

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR 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'Etat en Génie Civil

Thème



Proposé et dirigé par :

Mr. A. LARIBI
Mr. C. CHERCHALI
Mr. ISSAD 

Présenté par :

Mr. DEKAR SOFIANE
Mr. DAHMANI OUSSAMA

Promotion: Juin 2013

Ecole Nationale Polytechnique, 10 Avenue Hassan Badi BP 182 El-Harrach Alger (Algérie)
Tél: 0213 21 52 53 01/03 -- Fax: 0213 21 52 29 73
www.enp.edu.dz

Remerciements

En préambule à ce mémoire nous remercions ALLAH qui nous a aidé et nous a donné la patience et le courage durant ces longues années d'études.

Nos remerciements vont ensuite à notre promoteur Monsieur LARIBI pour nous avoir encadré et guidé tout le long de ce travail.

Nous tenons à remercier sincèrement Monsieur M.CHERCHALI qui, en tant qu'encadreur, s'est toujours montré à l'écoute et a été très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'il a bien voulu nous consacrer et sans qui ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.

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

Nous sommes aussi très reconnaissants à Monsieur ISSAD, Directeur du projet M21 du métro d'Alger, et Monsieur AZZI, ingénieur à Cosider, qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Nous exprimons notre gratitude à tous les enseignants de l'ENP qui nous ont suivis tout au long de notre formation.

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.

Enfin, mille mercis adressés à nos familles pour les sacrifices qu'ils ont fournis pour que nous terminions nos études.

Dédicace

A ma mère,

Symbole de sacrifice, de tendresse et d'amour ; sont les moindres sentiments que je puisse te témoigner. Quoi que je fasse, je ne pourrais jamais te récompenser pour les grands sacrifices que tu as fait. Aucune dédicace ne saurait exprimer mes grandes admirations, mes considérations et mes sincères affections pour toi.

A mon père,

Ecole de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes les années des études, et qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager.

A mon binôme DEKAR SOFIANE , qui a était très compressif .

A mes chers grands parents qui m'ont soutenu et encouragé.

A mon frère , qui m'a éclairé mon chemin et qui m'a encouragé et soutenu toute au long de mes études.

A ma sœur, Que dieu te garde et te protège.

A mes chers tantes et oncles .

A mes cousins et cousines .

A mes amis.

A tous ceux qui me sont chères.

A tous ceux qui m'aiment.

A tous ceux que j'aime.

Je dédie ce travail.

OUSSAMA

Dédicace

Je dédie ce projet de fin d'étude

A mes chers parents

Tous les mots du monde ne sauraient exprimer l'immense amour que je vous porte, ni la profonde gratitude que je vous témoigne pour tous les efforts et les sacrifices que vous n'avez jamais cessé de consentir pour mon instruction et mon bien-être. C'est à travers vos encouragements que j'ai opté pour la réussite dans mes études, et c'est à travers vos critiques que je me suis réalisée. J'espère avoir répondu aux espoirs que vous avez fondés en moi. Je vous rends hommage par ce modeste travail en guise de ma reconnaissance éternelle.

A mon binôme DAHMANI OUSSAMA, qui a été très compréhensif

A mon frère, qui m'a éclairé mon chemin et qui m'a encouragé et soutenu toute au long de mes études

A ma sœur, Que dieu te garde et te protège.

A ma grand-mère qui m'a soutenu et encouragé.

A mes chers tantes et oncles.

A mes amis .

A tous ceux qui me sont chères.

A tous ceux qui m'aiment.

A tous ceux que j'aime.

Je dédie ce travail.

SOFIANE

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

ملخص

الموضوع : دراسة نفق منجم مترو الجزائر الرابط بين الحراش وسط و مطار هواري بومدين
الهدف من عملنا المتواضع هذا هو دراسة نفق منجم باستعمال تقنية NATM
(الطريقة النمساوية الجديدة لحفر الأنفاق) , وذلك باستعمال طريقتي الحساب ;
ردود الأفعال الغير محددة وحبس التقارب بالاعتماد على برنامج « SAP 2000 » .
الكلمات المفتاحية: نفق , NATM , دعم , غطاء نهائي , ردود الأفعال الغير محددة .

RÉSUMÉ

Sujet : Calcul d'un tunnel en mine cas du métro d'Alger, qui relie el Harrach centre-Aéroport International Houari Boumediene.

L'objectif de notre modeste travail est l'étude d'un tunnel en mine réalisé par la méthode NATM (La Nouvelle Méthode Autrichienne de Tunnel). Le soutènement provisoire et revêtement définitif sont dimensionnés par la méthode de calcul des réactions hyperstatiques et la méthode de convergence confinement. À cet effet, nous avons utilisé le logiciel SAP2000 pour la modélisation.

Mot clés: Tunnel, NATM, Soutènement, Revêtement définitif, Réactions Hyperstatiques.

ABSTRACT

Subject: Calculation of a mine tunnel in case of Algiers metro, which reads el Harrach center International Airport Houari Boumediene.

The objective of our work modest is the study of a tunnel made by the NATM method (The New Austrian Tunnel Method). The permanent and primary tunnel linings are designed by statically-indeterminate reaction method and the Convergence-Confinement method for this purpose, we used software SAP2000.

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



Liste des figures

- Figure I.1:** *Une galerie de reconnaissance [photo prise sur chantier -Place des Martyrs-].*
- Figure II.1:** *Classification globale des tunnels.*
- Figure II.2:** *Voute surbaissée.*
- Figure II.3:** *Technique de marinage.*
- Figure II.4:** *Différentes types de creusement.*
- Figure II.5:** *Schéma d'une section divisée.*
- Figure II.6:** *Schéma représentatif des principales étapes du creusement à l'explosif.*
- Figure II.7:** *Machine à attaque ponctuelle.*
- Figure II.8:** *Outils de coupes pour une machine à attaque ponctuelle.*
- Figure II.9:** *Représentation du tunnelier.*
- Figure II.10:** *Tunnelier avec bouclier à front ouvert.*
- Figure II.11:** *Tunnelier avec bouclier à front confiné.*
- Figure II.12:** *Schéma descriptif des constituants du tunnelier.*
- Figure II.13:** *Cintres lourds.*
- Figure II.14:** *Cintres réticulés.*
- Figure II.15:** *Cintres coulissants.*
- Figure II.16:** *Appuis de cintres fixes.*
- Figure II.17:** *Enfilage métallique.*
- Figure II.18:** *Dispositifs d'entretoisement de cintres lourds.*
- Figure II.19:** *Voûte parapluie en 3D.*
- Figure II.20:** *Exemple de voûtes parapluies successives et emboîtées.*
- Figure II.21:** *Renforcement du tunnel à l'aide de boulon (photo prise dans la section D6).*
- Figure II.22:** *Boulon à fente et coin.*
- Figure II.23:** *Boulon à coquille d'expansion.*
- Figure II.24:** *Boulon à ancrage ponctuel scellé à la résine*
- Figure II.25:** *Boulon à scellement réparti.*
- Figure II.26:** *Boulon à fente.*
- Figure II.27:** *Mise en place des boulons expansifs.*
- Figure II.28:** *Projection par voie sèche.*
- Figure II.29:** *Projection par voie humide.*
- Figure II.30:** *Voussoirs préfabriqués.*
- Figure II.31:** *Schéma représentant le soutènement par la méthode Autrichienne.*
- Figure II.32:** *Revêtement du tunnel.*
- Figure II.33:** *Étanchéité et système de drainage d'un tunnel.*
- Figure III.1:** *Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation.*
- Figure III.2:** *Hypothèse de théorie de TERZAGHI.*
- Figure III.3:** *Théorie des poids des terres.*
- Figure III.4:** *La poussée selon BIERBAUMER.*

- Figure III.5:** *Schéma représentatif de la méthode de COULOMB-RANKINE.*
- Figure III.6:** *Méthode Soviétique.*
- Figure III.7:** *Calcul des poussées au niveau du radier d'après TSIMBAREVITCH.*
- Figure III.8:** *Calcul des poussées au niveau du radier d'après TERZAGHI.*
- Figure IV.1:** *La pression fictive voisinage du front taille.*
- Figure IV.2:** *Représentation graphique de la méthode convergence-confinement.*
- Figure IV.3:** *Schéma classique d'un modèle aux réactions hyperstatiques, avec les forces actives et passives (ressorts).*
- Figure IV.4:** *Représentation de dimensions utilisées dans le soutènement provisoire.*
- Figure IV.5:** *Exemple de coffrage de tunnel.*
- Figure V.1:** *Schéma générale du réseau métro de la ville d'Alger.*
- Figure V.2:** *Carte géologique générale de l'Algérie.*
- Figure V.3:** *Vue en plan du tracer de la ligne 1 extension B.*
- Figure V.4:** *Caractéristiques géométriques d'une section du tunnel D10.*
- Figure V.5:** *Coupe géologique de calcul.*
- Figure V.6:** *Courbe caractéristique du terrain..*
- Figure V.7:** *Courbe de confinement.*
- Figure V.8:** *Courbe d'équilibre final de convergence- Confinement.*
- Figure VI.1:** *Les dimensions du cintre HEB.*
- Figure VI.2:** *Représentation de dimensions utilisées dans le soutènement provisoire.*
- Figure VI.3:** *Modèle aux réactions hyperstatiques, avec les forces actives et passives (ressorts).*
- Figure VI.4:** *La section équivalente du soutènement provisoire.*
- Figure VI.5:** *La déformée de la section équivalente du soutènement provisoire (SAP2000).*
- Figure VI.6:** *Diagramme du moment fléchissant.*
- Figure VI.7:** *Diagramme de l'effort tranchant.*
- Figure VI.8:** *Diagramme de l'effort normal.*
- Figure VI.9:** *Schéma descriptif de l'extrusion du tunnel.*
- Figure VI.10:** *Schéma du mécanisme de glissement selon MURAYAMA.*
- Figure VI.11:** *Schéma de la méthode MURAYAMA*
- Figure VI.12:** *Représentation d'état d'équilibre selon Peila.*
- Figure VI.13:** *Dimensions du tunnel D10.*
- Figure VI.14:** *Cible de convergence.*
- Figure VI.15:** *Déformations des sols et tassements de surface pendant le creusement d'un tunnel peu profond. Schéma de principe.*
- Figure VI.16:** *Allure générale de la cuvette de tassement (Clough et Schmidt, 1981).*
- Figure VI.17:** *Estimation des paramètres S_{max} et i (Peck, 1969).*
- Figure VI.18 (a):** *Schéma de perte de Volume de sol autour du tunnel*
- Figure VI.18 (b):** *Mouvement du sol.*
- Figure VII.1 :** *Vue en 3D de la section étudiée du revêtement définitif.*
- Figure VII.2 :** *Modèle de calcul du revêtement définitif.*
- Figure VII.3 :** *La Déformation en 2D du revêtement définitif.*
- Figure VII.4 :** *Diagramme du moment fléchissant du revêtement définitif.*

- Figure VII.5 :** *Diagramme de l'effort normal du revêtement définitif.*
- Figure VII.6 :** *Diagramme de l'effort tranchant du revêtement définitif.*
- Figure VII.7 :** *Section De la voûte présentée sur le logiciel SCOTEC.*
- Figure VII.8 :** *Section du radier présentée sur le logiciel SCOTEC.*
- Figure VII.9 :** *Disposition des armatures dans les différents éléments de la structure globale.*
- Figure VII.10:** *Ferraillage de la voûte.*
- Figure VII.11:** *Ferraillage du radier.*
- Figure VII.12 :** *Déplacement du terrain en champ libre.*
- Figure VII.13 :** *Interaction terrain-structure*

Liste des Tableaux

Tableau II.1 : *Tableau comparatif entre l'NATM et Tunnelier.*

Tableau III.1: *Les coefficients d'influence du terrain en fonction de sa nature.*

Tableau III.2: *Coefficient de résistance n_0 en fonction de φ .*

Tableau IV.1: *Choix du type de soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités (d'après AFTES, Groupe n°7,1974).*

Tableau IV.2: *Les coefficients des réactions d'appui.*

Tableau V.1: *Récapitulatif des différentes couches constituant le tracé.*

Tableau V.2: *Module d'élasticité dynamique G des types de sol différents.*

Tableau V.3: *Récapitulatif des propriétés géotechniques des couches constituant le tracé.*

Tableau V.4: *Résultats de sondage S 3+955.*

Tableau V.5: *Pression verticale active agissant sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel σ_v*

Tableau V.6: *Pression horizontal active agissant sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel σ_h .*

Tableau V.7: *Pression verticale active agissant sur le soutènement de la structure globale σ_v .*

Tableau V.8: *Pression horizontal active agissant sur le soutènement de la structure globale σ_h .*

Tableau V.9: *Récapitulatif des charges horizontal prisent en compte dans le calcul.*

Tableau V.10: *Classification des roches.*

Tableau V.11: *Les valeurs de la courbe de convergence.*

Tableau VI.1: *Critère de classification des sols cohérents d'après Clough and Smith [1981].*

Tableau VI.2: *Estimation de i à partir des relations empiriques.*

Tableau VI.3: *Relations empiriques permettant l'estimation de V_s/V_t .*

Tableau VI.4: *Les facteurs de calcule de l'équation « Eq VI. 7».*

Tableau VII.1: *Pressions sur le revêtement définitif (Cas statique « G »)*

Tableau VII.2: *Les efforts internes maximum exercés sur l'ouvrage.*

Tableau VII.3: *Ferrailage longitudinale (cas statique).*

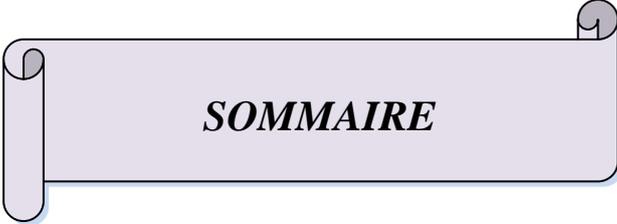
Tableau VII.4 : *Ferrailage transversale (cas statique).*

