3. 1998.
23. **Dossier pilote des tunnels Génie Civil.** Section 5. 1998.
24. **Dossier pilote des tunnels Génie Civil.** Section 6. 1998.
25. **Dossier pilote des tunnels Génie Civil.** Section 1. 1998.
26. **Dossier pilote des tunnels Génie Civil.** Section 4. 1998.
27. **CHERCHALI, C. TUNNEL TOME 1:** Calcul soutènement provisoire. ALGER : s.n., 1993.
28. **TUNNEL TOME 2 :** Calcul revêtement définitif. ALGER : s.n., 1993.
29. **SAITTA, François. Manuel théorique C-Lambda.** 2004.
30. **P.G. Bonnier, S.C. Möler, P.A. Vermeer.** Bending moment and normal forces in tunnel linings. s.l. : Institute of géotechnical Engineering, University of Stuttgart, Germany.
31. **NATM.** Austrian Society for Geomechanics. The Austrian practice of conventional tunnelling. Salzburg
32. **M. Karakus, R.J. Fowell.** AN insight into the New Austrian Tunneling Method (NATM). Turkey : Département of mining Engineering inonu University Malatya , 2004.
33. **K.GOEL, Bhawani SINGH and Rajnish.** Tunnelling in weak rocks. 2006.
34. **EMA. Hypothèse Géotechnique.** Alger
35. **RPOA. Document technique règlementaire D.T.R,** regles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art. 2008.

36. **Mr.HAMOUTENE, M.** Cours de charpente métallique. ENP - Alger.
37. **Mr.BOUTEMEUR, R.** Cours de béton armé. ENP - Alger.
38. **Mr.BELKACEMI, S.** Cours de mécanique des sols. ENP-Alger.
39. **Mr.LAARIBI,** cours de résistance des matériaux. ENP-Alger.

ANNEXES

ANNEXE A

Coupe longitudinale (extension C)



ANNEXE B

Tracé en plan