Tableau VII.5 : *Coefficients d'accélération de zone A.*

Tableau VII.6 : *Valeurs de la vitesse et du déplacement, pour une accélération A de 100 cm/s^2 , en fonction du type de site.*

Tableau VII.7 : *Données de calcul.*

Tableau VII.8 : *Les efforts internes maximum exercés sur l'ouvrage (cas sismique).*



SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
I. RECONNAISSANCES	
I.1 INTRODUCTION	3
I.2 LE PROGRAMME DE RECONNAISSANCE	3
I.2.1 <i>La collecte des données</i>	3
I.2.2 <i>La visite du site</i>	3
I.2.3 <i>La planification de la reconnaissance</i>	3
I.3 RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES	4
I.3.1 Objectif	4
I.3.2 Moyens de reconnaissances géologiques	4
I.3.2.1 <i>Inventaire des données géologiques existantes</i>	4
I.3.2.2 <i>Levé géologique de surface</i>	4
I.3.2.3 <i>Géophysique</i>	5
I.3.2.4 <i>Téledétection</i>	5
I.3.2.5 <i>Sondages</i>	5
I.4 RECONNAISSANCES HYDROGEOLOGIQUES	5
I.4.1 Problèmes posés par l'eau	6
I.4.2 Moyens de reconnaissances hydrogéologiques	6
I.4.2.1 <i>Inventaires des données existantes</i>	6
I.4.2.2 <i>Levé hydrogéologique de surface</i>	6
I.4.2.3 <i>Sondages</i>	7
I.5 RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES	7
I.5.1 Objectif	7
I.5.2 Moyens de reconnaissances géotechniques	8
I.5.2.1 <i>Sondages</i>	8
I.6 ESSAIS DE LABORATOIRE	8
I.7 GALERIE DE RECONNAISSANCE	8
I.8 CONCLUSION	9
II. CONCEPTION ET METHODES D'EXECUTIONS	10
II.1 CLASSIFICATION DES OUVRAGES SOUTERRAINS	10
II.2 CHOIX DE LA SECTION DU TUNNEL	10
II.3 CREUSEMENT	11
II.3.1 Introduction	11
II.3.2 Marinage des déblais	11
II.3.3 Méthodes de creusement	12
II.3.3.1 <i>Le creusement en pleine section</i>	12
II.3.3.2 <i>Le creusement en demi-section</i>	12
II.3.3.3 <i>Le creusement en section divisée</i>	13
II.3.4 Mode de creusement	13
II.3.4.1 <i>Creusement à l'explosif</i>	14
II.3.4.2 <i>Creusement mécanique</i>	15

a) <i>Machine à attaque ponctuelle</i>	15
b) <i>Machine à attaque globale « TBM »</i>	17
II.4 SOUTÈNEMENT	20
II.4.1 Les différents types de soutènement	20
II.4.1.1 <i>Les soutènements agissant comme un support</i>	21
A. Cintres métalliques	21
A.1) Cintres métalliques lourds	21
A.2) Cintres métalliques légers	22
B. Le blocage au terrain	23
C. Les blindages et enfilages	23
D. Les entretoises longitudinales	24
E. Tubes perforés	24
E.1) La voûte parapluie	25
II.4.1.2 <i>Les soutènements agissant par confinement du terrain</i>	26
A. Soutènement par boulonnage	26
A.1) Le boulonnage à ancrage ponctuel	26
A.2) Le boulonnage à scellement réparti	28
A.3) Le boulonnage à friction	28
B. Soutènement par Béton	29
C. Revêtement en voussoirs préfabriqués	31
II.4.1.3 <i>Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques</i>	31
II.4.1.4 <i>La nouvelle méthode Autrichienne (NATM)</i>	32
II.5 COMPARAISON ENTRE LES DEUX METHODES D'EXECUTION (NATM --TUNNELIER)	34
II.6 REVETEMENT	35
II.7 CONCLUSION	37
III. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES	38
III.1 INTRODUCTION	38
III.2 TYPES ET ORIGINES DES POUSSEES SOUTERRAINES	38
III.2.1 Poussées de détente	38
III.2.2 Poussées géologiques	39
III.2.3 Poussées de gonflement	39
III.3 LES METHODES DE DETERMINATION DES PRESSIONS SOUTERRAINES	40
III.3.1 Pressions verticales « σ_v »	40
III.3.1.1 <i>Théorie de TERZAGHI</i>	40
III.3.1.2 Théorie des poids des terres	41
III.3.1.3 Théorie de <i>BIERBAÜMER</i>	41
III.3.2 Pressions horizontales (σ_h)	42
III.3.2.1 <i>Théorie de TERZAGHI</i>	43
III.3.2.2 <i>La théorie de COULOMB-RANKINE</i>	43
III.3.2.3 <i>Théorie des poids des terres</i>	44
III.3.2.4 <i>L'expérience soviétique</i>	44
III.3.3 Evaluation de la pression agissant au niveau du radier	45
III.3.3.1 Méthode de <i>TSIMBARIÉVITCH</i>	45
III.3.3.2 <i>Vérification du non soulèvement</i>	47

V.2.6 Choix de la méthode de calcul	83
V.3 PRE-DIMENSIONNEMENT	84
V.3.1 Pré-dimensionnement de la couche de béton projeté	84
V.3.2 Choix des cintres	84
V.4 APPLICATION DE LA METHODE CONVERGENCE -CONFINEMENT	87
V.5 CONCLUSION	94
VI. VERIFICATION DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE	95
VI.1 PRINCIPE DE LA MODELISATION DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE	95
VI.2 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	95
VI.3 DETERMINATION DES CHARGES AGISSANT SUR LE SOUTÈNEMENT	96
VI.3.1 <i>La charge verticale</i>	96
VI.3.2 <i>La charge horizontale</i>	97
VI.3.3 <i>Réactions d'appuis</i>	98
VI.3.4 <i>Portance maximale du soutènement</i>	100
VI.3.5 <i>Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton Projeté</i>	101
VI.4 MODELISATION DE SOUTÈNEMENT PROVISOIRE	101
VI.4.1 <i>La méthode des réactions hyperstatiques</i>	101
VI.4.2 <i>Diagrammes des efforts</i>	103
VI.4.3 <i>Vérification du béton projeté</i>	104
VI.4.4 <i>Vérification du cintre</i>	106
VI.4.5 <i>Vérification au cisaillement</i>	107
VI.4.5.1 <i>Dans le béton projeté</i>	107
VI.4.5.2 <i>Vérification du cintre</i>	107
VI.5 STABILISATION DU FRONT DE TAILLE	108
VI.5.1 <i>Renforcement du front de taille</i>	110
VI.5.2 <i>Calcul de stabilité du front de taille</i>	110
VI.5.2.1 <i>Facteur de stabilité</i>	110
VI.5.2.2 <i>Calcul du nombre de boulons</i>	112
VI.6 TASSEMENT	113
VI.6.1 <i>Introduction</i>	113
VI.6.2 <i>Les mécanismes</i>	114
VI.6.3 <i>Limitation des tassements</i>	115
VI.6.4 <i>Amélioration du comportement des terrains</i>	116
VI.6.4.1 <i>Injection classique</i>	116
VI.6.4.2 <i>Injection solide</i>	116
VI.6.5 <i>Calcul des tassements</i>	117
VI.7 CONCLUSION	121
VII. LE REVETEMENT DEFINITIF	122
VII.1 ETUDE STATIQUE	122
VII.1.1 <i>Les pressions actives agissant au niveau de radier</i>	122
VII.1.2 <i>Vérification au non soulèvement</i>	123
VII.1.3 <i>Modélisation de revêtement définitif</i>	124
VII.1.4 <i>Ferraillage du revêtement définitif</i>	128
VII.2 ETUDE SISMIQUE	132
VII.2.1 <i>Objet</i>	132

VII.2.2 Principes généraux	132
VII.2.3 Déformabilité et ductilité	132
VII.2.4 Classification des tunnels	133
VII.2.5 Action sismique le long de l'axe du tunnel: Compression et flexion	133
VII.2.6 Déplacements et déformations en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel	133
A. Déplacement axial	133
B. Déplacement transversal	135
VII.2.7 Sollicitations induites sur le tunnel	136
1. Cas de non prise en compte de l'interaction terrain structure	136
2. Cas de prise en compte de l'interaction terrain- structure	137
3. Tunnels de structure continue sur une longueur supérieure à la longueur d'onde sismique	138
VII.3 CONCLUSION	140
CONCLUSION GENERALE	141
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	
ANNEXES	

INTRODUCTION GENERALE

La croissance explosive des villes et l'évolution démographique associées aux exigences d'amélioration de la qualité de vie et de la protection de l'environnement, génèrent une forte demande d'infrastructures souterraines telles que les parkings, tunnels métropolitains, routiers, ferroviaires...etc. Ces derniers sont devenus une priorité dans le cadre de la politique de réorganisation des espaces pour permettre une meilleure fluidité des transports en commun.

L'Algérie s'est engagée dans la bonne voie car elle a compris qu'en suivant une stratégie de développement du secteur des transports et particulièrement le transport ferroviaire souterrain, elle pourra garantir l'ascension économique et touristique de l'état, et cela pour plusieurs raisons comme :

- * Les tunnels de circulation en ville permettent de décongestionner le trafic en surface, de réduire les nuisances sonores et atmosphériques, et de réserver éventuellement une partie de la surface routière à d'autres usages.
- * Les souterrains sont des espaces naturels protégés , thermiquement et acoustiquement.
- * Les souterrains sont des espaces qui peuvent recevoir des infrastructures indésirables en surface.

Capitale du plus grand pays africain, Alger connaît une expansion galopante, son visage se métamorphose constamment. Autre fois, c'était la ville des calèches, aujourd'hui avec ses 5 million de voitures, la ville s'est transformée en un embouteillage géant, les entrées comme les sorties de la capitale sont un véritable enfer pour les automobilistes. Les infrastructures de transport existantes n'arrivent pas à réduire les disparités socio-spatiales et maîtriser l'éclatement urbain.

Pour répondre à la complexité des mutations citadines et de la gestion des enjeux actuels de la ville, les pouvoirs publics ont orienté les investissements en premier lieu vers l'augmentation du nombre de lignes de métro. Prés de 9 km de rails supplémentaires parcoureront les sous-sols de la banlieue Est d'Alger pour un accès plus rapide à l'Aéroport international Houari Boumediene.

L'objectif de ce modeste travail est d'aborder les principaux aspects de la construction du tunnel en mine D10, qui fait partie de l'extension B de la ligne 1 du métro reliant "El Harrach Gare - l'Aéroport Houari Boumediene".

Ce mémoire est composé d'une partie bibliographique qui illustre les différents aspects suivants :

- Reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du tracé.
- les différentes méthodes de creusement et de soutènement.
- l'évaluation des charges et surcharges.
- Dimensionnement et vérification du soutènement provisoire et du revêtement définitif.

Et d'une deuxième partie dédiée à la présentation des résultats obtenus lors de la vérification du soutènement provisoire et définitif du tunnel en mine D10.

Enfin, ce mémoire se termine par une conclusion générale.

BIBLIOGRAPHIE

CHAPITRE I

RECONNAISSANCES

I. RECONNAISSANCES [1]

I.1 INTRODUCTION

Le succès de tout projet de construction requiert une bonne planification des travaux et une juste estimation des difficultés et des coûts. La préparation du site est l'étape critique du projet, une mauvaise surprise de cette phase initiale peut compromettre la suite d'un projet. Compte tenu de l'importance structurale des tunnels, leur conception requière une excellente connaissance du milieu : leur choix et leur dimensionnement se fondent sur les résultats d'études sérieusement planifiées à l'intérieur d'un programme de reconnaissance géologique, hydrogéologique et géotechnique.

I.2 LE PROGRAMME DE RECONNAISSANCE

Il est évident que les ressources financières allouées à la reconnaissance sont toujours proportionnelles à l'ampleur du projet. La qualité et la sûreté d'une reconnaissance dépendent donc en grande partie des sommes qu'on y consacre, le programme de reconnaissance suivra les étapes ci-dessous.

I.2.1 *La collecte des données*

Dans le cas de projet d'envergure, la reconnaissance débute par la collecte de documents sur la région et le site de projet, rapports existants, cartes topographiques, hydrographique et géologiques à différentes échelles...., Ces nombreuses sources mettent en évidence les accidents géologiques majeurs et les anciennes zones de glissement, renseignant sur la nature des roches, le ruissellement et le drainage.

I.2.2 *La visite du site*

L'étude préliminaire des rapports des cartes et des photographies aériennes offre des garanties à l'échelle régionale. Mais il faut également visiter le site du projet afin de bien connaître le terrain.

Une enquête locale auprès des entreprises de forage, des bureaux d'ingénierie et d'architecture et des services techniques municipaux complétera la cueillette des données relatives aux conditions du sol et des nappes d'eau souterraines. Cette première visite du site permettra de prévoir des difficultés potentielles d'accès pour l'équipement de reconnaissance.

I.2.3 *La planification de la reconnaissance*

A l'aide des données rassemblées lors de l'étude des cartes et de la visite du site, on planifie la reconnaissance en tenant compte de la nature des dimensions et de la structure de l'ouvrage projeté.

Le nombre de sondages et leur localisation dépend surtout du type de projet et de l'homogénéité des conditions du sol. Quand à la profondeur de la reconnaissance elle dépend d'avantage du poids des ouvrages et de la valeur des contraintes appliquées au sol.

I.3 RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES

C'est l'identification du sol par observation visuelle des différentes couches, confirmée par l'examen des cartes géologiques. On observe donc pour cela des puits, galeries ou tranchées qui donnent une coupe généralement "fraîche" de sol. Il est aussi possible d'utiliser des cavités existantes. L'examen des carrières ou des tranchées, situées à proximité de la zone considérée, donne des précisions immédiates sur les sous-couches.

I.3.1 Objectif

Elles visent à donner au concepteur du tunnel les éléments suivants :

- ✚ Description des terrains rencontrés selon leur nature pétrographique et minéralogique, selon leur qualité, selon leurs discontinuités.
- ✚ Géologie régionale, histoire géologique et tectonique du massif.
- ✚ Structure du massif.
- ✚ Inventaire et localisation des accidents (failles, zones fracturées...).

I.3.2 Moyens de reconnaissances géologiques

Ces moyens sont nombreux, ils sont très importants pour l'étude d'un ouvrage souterrain :

I.3.2.1 Inventaire des données géologiques existantes

En général, il est indispensable de réunir la quasi-totalité des données de documents existant sur le massif étudié, leur liste est la suivante ;

- Archives de construction d'ouvrages souterrains dans des conditions analogues ou situés à proximité.
- Relevés de cavités souterraines.
- Cartes géologiques (1/50.000, 1/25.000).
- Photographies aériennes (1/15.000)
- Documents climatique et météorologique.

I.3.2.2 Levé géologique de surface

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

Le levé géologique doit comporter :

- * Le levé des affleurements avec indication de leur validité.
- * Inventaires des éléments concernant la tectonique (plissements, failles).
- * La mesure de l'orientation des discontinuités dans le cas des roches, (stratifications, fissures, diaclases,...) avec orientations réparties sur un diagramme.
- * La description des accidents de surface : glissements, effondrements, ...
- * L'examen des sites des têtes et si nécessaire des accès.

I.3.2.3 Géophysique

Les prospections géophysiques sont un complément habituel du levé géologique. Leur résultat ne peut être qu'une image globale sur la prévision de l'épaisseur des zones altérées, la structure de massif, l'appréciation de la qualité du rocher en profondeur, la détermination de la géométrie d'un accident.

I.3.2.4 Télédétection

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

Les informations provenant de l'interprétation d'un levé infrarouge thermique sont regroupées sur un document cartographique dont l'échelle est fonction de l'ouvrage concerné, mais aussi de la nature des accidents repérés.

I.3.2.5 Sondages

Les renseignements tirés des sondages (en particulier des sondages carottés) sont de plus en plus précieux car ils permettent de voir le sol et de prélever des échantillons. Ils fournissent des informations ponctuelles . Cependant , le nombre de sondages est forcément limité vu leur cout élevé, surtout lorsque la couverture dépasse plusieurs centaines de mètres .l'exécution des sondages doit être envisagée en liaison étroite avec le levé géologique et les prospections géophysiques. Ils restent utilisable seuls quand on ne peut effectuer ni levé de surface ni essais géophysiques, par exemple en zone très urbanisée.

Dans le cas le plus fréquent, les résultats des sondages doivent permettre, avec un maximum d'efficacité, la confirmation des hypothèses concernant la structure du massif faite à partir du levé de surface de l'étalonnage de la géophysique. De plus les sondages permettent de prélever des échantillons aux fins d'essais de laboratoire et d'effectuer un certain nombre d'essais in situ (diagraphies, mesures de perméabilités in situ,...)

I.4 RECONNAISSANCES HYDROGEOLOGIQUES

L'étude hydrogéologique analyse la présence d'eau et ses conséquences dans le sol. Elle complète l'étude géologique et géotechnique du terrain à excaver et avoisinant. Il est indispensable qu'une telle étude soit réalisée au préalable de la conception d'un tunnel. D'un point de vue économique, organisationnel et sécuritaire, l'anticipation est le meilleur outil pour gérer les problèmes engendrés par le sol et l'eau.

L'étude hydrogéologique tente de définir :

- ✚ Les débits d'eau.
- ✚ Les types de venues d'eau.
- ✚ Le régime hydraulique du secteur intéressé.
- ✚ La composition des eaux présentes.

Ces paramètres permettent d'appréhender des solutions telles que :

- ✓ La nécessité des méthodes de traitement du sol les plus adéquates (ex. : rabattement de nappe, injection, drainage...)
- ✓ Effectuer ou non des reconnaissances à l'avancement en fonction du type d'incertitude restant dans le sol.
- ✓ La conception et le dimensionnement du profil en travers et en long.
- ✓ Le type d'étanchéité.
- ✓ Le type de ciment à utiliser (ex. : présence d'eaux agressives...).

I.4.1 Problèmes posés par l'eau

Des venues d'eau importantes posent toujours des problèmes aux conséquences souvent très lourdes.

Dans le cas des sols, la présence d'une nappe peut entraîner :

- L'instabilité de l'excavation provoquée par un gradient hydraulique élevé au voisinage de la paroi.
- Des tassements sous les pieds droits.
- Des tassements de surface dus au rabattement de la nappe.

Dans le cas des roches, on peut craindre :

- Des venues d'eau abondantes et des débousses dans les roches très fissurées et les zones broyées.
- L'altération rapide de la roche excavée.

I.4.2 Moyens de reconnaissances hydrogéologiques

I.4.2.1 Inventaires des données existantes

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

I.4.2.2 Levé hydrogéologique de surface

Les synthèses des lèves géologiques et hydrogéologiques figurent généralement sur le même document, et il peut comprendre :

- Le relevé des sources, puits,...
- Le relevé des zones d'infiltration.
- Les mesures de débit des sources et puits.

I.4.2.3 Sondages

Ils vont permettre d'effectuer des observations et des mesures in situ très utiles à la compréhension de l'environnement hydrogéologique de l'ouvrage projeté. Il s'agit principalement de :

- L'observation pendant l'exécution du sondage comme pertes partielles ou totales du fluide de forage, venues d'eau dans le forage, traces de circulation d'eau repérées sur la carotte.
- Essai in situ pour quantifier les caractéristiques des terrains (perméabilité) et de la nappe (extension, coefficient d'emmagasinement, transmissivité,)
- Les essais au micro-moulinet en forage, qui donne une vision continue de la perméabilité tout au long du forage.
- La pose des piézomètres pour préciser les niveaux des nappes.

I.5 RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES

Même si historiquement, la géologie a constitué le paramètre essentiel de l'art des tunnels, ainsi qu'en témoignent les premières classifications élaborées dans le cadre d'une formalisation des méthodes empiriques et fondées sur des critères géologiques, il n'en est plus de même aujourd'hui où l'analyse des conditions de stabilité de l'excavation et de son environnement comporte une part beaucoup plus importante d'approche par le calcul faisant intervenir les valeurs des paramètres caractéristiques du comportement géomécanique du matériau dont la détermination nécessite des procédures spécifiques.

I.5.1 Objectif

Globalement, les reconnaissances géotechniques ont pour but de révéler la présence de tout facteur environnemental lié au sol ou à la roche et susceptible d'influer sur le comportement de l'ouvrage. Dans son ensemble, la reconnaissance comprend la planification, la recherche, ainsi que la cueillette et la communication des données relatives aux propriétés du sol. Ses objectifs sont les suivants:

- ✚ révéler la présence actuelle ou potentielle de tout accident ou phénomène géologique présentant des dangers pour l'ouvrage : faille, zone de glissement ou de coulée, instabilité de talus, etc.
- ✚ décrire la stratigraphie, c'est à dire la succession des différentes couches géologiques, leur nature et leur épaisseur.

Dans la pratique, il convient de distinguer dans les sols, le cas des tunnels peu profonds, et celui des tunnels à grande profondeur. Les sols indurés et les roches tendres, fréquemment rencontrés dans les tunnels peu profonds, peuvent poser des problèmes relevant du cas des sols ou de celui des roches.

I.5.2 Moyens de reconnaissances géotechniques

I.5.2.1 Sondages

Ils vont permettre d'effectuer des mesures in situ et éventuellement, des prélèvements d'échantillons pour des essais de laboratoire. Les principaux essais et mesures in situ sont :

- La mesure de contraintes in situ soit par surcarottage, soit par fracturation hydraulique.
- La diagraphie instantanée et différées en forage.
- L'essai de pénétration statique peut donner des informations utilisables dans le cas d'un tunnel foré dans un sol ou une roche meuble et sous faible couverture et pour le dimensionnement des ouvrages de tête situés dans des sols.

I.6 ESSAIS DE LABORATOIRE

On citera les essais les plus utilisés dans le cadre des reconnaissances des ouvrages souterrains.

- Sols :

Essais d'identification : masse volumique, teneur en eau naturelle, indice des vides, limites d'Atterberg, granulométrie et sédimentométrie, minéralogie. Pour déterminer les caractéristiques mécaniques des sols et calculer la déformation de la surface : essais de cisaillement à la boîte, essais triaxiaux, essais œdométriques, essais de compression simple...

- Roche :

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

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

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

I.7 GALERIE DE RECONNAISSANCE

Il s'agit d'une technique beaucoup plus coûteuse qui n'est généralement mise en œuvre que pour des reconnaissances à gros budget. Elle permet d'obtenir toutes les données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques (essais et mesures in situ, mesure des déformations, prélèvements d'échantillons pour essais de laboratoire...) nécessaires à l'établissement d'un projet d'exécution détaillé.

Les avantages des galeries sont nombreux :

- Disponibilité permanente des observations.
- Possibilité de réaliser une très vaste gamme d'essai.
- Possibilité de réemploi dans des ouvrages définitifs, soit directement (galerie de visite ou d'injection), soit après élargissement (reprise d'une galerie de reconnaissance en galerie de dérivation provisoire)

L'inconvénient principal est le prix de revient, conditionné par le mode d'exécution, manuel ou mécanique.



Figure I.1: Une galerie de reconnaissance [photo prise sur chantier -Place des Martyrs-].

I.8 CONCLUSION

Pour conclure, dans ce chapitre nous insisterons sur le fait qu'une campagne de reconnaissance doit toujours être menée avec méthode et précision. Le choix d'un type d'appareil doit se faire en fonction de la nature du terrain et surtout de la nature du problème à résoudre. Il est rare qu'une seule méthode donne les résultats escomptés et l'on doit souvent combiner plusieurs observations et/ou plusieurs mesures.

Dans le cas des projets importants, il est nécessaire de conduire la campagne par étapes successives allant de la résolution des problèmes généraux à celles des points particuliers. On réservera toujours les essais ponctuels et coûteux pour la deuxième ou la troisième phase, après que la reconnaissance globale du site et la mise en évidence des principales difficultés auront été effectués.

CHAPITRE II
CONCEPTION ET METHODES
D'EXECUTIONS

II. CONCEPTION ET METHODES D'EXECUTIONS [2]

II.1 CLASSIFICATION DES OUVRAGES SOUTERRAINS

Les ouvrages souterrains ont des caractéristiques spécifiques dues à leur fonctionnement et destination, de l'environnement et du milieu de construction, des méthodes et des techniques de creusement.

Du point de vue technique, la bibliographie existante classe les tunnels selon plusieurs critères, l'organigramme de la Figure II.1 fournit une classification globale des ouvrages souterrains selon quatre critères. Selon le positionnement du tunnel par rapport à la surface du terrain, le fonctionnement de l'ouvrage, la forme de la section, la topographie adjacente et selon les emplacements dont le tunnel relie.

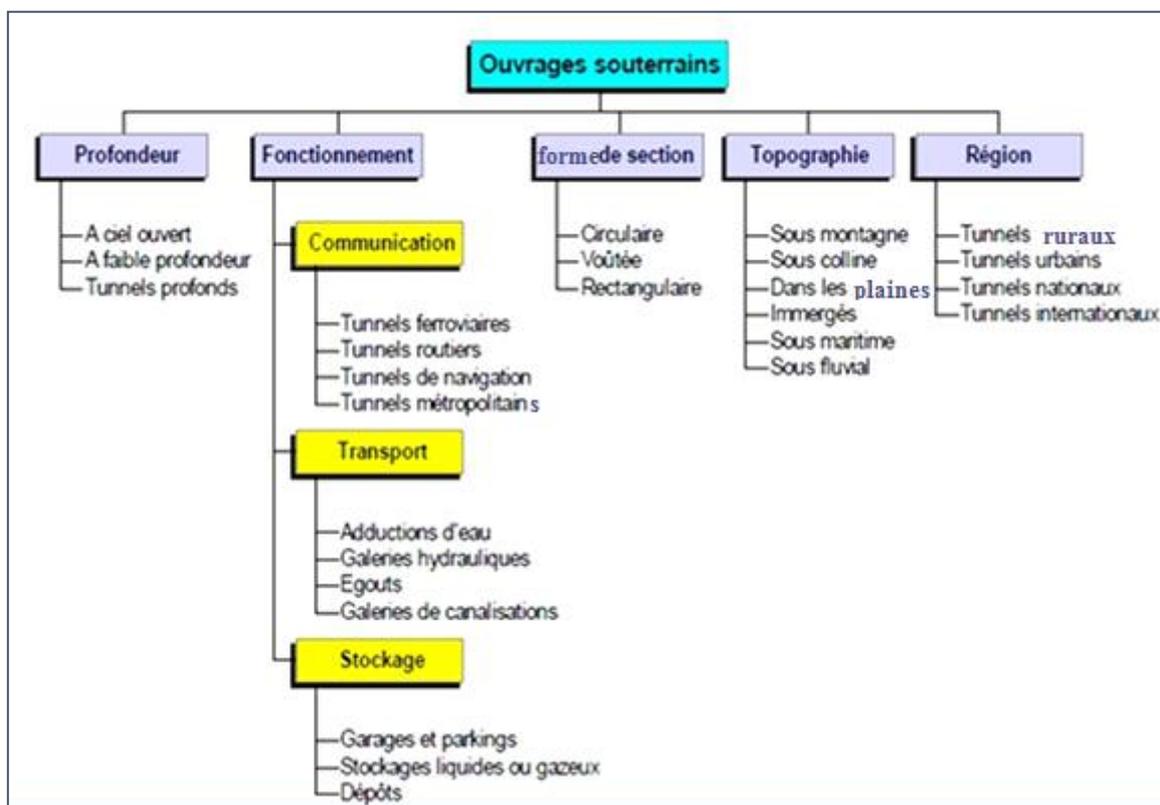


Figure II.1: Classification globale des tunnels.

II.2 CHOIX DE LA SECTION DU TUNNEL [10]

Avant toute décision une série d'essais de sol sont effectués afin de pouvoir déterminer les caractéristiques des différentes couches dans lesquelles le tunnel viendra se loger, ainsi que d'indiquer la présence de nappe phréatique dans la zone de travail. Il est rare de se trouver dans le cas d'un sol homogène et continu. Le choix de la section dépend de plusieurs facteurs. Premièrement elle doit permettre de remplir la fonction pour lequel le tunnel a été conçu, comme le passage de véhicules, de l'espace pour placer l'éclairage, la ventilation, caniveaux d'évacuation d'eau et câbles, espaces de secours... Donc tout ce qui est nécessaire pour assurer un bon fonctionnement dans le tunnel.

Deuxièmement elle va dépendre de la stabilité du sol. Pour un sol très déformable ou soumis à de grandes contraintes, il est par exemple plus indiqué d'opter pour une section circulaire permettant ainsi de mieux résister aux efforts. Dans le cas contraire où le sol est dit auto stable, grâce à l'effet de voûte crée, il est plus indiqué de choisir une section dite voûte surbaissée à plusieurs rayons.

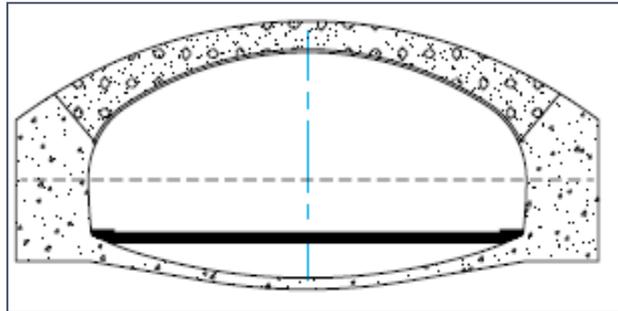


Figure II.2: Voûte surbaissée.

Le choix de la section va naturellement dépendre de l'aspect économique et donc le nombre de m³ à excaver ainsi que de la méthode d'exécution. Le choix de la méthode d'exécution va dépendre de plusieurs facteurs comme le sol dans lequel le tunnel est réalisé, la sensibilité aux déformations et vibrations des ouvrages dans l'environnement du poste de travail, l'affectation du tunnel, ... Afin d'obtenir une section la plus uniforme possible pour une raison d'esthétisme et d'économie.

II.3 CREUSEMENT [2]

II.3.1 Introduction

Le creusement des tunnels dans des sites urbains est une opération assez compliquée car elle est reliée à plusieurs paramètres qui peuvent affecter le sol et les structures en surface. Suivant les différents modes de creusement, l'excavation des terrains peut se faire en fonction du type du terrain rencontré, de la géométrie de l'ouvrage et de sa profondeur. Les techniques de construction doivent assurer la stabilité du terrain, l'économie, la rapidité et la sécurité.

Depuis une trentaine d'années, des nouvelles méthodes de construction ont été introduites. Elles permettent de réaliser les travaux en site urbain dans des conditions géologiques difficiles sans provoquer de dégâts majeurs en surface. Le développement technologique a donné la possibilité d'augmenter les dimensions de l'excavation et d'automatiser le travail en utilisant une machine multifonctionnelle (le tunnelier).

La bonne connaissance des différentes techniques de creusement constitue une base importante pour pouvoir comprendre la réponse du terrain lors de son creusement.

II.3.2 Marinage des déblais

On appelle marinage l'opération qui consiste à collecter les déblais et à les évacuer à l'extérieur. Le mode de marinage dépend de la consistance des déblais, c'est-à-dire à la fois

des caractéristiques du terrain et de son mode d'excavation. Il dépend aussi de la section et de la longueur du tunnel, et de l'organisation générale du chantier. L'opération de marinage peut être décomposée en : chargement, transport, déchargement.

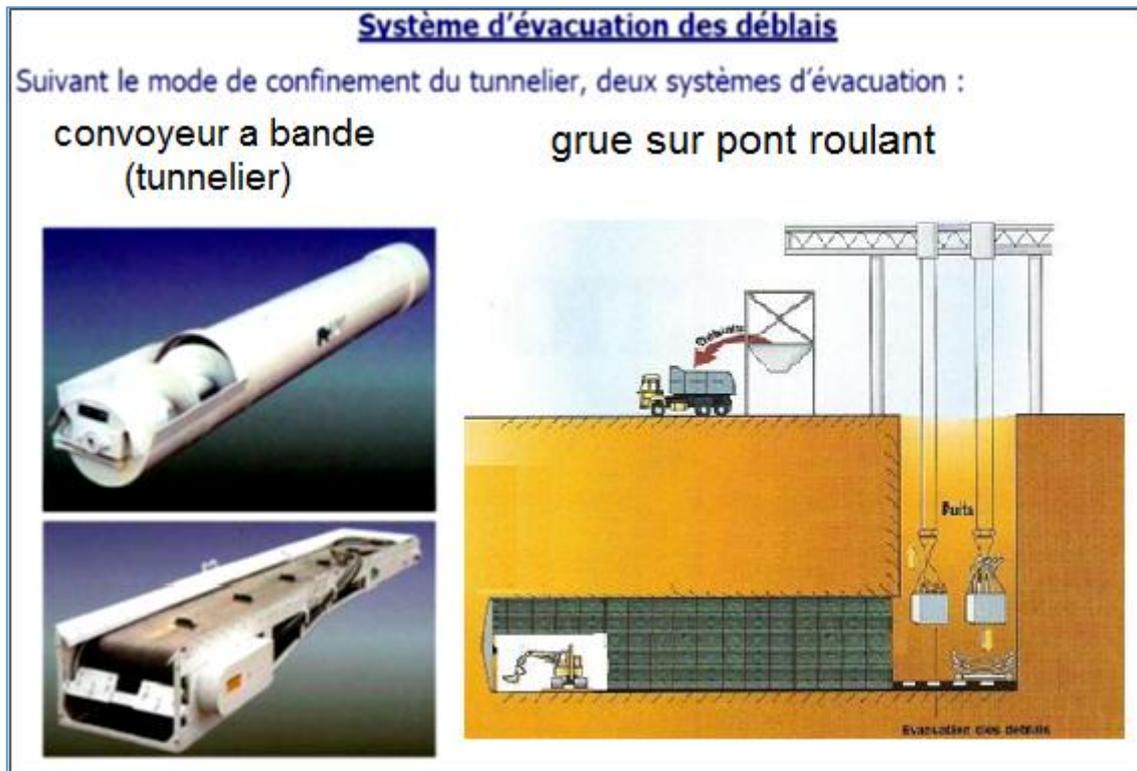


Figure II.3: Technique de marinage. [15]

II.3.3 Méthodes de creusement

L'excavation peut se faire suivant différents modes d'attaque, en fonction de la qualité du terrain rencontré :

II.3.3.1 *Le creusement en pleine section*

Il est bien adapté aux terrains durs et très stables. Ce type de creusement donne lieu au dégagement complet de la section principale de l'ouvrage en une seule passe.

II.3.3.2 *Le creusement en demi-section*

Plutôt adapté en présence de terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Pour ce type de creusement, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps. Le soutènement doit éventuellement être mis en place avant le creusement, en partie supérieure (cintres, blindage, béton projeté, béton) et inférieure (micro pieux, "jet-grouting"). Le revêtement définitif est généralement mis en place après la réalisation de l'excavation de la totalité de la section.

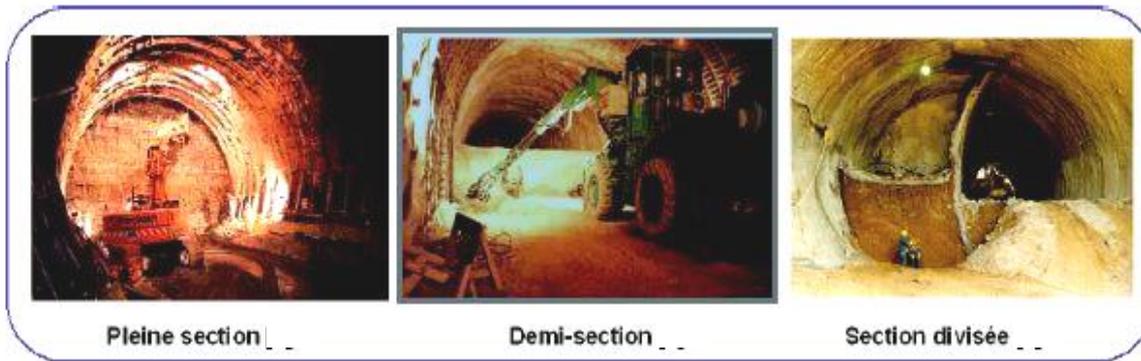


Figure II.4: Différentes types de creusement.

II.3.3.3 Le creusement en section divisée

Il est choisi quand les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer la stabilité du front ou dans le cas de grandes dimensions de l'ouvrage. Le creusement est effectué en phases successives de haut en bas, de bas en haut ou de façon symétrique avec soutènement de chaque partie creusée.

L'avantage de cette méthode est sa facilité de mise en œuvre ainsi que sa modularité en fonction des conditions rencontrées pendant le creusement. Elle est donc bien adaptée aux tunnels de faible profondeur. En revanche, elle n'est pas utilisable pour les travaux en terrain très peu cohérent ou argileux, de même que dans les terrains aquifères sans traitement préalable.

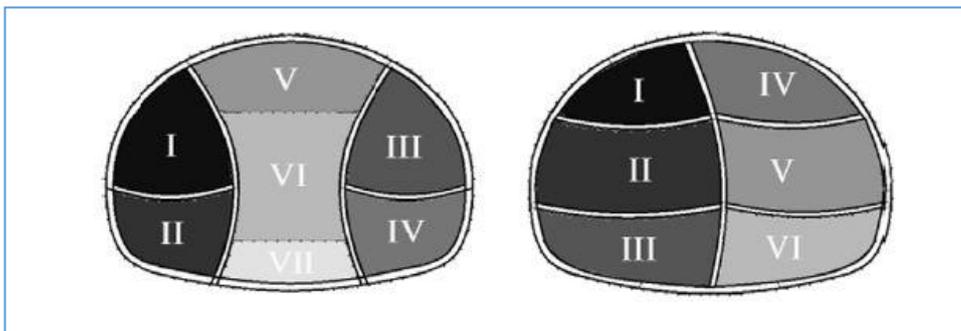


Figure II.5: Schéma d'une section divisée. [15]

II.3.4 Mode de creusement

Deux principaux modes d'exécution des tunnels peuvent être utilisés. Le choix de la technique à employer résulte d'un compromis entre les exigences liées à la géométrie de l'ouvrage à réaliser, les caractéristiques du terrain à creuser, les spécificités du site et de son environnement et les contraintes géologiques et hydrogéologiques (présence ou non de la nappe phréatique).

II.3.4.1 Creusement à l'explosif

L'abattage avec emploi d'explosifs a été pendant de nombreuses années la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à élevée, à tel point qu'elle est également connue comme la méthode 'conventionnelle' d'excavation.

Il est généralement utilisé pour l'exécution des tunnels situés dans les roches pour lesquelles un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique n'est plus envisageable, du point de vue technique ou économique.

La séquence de tir prévoit normalement de faire sauter d'abord les charges situées au centre du front de taille, afin de dégager un bouchon, puis de faire sauter les charges de plus en plus périphériques avec un retard de quelques micro-secondes, comme l'indique la figure ci-dessous :

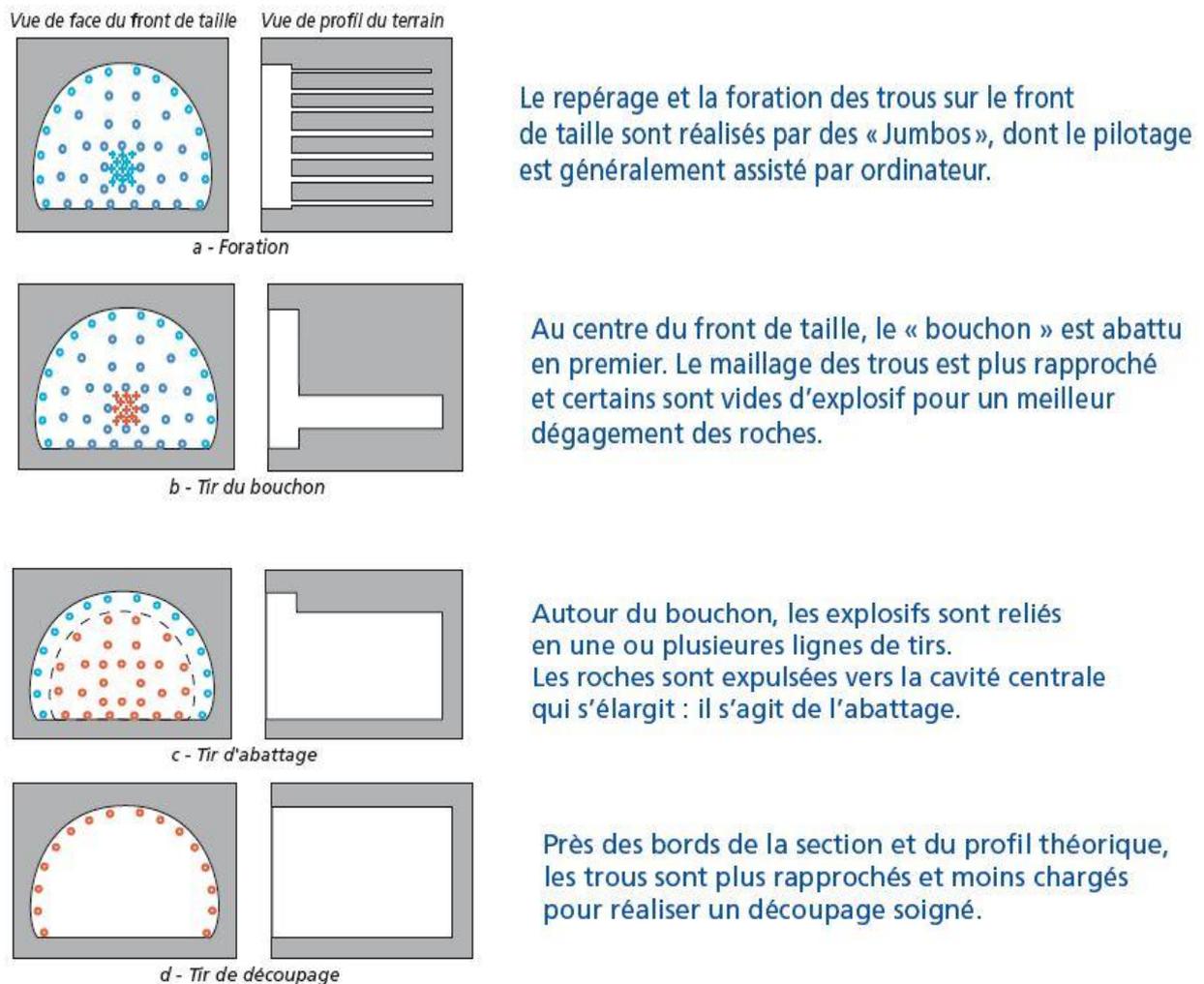


Figure II.6 : Schéma représentatif des principales étapes du creusement à l'explosif.

Avantages

- ✓ Souplesse de la méthode, au niveau du profil à réaliser et de l'adaptation aux différentes catégories de terrains rencontrés.
- ✓ Pour les roches dures : meilleurs résultats d'efficacité et de rendement.
- ✓ Utilisation ponctuelle possible pour des terrains hétérogènes : "pétardages".

Inconvénients

- ✓ Les effets sismiques de l'explosif : vibrations engendrées par les tirs se propageant sous forme d'ébranlements vers les structures avoisinantes.
- ✓ Les effets parasites de l'explosif : création d'hors-profil d'excavation et/ou d'une zone de massif fortement perturbée au pourtour de l'excavation

Remarque: cette méthode n'est plus utilisée en Algérie pour des raisons sécuritaires en premier lieu mais aussi pour ses dérangements causés par l'effet des explosions.

II.3.4.2 Creusement mécanique

A la fin du 19^e siècle, l'emploi de l'explosif dans les mines et les travaux souterrains a marqué vraiment une étape décisive pour le développement de ces travaux, il est vrai que l'une des préoccupations majeures des techniciens, aujourd'hui, est de s'affranchir des inconvénients liés à l'explosif qui sont essentiellement : l'ébranlement et la désorganisation du terrain encaissant, les hors profils, les risques d'accidents spécifiques, les coûts induits par ces inconvénients, notamment en matière de soutènement et de revêtement.

Mais le passage du creusement à l'explosif au creusement mécanique s'est très longtemps heurté à un obstacle économique majeur à cause du coût relativement faible de l'énergie chimique contenue dans l'explosif par rapport à l'énergie mécanique, dite noble. La raréfaction des équipes de mineurs, personnel très spécialisé, a accéléré l'évolution, alors qu'une meilleure connaissance théorique des conditions d'attaque du terrain par des outils mécaniques et les progrès dans la configuration des têtes d'abattage permettaient d'en élargir le champ d'application à des gammes de terrains de plus en plus variées et d'en améliorer le rendement.

a) Machine à attaque ponctuelle

Dans les roches tendres (craies, marnes, schistes altérés...), l'usage de l'explosif est efficacement remplacé par l'emploi de machines à attaque ponctuelle. Elles s'inspirent directement du travail du mineur : un bras articulé vient "gratter" et abattre le terrain du front. Progressivement l'engin excave la section entière par un cheminement adapté. Ces machines mobiles peuvent être une adaptation directe des haveuses à pics de l'industrie minière, un Brise-Roches Hydraulique (BRH) ou bien simplement une pelle retro de chantier. Lorsque le terrain s'y prête ($R_c < 80\text{MPa}$), le rendement de cette méthode est bien meilleur que celui de l'explosif.



Figure II.7 : Machine à attaque ponctuelle.[15]

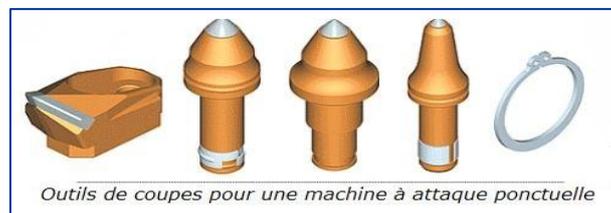


Figure II.8 : Outils de coupes pour une machine à attaque ponctuelle.

Avantages

Par rapport à l'explosif

- ✓ limitation des ébranlements dans le terrain encaissant.
- ✓ diminution du soutènement et du béton de remplissage.
- ✓ cycle continu d'excavation autorisant de meilleurs rendements.

Par rapport à une machine foreuse pleine section :

- ✓ grande accessibilité au front de taille,
- ✓ maniabilité et souplesse d'emploi dans les variations de qualité des terrains.

Inconvénients

- ✓ Limite d'emploi : terrains présentant une résistance à la compression maximale de 120 MPa, soient les classes R3 à R5.
- ✓ L'usage de ce type de machine est déconseillé au fur et à mesure que les terrains deviennent de plus en plus tendres ou de plus en plus durs.
- ✓ L'attaque de faciès argileux en présence d'eau peut entraîner un phénomène de collage ou de colmatage des outils d'abattage.

b) Machine à attaque globale « TBM » [3]

Un bouclier est un système de protection constitué d'une structure métallique complète ou partielle à l'abri de laquelle s'effectuent les opérations de terrassement. Le soutènement ou le revêtement peuvent également être mis en œuvre à l'abri du bouclier.

Le tunnelier est un engin de génie-civil servant à creuser des tunnels, travaillant de manière continue et en pleine section, contrairement à la machine à attaque ponctuelle.

Les tunneliers d'aujourd'hui sont de véritables bijoux de technologie. En effet, en plus de creuser les tunnels, cet engin permet de poser le soutènement du tunnel. Par exemple pour les tunnels ferroviaires, c'est cette technique qui est souvent utilisée car elle est très rapide. Après le passage du tunnelier, il reste à faire la galerie technique, comprenant l'évacuation des eaux, les câbles électriques et les accessoires relatifs à la signalisation et à la sécurité.

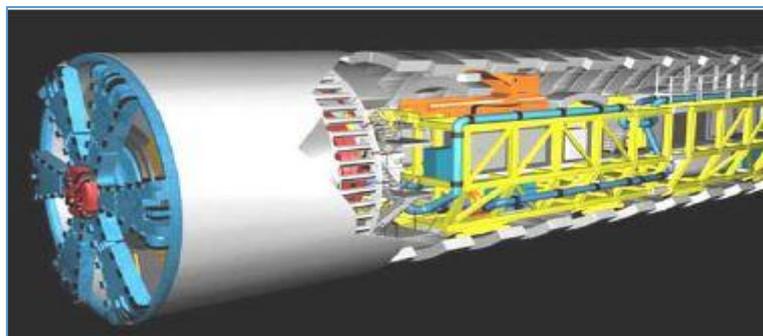


Figure II.9 : Représentation du tunnelier.

➤ Les différents types de tunnelier

Il existe plusieurs types de tunneliers selon la nature du sol principalement. Il doit en effet s'adapter aux caractéristiques et donc aux contraintes du sol à attaquer. Le choix du tunnelier dépend du type de tunnel à construire : routier, ferroviaire, hydraulique, ...

❖ Tunnelier avec bouclier à front ouvert

Ce type de machine est le plus simple des tunneliers. Il est donc composé d'un bouclier. L'avantage de celui-ci, c'est de soutenir la paroi du tunnel près du front le temps de poser le soutènement. Il est utilisé dans les cas où :

- Les parois peuvent nécessiter un soutènement ou un revêtement définitif immédiat.
- Le front d'attaque peut rester stable le temps de poser le soutènement
- Terrain de caractéristiques moyennes, pas de risque d'avoir de percée d'eau ou d'effondrement dû à la pression hydrostatique.



Figure II.10 : Tunnelier avec bouclier à front ouvert.

❖ Tunnelier avec bouclier à front confiné

Ce type de tunnelier est la nouvelle génération de machine à creuser. Avant l'apparition de ce système, le creusement de certains tunnels nécessitait des méthodes longues et onéreuses telles que le traitement du terrain ou la congélation.

En fait, « à front confiné » signifie que juste derrière la tête de coupe se trouve une chambre étanche. Celle-ci est équipée de moyen d'excavation mis sous pression afin d'assurer la stabilité du terrain lors de l'attaque du front.

Cette technique est donc utilisée pour des terrains fragiles et meubles. Il est donc important de mettre en place le soutènement très rapidement après le passage du front d'attaque.

Pour remédier à cela, on fera une injection de mortier contre la roche et on placera les voussoirs (en béton préfabriqué) à l'intérieur de la jupe du tunnelier. De cette manière les parois du tunnel sont soutenues en permanence et on évitera un tassement des parois.

Il existe trois sortes de confinement, par air comprimé, hydraulique et pâteux, le but est de maintenir les trois phases en équilibre. La matière à mettre sous pression peut-être : gaz, liquide ou solide

- * **Confinement par air comprimé** très peu utilisé car l'air doit être fortement comprimé pour être utile.
- * **Confinement hydraulique** est une méthode qui consiste à placer de la boue (boue bentonite) dans la chambre avant du tunnelier maintenue sous pression de sorte à équilibrer la pression hydrostatique ainsi que la cohésion des grains du sol.
- * **Confinement pâteux** au lieu d'utiliser de la boue spéciale on prélève des matériaux extraits du creusement pour les envoyer sous pression comme avec la boue. Bien évidemment le type de sol doit se prêter correctement à cette utilisation.



Figure II.11 : Tunnelier avec bouclier à front confiné.

➤ Constitution du tunnelier

La figure ci-dessous résume les différentes constituants du tunnelier :

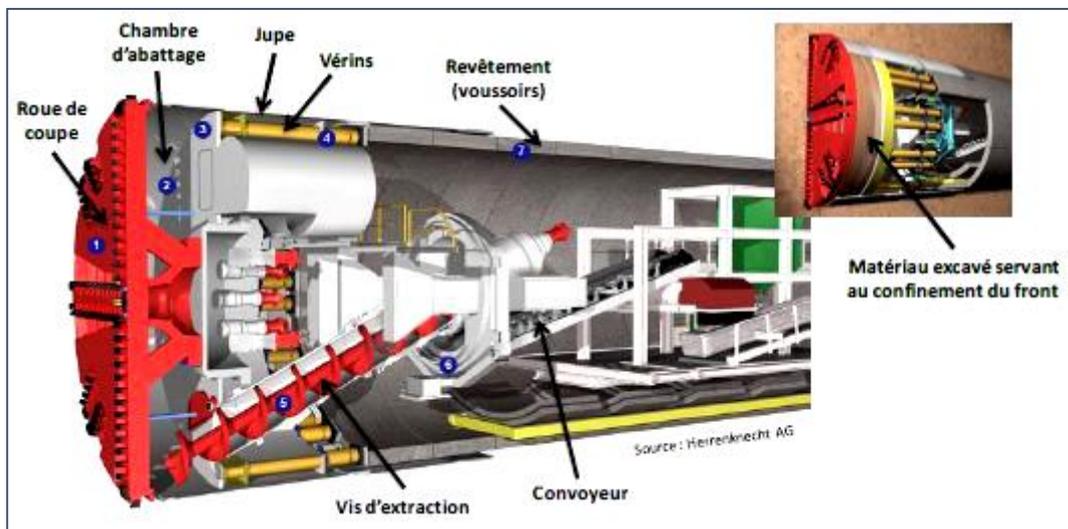


Figure II.12 : Schéma descriptif des constituants du tunnelier.

Pour plus de détails sur les constituants du tunnelier, consulter les Annexes C.

➤ Phases de construction par tunnelier

La construction des tunnels par tunnelier passe par différentes étapes successives ou simultanées. Le fonctionnement du tunnelier varie selon son type mais il suit toujours le même principe :

- i. Excavation du terrain : c'est le découpage du sol dans la chambre d'abattage à l'aide d'une roue de coupe qui est munie de différents types d'outils selon le type du sol (dents et/ou molettes).
- ii. Pour faire avancer le tunnelier dans le sol : les vérins s'appuient contre les voussoirs déjà installés pour pousser la tête du tunnelier vers le front de taille.

- iii. Pendant la phase de creusement, la stabilité du front de taille est assurée par la tête de coupe qui exerce constamment une pression sur lui.
- iv. L'évacuation des matériaux excavés se fait à l'arrière de la machine, au fur et à mesure de l'excavation et de l'avancement du tunnelier. Ces déblais seront transportés jusqu'à l'installation de décharge soit par une vis d'Archimède puis par convoyeur à bande. Dans le cas de l'utilisation de la boue dans la chambre d'abattage l'évacuation sera réalisée par pompage de la boue pour la filtrer et la traiter avant de la réutiliser au front.
- v. Le tunnelier avance dans le terrain d'une certaine distance (1-2) m, ensuite il s'arrête pour réaliser la mise en place du revêtement à l'abri de la jupe du tunnelier. Ce revêtement est généralement constitué de voussoirs préfabriqués en béton armé (d'une épaisseur variable selon le diamètre du tunnel), boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre les voussoirs d'un même anneau et des anneaux successifs.
- vi. La dernière phase sera l'injection de ces vides annulaires par un mortier de bourrage pour améliorer la solidité du sol et diminuer le tassement de surface. L'injection doit se réaliser le plus rapidement possible après l'installation des anneaux.

Avantages

- ✓ Rapidité d'exécution.
- ✓ Rendement et rentabilité.
- ✓ Petits délais.
- ✓ Possibilité de projet énorme.
- ✓ Simultanéité des différentes étapes de constructions.
- ✓ Adaptable à différents sols.

Inconvénients

- ✓ Coût.
- ✓ Encombrement.
- ✓ Demande du personnel qualifié.
- ✓ Usage unique.

II.4 SOUTÈNEMENT [13]

le soutènement est un système de protection et d'assurance de la stabilité de l'ouvrage contre tous les incidents d'instabilité survenue pendant l'exécution des travaux en exerçant une certaine pression contre le terrain et en supportant le poids du toit de la galerie creusé. Le rôle du soutènement est de permettre l'établissement de cet état d'équilibre dans de bonnes conditions, en limitant l'extension du volume de terrain décomprimé autour de la cavité.

II.4.1 Les différents types de soutènement

Le choix du soutènement est lié aux exigences du terrain et à la fonction de protection du personnel puis de celui des usagers. Selon leur mode de fonctionnement, les soutènements sont classés en quatre principales catégories :

II.4.1.1 Les soutènements agissant comme un support

L'action de support se distingue par une forte résistance relative des éléments de soutènement qui, en limitant l'amplitude des déformations de l'un et de l'autre, privilégie la résistance du soutènement par rapport aux capacités de résistances propres du terrain. Les éléments employés sont essentiellement :

- Les cintres (lourds et légers).
- Plaques métalliques assemblées.
- Tubes perforés.
- Voussoirs en béton.
- Bouclier.

A. Cintres métalliques

Les cintres sont des ossatures, composés d'éléments rigides, en forme d'arc, dépendant de la section transversale du tunnel, qu'on vient plaquer contre la paroi d'excavation.

Les cintres ont principalement deux modes de fonctionnement d'une part un cintre est dit « protecteur » dans le cas où il ne contrera pas l'effet de convergence du tunnel, mais sera uniquement là afin de contrer la chute de roches. D'autre part il y a le mode de fonctionnement dit « soutènement » où le cintre contrera la convergence du tunnel. Dans ce dernier mode on distingue les cintres rigides qui pourront reprendre des grandes sollicitations tout en s'assurant d'une faible déformation et des cintres légers qui admettront une plus grande déformation afin de limiter les efforts auxquels elles sont soumises. On va retrouver le plus fréquemment des cintres en béton, ou acier, tous auront leurs critères d'utilisations.

Il existe différents modèles de cintres :

A.1) Cintres métalliques lourds

Si ce type de cintres est correctement bloqué il pourra fonctionner selon le mode soutènement et le mode protecteur. Le mode soutènement est assuré par leur grande inertie.

Toutefois il faut faire attention au fait que par leur grande rigidité, ils contreront fortement la convergence du tunnel ce qui résultera en une augmentation de pression du sol entourant. Ainsi le cintre pourrait rompre brutalement. Ce qui se présente dans le cas de tunnels de grandes dimensions et sous une forte couverture.

Nous distinguons 3 types de cintres métalliques lourds :

- ✓ **Les profilés simples** : généralement des HEA, HEB, IPN et IPE, ne dépassant pas plus de 220mm.
- ✓ **Les profilés accouplés** : afin d'augmenter l'inertie du cintre tout en gardant une hauteur du profilé raisonnable on vient accoupler deux profilés simples.

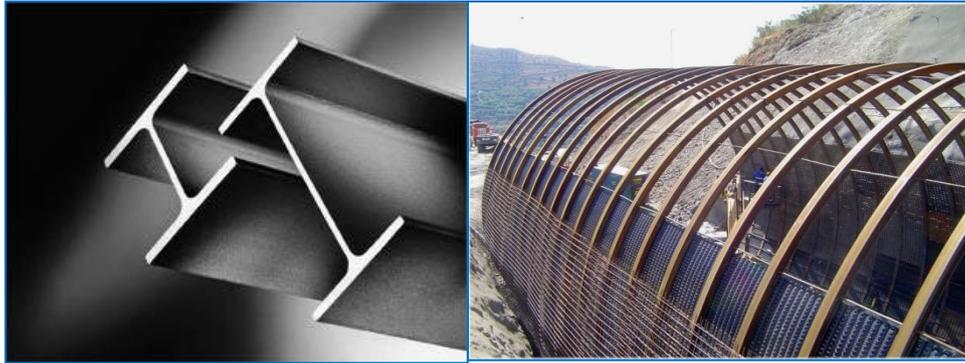


Figure II.13 : Cintres lourds.

A.2) Cintres métalliques légers

Les cintres métalliques légers seront uniquement utilisés en mode de protection. Ils représentent une rigidité moindre que les cintres lourds, et permettront une plus grande convergence du tunnel. Les cintres légers sont généralement associés au béton projeté avec lequel ils sont parfaitement compatibles dû à leurs souplesses.

Principalement, nous distinguons un type de cintres légers : les cintres coulissants et les cintres réticulés. Les cintres coulissants sont constitué de profilé U, ayant une plus grande inertie transversale pour un poids égal à un profilé habituel, qui vont venir coulisser l'un dans l'autre lorsque la pression de terre devient trop importante. Ainsi les cintres coulissants permettent une certaine convergence du tunnel.

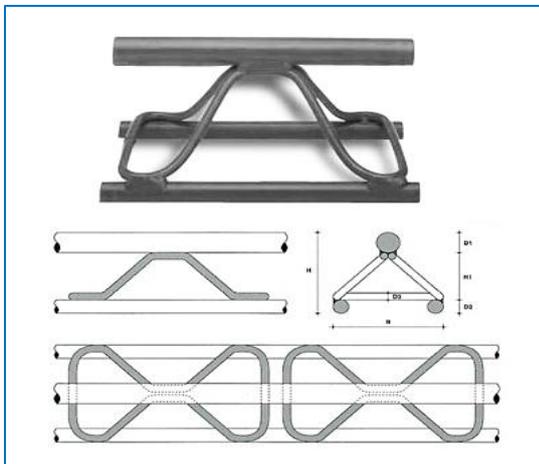


Figure II.14: Cintres réticulés.

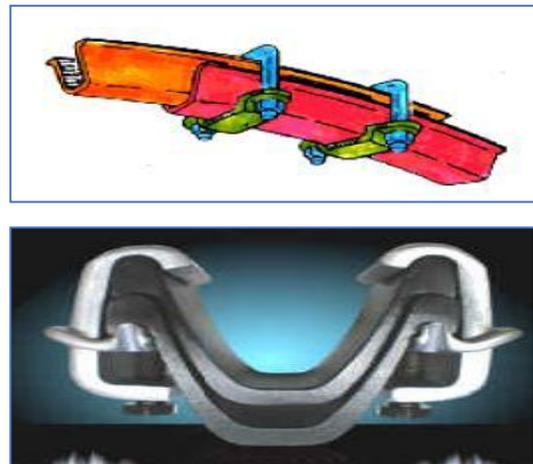


Figure II.15: Cintres coulissants.

- **Dispositifs d'appui des cintres**

La qualité de l'appui du cintre est une condition essentielle de sa bonne tenue. Les appuis ont pour objet de répartir la charge sur le terrain d'assise ; ils peuvent être fixes (longrines en bois, métal ou béton) pour limiter la décompression du terrain encaissant.

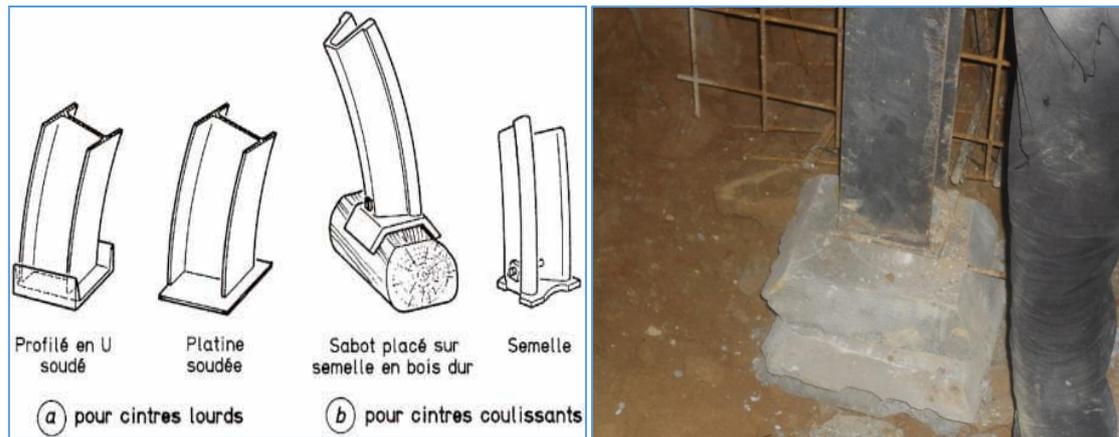


Figure II.16: Appuis de cintres fixes.

B. Le blocage au terrain

Il est généralement réalisé au moyen de cales et de coins en bois enfoncés par force entre le blindage (ou le cintre) et le terrain. On peut aussi, dans certains cas, réaliser le calage au moyen de gros béton coulé derrière le blindage.

Les conditions impératives d'efficacité du soutènement à base de cintres sont :

- le blocage immédiat du cintre au terrain le long des reins de la voûte et des piédroits.
- la répartition effective des efforts en pied de cintre au moyen d'une semelle rigide et correctement calée.
- le blocage du cintre en voûte pour limiter la décompression.
- l'entretoisement des cintres entre eux.

C. Les blindages et enfilages

Ils assurent la continuité du soutènement de la paroi dans l'intervalle des cintres et sont indispensables dans les terrains dont la cohésion est insuffisante pour assurer ce transfert des charges entre deux cintres successifs.

On appelle enfilage un dispositif de blindage que l'on enfonce dans le terrain le long du contour de l'ouvrage en avant du front pour assurer le soutènement avant même que l'excavation ne soit réalisée. L'enfilage est réservé aux terrains instables ou bouillants.

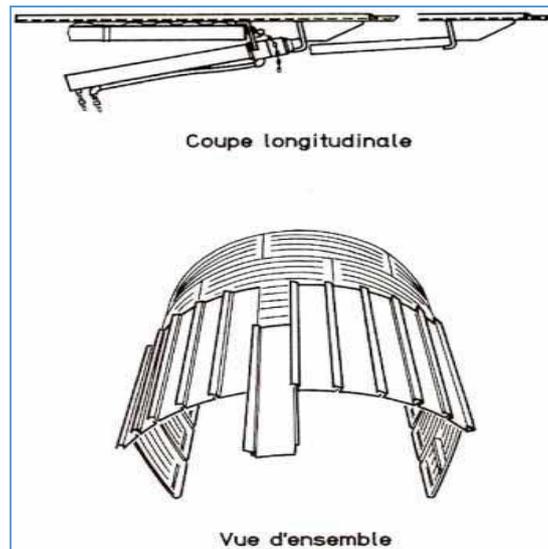


Figure II.17: Enfilage métallique.

D. Les entretoises longitudinales

Ils sont destinés à éviter le renversement et le gauchissement des cintres sous l'effet des poussées. Elles sont généralement constituées d'aciers ronds ou plats.

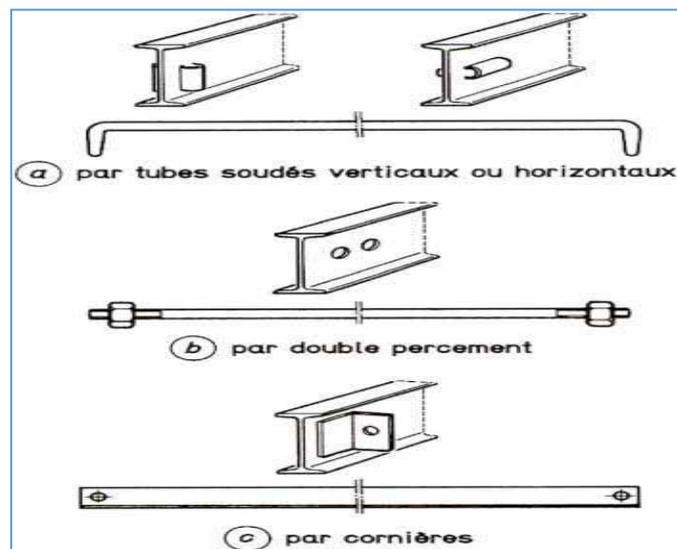


Figure II.18: Dispositifs d'entretoisement de cintres lourds.

E. Tubes perforés

Les tubes perforés sont considérés comme un procédé de pré-soutènement qui sera installé depuis le front, sur une part ou la totalité du contour, pour être efficace en avant du front. On peut classer les pré-soutènements en 3 types :

- * Voûte parapluie
- * Pré-voûte
- * Anneau renforcé

E.1) La voûte parapluie

Elle consiste à mettre en place des barres ou des tubes métalliques longitudinaux, à la périphérie du front, le plus souvent sur le tiers ou le quart supérieur de la circonférence. Elle est conçue pour atteindre une longueur de pénétration en avant du front de la même grandeur que sa hauteur, pour limiter les décompressions et se protéger de surfaces de rupture potentielles intéressant toute la section d'excavation.

Dans la pratique et pour tenir compte des déviations lors de la perforation, la longueur des tubes métalliques ne dépassera pas 12 à 15m, on outre le recouvrement dépend de la hauteur de la section et de la nature des terrains et il est recommandé qu'il ne soit pas inférieur à 3m.

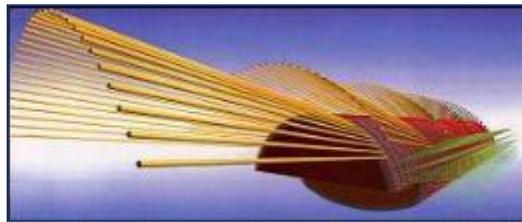


Figure II.19: Voûte parapluie en 3D.

La voûte parapluie peut se rencontrer sous trois formes particulières :

- ❖ L'enfilage en calotte
- ❖ Les voûte-parapluie emboîtées
- ❖ Structures plus rigides (arc cellulaire)

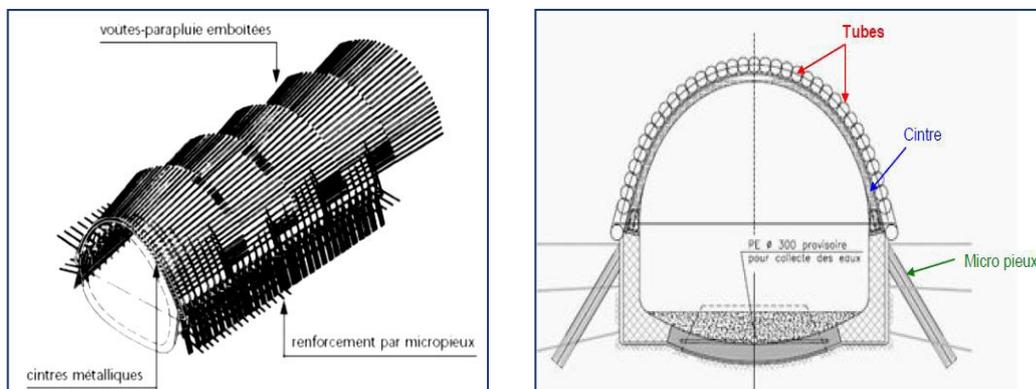


Figure II.20: Exemple de voûtes parapluies successives et emboîtées.

Avantage du pré-soutènement par voûte parapluie

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

II.4.1.2 *Les soutènements agissant par confinement du terrain*

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

- ✓ Boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine).
- ✓ Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier).
- ✓ Le béton projeté seul,
- ✓ Le béton projeté associé à des treillis soudés

A. Soutènement par boulonnage

Issue du domaine minier, cette technique a par la suite été appliquée dans les ouvrages de génie civil. L'utilisation du boulonnage dans les galeries routières, ferroviaires ou hydrauliques est très souvent destinée au soutènement provisoire nécessaire pendant la réalisation des travaux en attente de la pose du revêtement définitif. Les boulons sont donc mis en place immédiatement au front de taille après l'excavation. Le boulonnage s'accompagne presque toujours d'une coque en béton projeté.

La technique de soutènement par boulonnage dans les tunnels consiste à renforcer un anneau de terrain autour de l'excavation en y introduisant des éléments linéaires beaucoup plus raides. Ces éléments dont la longueur varie de un à plusieurs mètres sont placés dans un trou de forage de quelques centimètres de diamètre dont la direction est généralement radiale au tunnel. Il en existe trois familles qui ne fonctionnent pas de la même façon :



Figure II.21: Renforcement du tunnel à l'aide de boulons (photo prise dans la section D6).

A.1) Le boulonnage à ancrage ponctuel

Les boulons à ancrage ponctuel ne sont liés au terrain qu'à leurs deux extrémités. Ces contacts sont assurés d'une part sur le plan de la surface excavée par une plaque métallique et un dispositif de serrage et, d'autre part, au fond du trou du forage par un point d'ancrage dont le système est divers. Entre les deux, la tige est libre dans le trou. Les tiges utilisées sont des tiges lisses dont le diamètre varie entre 16 et 25 mm. La longueur de ces boulons peut varier de 1 à 4 m, exceptionnellement de 5 ou 6 m. L'ancrage en fond de forage peut être de trois types:

- Fente et coin

Cette première version du boulonnage à ancrage ponctuel a aujourd'hui totalement disparu. L'extrémité de la tige est fendue sur une longueur de 150 mm environ. la fente est inséré dans un coin en acier de 130 mm de longueur.

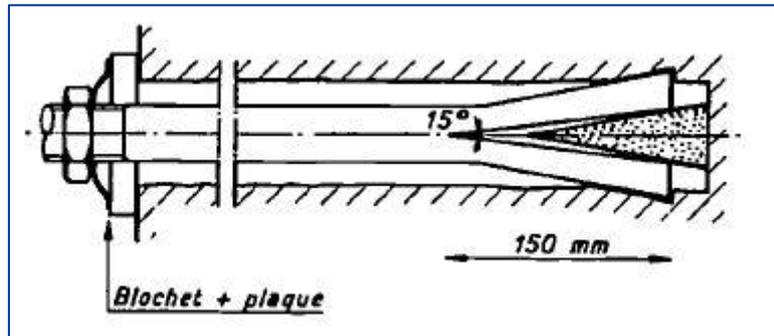


Figure II.22: Boulon à fente et coin.

- Coquille d'expansion

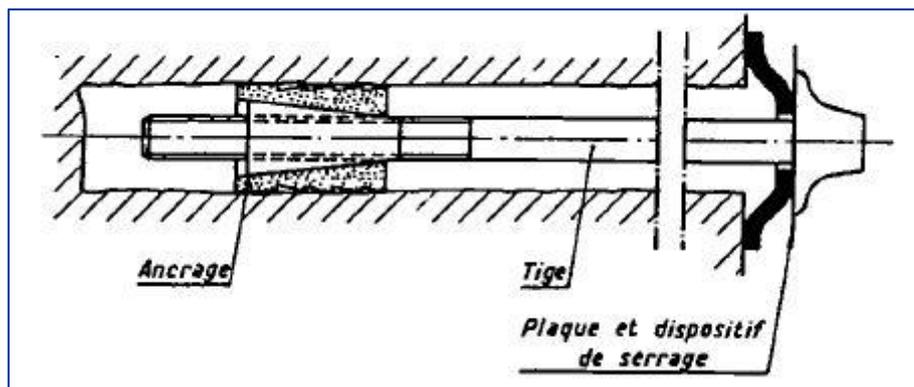


Figure II.23: Boulon à coquille d'expansion.

- Scellement à la résine

Un scellement à la résine de la tige sur une longueur suffisante, environ 50 cm, peut assurer un ancrage satisfaisant au fond du forage. Ce procédé d'ancrage permet de réaliser des économies substantielles par rapport aux boulons à coquille expansive.

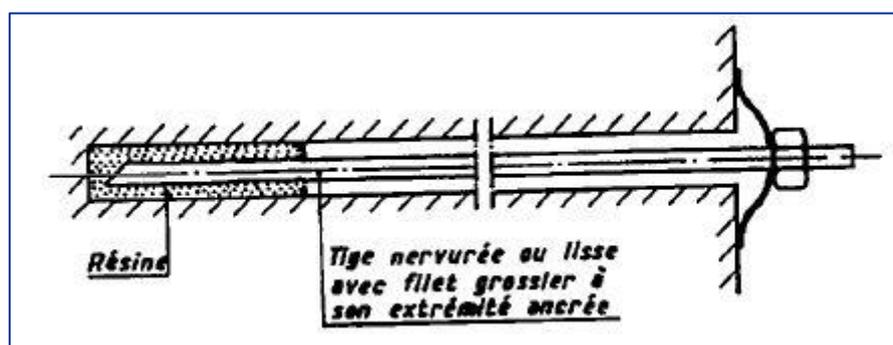


Figure II.24: Boulon à ancrage ponctuel scellé à la résine.

Remarque: L'efficacité du boulon à ancrage ponctuel va beaucoup dépendre de la capacité de résistance de la roche à la compression et au cisaillement au niveau de l'ancrage. Il est donc indispensable que dans cette zone la roche soit de bonne qualité. Le dispositif de serrage de la plaque permet de mettre en tension le boulon. Si la zone d'ancrage est suffisamment stable, la longueur entre les deux extrémités du boulon va s'allonger et l'effort dans la tige s'accroître. L'effet de ces boulons tient donc dans la compression qu'ils vont exercer sur la roche et qui va s'opposer au déconfinement améliorant ainsi la portance du massif.

A.2) Le boulonnage à scellement réparti

Boulonnage à scellement réparti est calé à la paroi à l'aide d'une plaque métallique servant d'appui et d'un système de serrage par écrou, de manière identique au boulonnage à ancrage ponctuel. En revanche, le contact à l'intérieur du trou est assuré par une gaine de scellement sur toute la longueur du boulon. Le produit de scellement est soit du mortier de ciment, soit de la résine. La longueur de ces boulons est comprise entre 1 et 8 m.

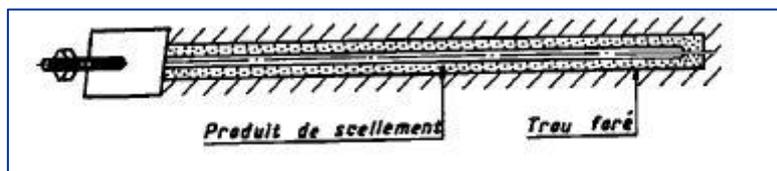


Figure II.25: Boulon à scellement réparti.

- Scellement au mortier de ciment

C'est le plus ancien type de scellement utilisé. Le mortier est en général un mortier de ciment à haute résistance à prise rapide dont le retrait est le plus faible possible. Il est injecté dans le trou de forage soit au préalable et la tige est ensuite enfoncée, soit à l'aide d'un système de boulons creux. En raison de son prix relativement modeste, le scellement par mortier est recommandé dans les mauvais terrains fissurés où le volume perdu de scellement peut être important.

- Scellement à la résine

Les résines utilisées sont des résines polyester. Leur polymérisation est obtenue en mélangeant dans le trou d'ancrage deux composants introduits sous forme de cartouches plastiques qui seront percées lors de l'enfoncement du boulon. Ce scellement convient mieux dans les roches saines à faible porosité qui permettent un diamètre de forage le plus proche possible de celui du boulon. Le principal avantage de la résine réside dans son temps de prise compris entre 30 secondes et 5 minutes au lieu des 3 ou 4 heures pour le mortier.

A.3) Le boulonnage à friction

Les boulons à friction sont le développement le plus récent de la technologie du boulonnage. Il s'agit de tubes creux dont la liaison avec le terrain est générée lors de la mise en œuvre par une force radiale qui s'applique sur les parois du trou d'ancrage. La résistance des boulons face au déconfinement du massif va ainsi dépendre des efforts de cisaillement qui

vont se développer directement entre l'acier et le terrain. Il existe deux sortes de boulons à friction:

❖ Les boulons à fente

Ces boulons sont formés d'une tôle en acier, pliée sous la forme d'un tube et qui présente une ouverture sur toute sa longueur. La mise en place de ces boulons se fait en force dans un trou d'ancrage de 36 ou 42 mm de diamètre à l'aide d'un marteau perceur. L'ouverture passe alors à 10 ou 12 mm. C'est lors de ce fonçage du boulon que les efforts radiaux au forage se développent et que la liaison entre le boulon et le terrain se crée.

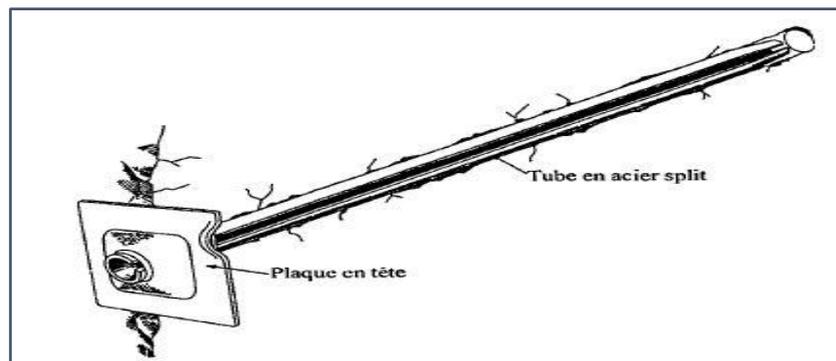


Figure II.26 : Boulon à fente.

❖ Les boulons expansifs

La pose de ce type de boulons se fait de la façon suivante, on introduit le boulon dans le trou puis il est expansé au moyen d'eau sous haute pression qui rentre dans le boulon au niveau du trou d'injection. Cette pression qui peut atteindre 300 bars déplie le boulon et le plaque contre la paroi du trou. La longueur des boulons expansifs est comprise entre 1 et 8 m.

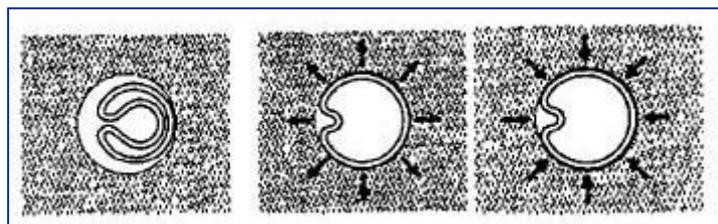


Figure II.27: Mise en place des boulons expansifs.

B. Soutènement par Béton

Le béton projeté est un béton mis en œuvre à l'aide d'une lance, par projection sur une paroi sous l'impulsion d'un jet d'air comprimé. La technique du béton projeté est utilisée en travaux souterrains comme:

Soutènement de parois de galeries ou de puits: ce soutènement est mis en œuvre immédiatement après excavation du front de taille ou ultérieurement si le terrain est stable.

Soutènement provisoire du front de taille de tunnel en cours de creusement: le béton projeté est en général, utilisé en association avec des boulons, des cintres ou des treillis. Le béton peut, dans certains cas, être fibré.

Cette technique peut assurer trois principaux types de soutènement.

- **Peau protectrice:** dans le cas d'ouvrages réalisés dans des terrains suffisamment résistants, le soutènement est constitué d'une faible épaisseur de béton projeté de 2 à 5 cm, mis en place à la surface de l'excavation et pouvant être renforcé par un treillis soudé.
- **Peau résistante:** le béton projeté permet un renforcement local du terrain, dans le cas d'ouvrages réalisés dans des terrains peu résistants. Le béton s'oppose, dans ce cas, aux ruptures et déplacements locaux éventuels. Le soutènement est constitué d'une peau de béton projeté, associé à un treillis soudé, un boulonnage ou des cintres.
- **Anneau de structure:** le soutènement est constitué d'une coque épaisse en béton projeté. Cette coque joue un rôle structurel, participe à la stabilité d'ensemble de l'excavation. Le béton projeté est armé, ou non armé. L'épaisseur minimale de l'anneau est en fonction des contraintes d'exécution (hors profil, défauts d'excavation, etc.).

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

- ❖ **Projection par voie sèche:** le mélange sec est fabriqué dans un malaxeur. Il est propulsé par de l'air comprimé le long d'une tuyauterie vers la lance de projection. L'eau arrive, séparément à la lance, en quantité nécessaire et réglable pour assurer l'humidification du mélange, juste au moment de la projection sur la paroi. Cette technique est utilisée, en particulier, pour des chantiers de faible importance ou nécessitant des arrêts fréquents.

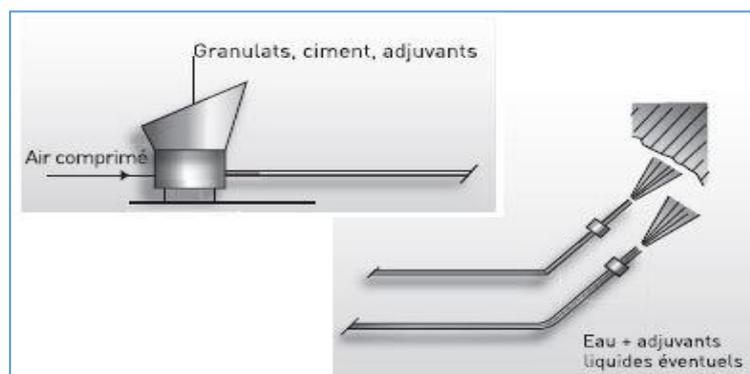


Figure II.28: Projection par voie sèche.

- ❖ **Projection par voie humide:** Le mélange granulats-ciment-eau est malaxé dans une centrale puis stocké dans une trémie. Il est ensuite pompé le long d'une tuyauterie jusqu'à la lance de projection. La projection est assurée par de l'air comprimé,

éventuellement associé à des adjuvants liquides. Cette technique est utilisée, en général, pour des chantiers nécessitant des rendements importants. Ce type de béton doit présenter une grande cohésion.

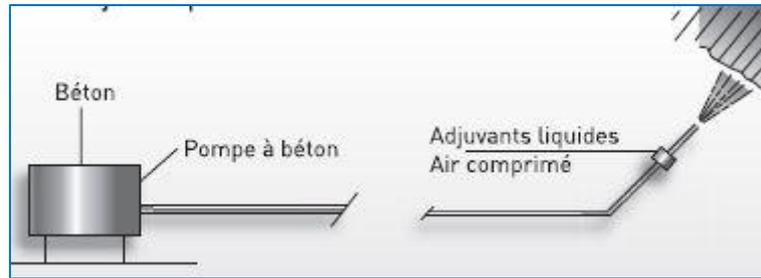


Figure II.29 : Projection par voie humide.

C. Revêtement en voussoirs préfabriqués

Le revêtement de tunnel est composé d'une succession d'anneaux juxtaposés mis-en place à l'arrière du bouclier pour assurer immédiatement la stabilisation des terres. Chaque anneau est constitué d'un assemblage d'éléments appelés voussoirs préfabriqués en béton armé, d'épaisseur courante de 20 à 30 cm.

Les voussoirs sont équipés de réservations qui permettent leur assemblage entre eux et aux anneaux adjacents par des boulons ou par des tirefonds. Pour des voussoirs de grande taille et soumis à des sollicitations élevées, les voussoirs peuvent être armés par une solution mixte (association de fibres métalliques et d'armatures traditionnelles).



Figure II.30 : Voussoirs préfabriqués.

II.4.1.3 Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques:

Généralement ces techniques sont utilisées quand les autres méthodes de soutènements ne permettent pas de maintenir la stabilité de l'excavation.

Les plus importantes de ces techniques sont :

- Injections de consolidation.
- Air comprimé.
- Congélation (voir Annexe A)

II.4.1.4 La nouvelle méthode Autrichienne (NATM)

The New Austrian Tunneling Method (NATM), a été développé par les Autrichiens *Ladislav Von Rabcewicz*, *Léopold Müller* et *Franz Pacher* dans les années 1950. Bien que *Rabcewicz*, *Müller* et *Pacher* aient utilisé des techniques et des connaissances qui étaient déjà bien connus, c'était la première fois que ces techniques avaient été mises en place dans une nouvelle et presque révolutionnaire méthode. Au lieu d'utiliser une doublure en maçonnerie, ils ont opté pour une couche de béton projeté avec une épaisseur nettement inférieure. Cela a donné l'avantage d'un couplage étroit et solide entre le revêtement et le sol. Ils ont utilisé une approche souple à l'égard de la séquence d'excavation et la quantité de support. Ils ont observé la réaction du sol à la suite de la procédure et l'effet voûte pour déterminer l'appui nécessaire et les séquences de construction. Les techniques de calcul disponibles à l'époque ne pouvaient pas confirmer la stabilité de ce revêtement mince. Par conséquent, ils ont utilisé la surveillance du déplacement qui a prouvé l'efficacité de leur support.

Müller et *Fecker* ont publié 22 principes pour décrire complètement la NATM. Les grands principes peuvent être résumés comme suit:

- ~ Le terrain offre le soutien principal du tunnel creusé.
- ~ La résistance initiale de la terre doit être préservée.
- ~ Le support ne doit pas être installé trop tôt ou trop tard. Il ne devrait pas être trop rigide ou trop faible.
- ~ un couplage de transfert de force entre la garniture et la masse, et l'installation du support au bon moment est essentiel.
- ~ Le choix du support et de la séquence de construction est effectué sur la base de suivi de déplacement.
- ~ La méthode utilise un revêtement de béton projeté mince.
- ~ Accroître le soutien n'est pas obtenu par un revêtement plus épais, mais par l'utilisation d'aciers d'armature et d'ancrage.
- ~ Le tunnel doit être vu comme un système composite constitué de la terre, et les mesures de soutien et de stabilisation, par exemple de béton projeté, ancrages, des nervures en acier et similaires.
- ~ La séquence d'excavation est importante pour la stabilité globale.
- ~ La doublure intérieure doit également être mince.

Une explication de ces principes est nécessaire, lors de l'excavation d'un vide souterrain, la condition d'équilibre existante (primaire) du sol est transformée par une série d'étapes qui redistribue les contraintes, ce qui entraîne une nouvelle condition d'équilibre stable (secondaire).

Beaucoup de ces principes sont sans doute les éléments clés de la plupart des méthodes de construction de tunnel utilisées aujourd'hui. Néanmoins, les principes ont été largement discutés depuis l'adhésion stricte à certains d'entre eux réduit la flexibilité du procédé. Certains ne se sont pas avérés d'une utilité pratique, et certains n'ont pas tenu compte des conditions du sol ou de la taille du tunnel.

On ne parlera pas d' NATM lorsque:

- * L'excavation est par TBM (tunnelier).
- * Le soutien est par voussoirs (acier, béton).
- * Il n'ya pas de support du tout.
- * Aucune approche flexible adoptée pour le support.

Pour utiliser NATM, le sol doit être capable de se soutenir sur toute la longueur de chaque section. ce qui signifie que le sol doit disposer d'un temps de stabilité. Selon la philosophie de la NATM, la limite de cette technique de construction est atteinte lorsque le temps de stabilité du terrain doit être amélioré par des mesures artificielles, telles que le gel ou les injections.

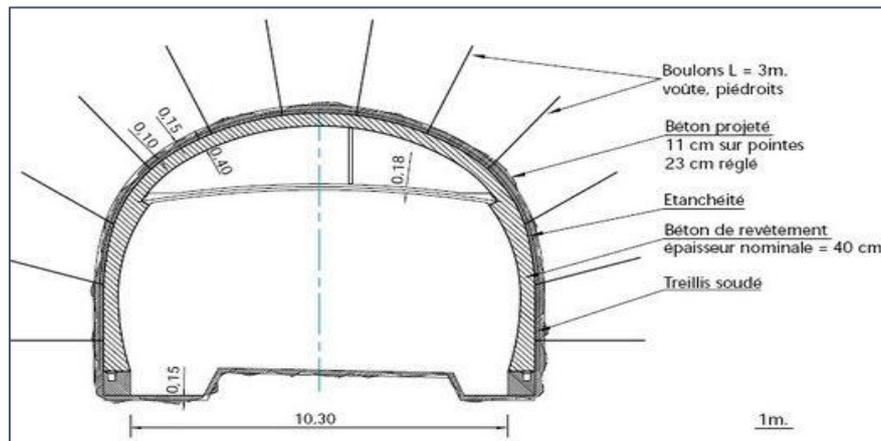


Figure II.31: Schéma représentant le soutènement par la méthode Autrichienne.

- **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,

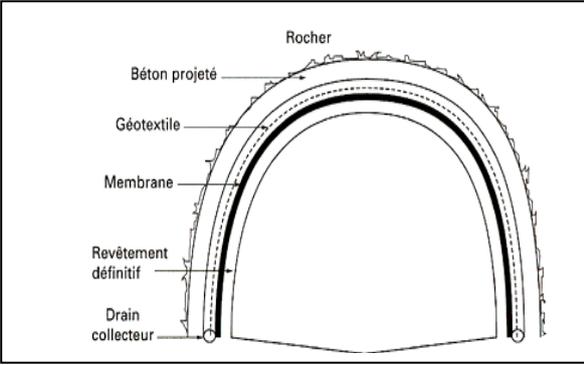
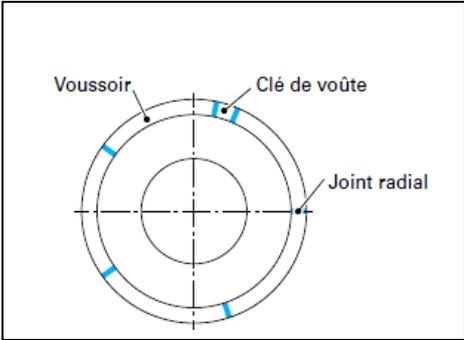
fermeture rapide du soutènement en radier, etc...). Pour les mesures, les coûts d'achat des appareils ne sont pas très élevés. Mais les soins à apporter à leur mise en place, à leur protection contre les destructions accidentelles.

**II.5 COMPARAISON ENTRE LES DEUX METHODES D'EXECUTION
(NATM --TUNNELIER)**

Voici un tableau comparatif entre l'exécution du tunnel par la méthode Autrichienne et la méthode du tunnelier :

Tableau II.1 : Tableau comparatif entre l'NATM et Tunnelier.

NATM	TUNNELIER
Creusement en section divisée	Creusement en plein section
Section voutée ou fer à cheval	Section circulaire
<p>Soutènement du front de taille :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Inclinaison du front • Maintien d'un merlon stabilisateur non excavé faisant office de contrefort • Mise en œuvre d'une peau en béton projeté • La mise en œuvre d'inclusions pouvant être constitué par des boulons en fibre de verre ou par des colonnes de jet-grouting horizontales. 	<p>Soutènement du front de taille :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Stabilité assurée par un bouclier à tête pressurisée qui applique constamment une pression sur le front de taille
<p>Soutènement provisoire :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Cintres métalliques. • Boulons d'ancrage. • Béton projeté. • Voute parapluie. 	<p>Soutènement provisoire :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Confinement assuré par le bouclier situé juste derrière la tête de coupe.
<p>Revêtement définitif :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Coulé par tronçon de 9 m à l'aide d'un coffrage tunnel. • Placé une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le soutènement. 	<p>Revêtement définitif :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Mise en place de voussoirs en béton armé préfabriqué à l'aide d'un érecteur. • Placé juste après l'avancement du bouclier.

<p>Cadences d'avancement Entre 2m 4m et par jour</p>	<p>Cadences d'avancement Environ 20 a 30 m par jour</p>
<p>Exécution successive des taches :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Creusement • Marinage (évacuation des déblais) • Soutènement 	<p>Exécution des 3 taches principales en même temps</p>
<p>Etanchéité : Assurée par un système d'étanchéité composé de géo-membrane et de géotextile</p> 	<p>Etanchéité : Assurée par des joints entre voussoirs avec injection de résine, ces joints doivent être complétés par une injection de mortier de ciment.</p> 

II.6 REVETEMENT [4]

Le revêtement d'un tunnel ou d'un ouvrage souterrain est la structure résistante placée au contact de l'excavation. Il permet d'assurer la stabilité mécanique à long terme de l'ouvrage et de contribuer à son étanchéité (protection contre les venues d'eau dans le cas d'ouvrage réalisé dans des terrains aquifères). Il peut être visible de l'intérieur de l'ouvrage ou protégé par un habillage.

On distingue deux principales techniques de réalisation des revêtements selon le procédé d'excavation utilisé:

- Revêtement en béton coffré non armé.
- Revêtement en béton coffré armé.
- Revêtement en béton projeté.
- Revêtement en voussoirs préfabriqués en béton armé.

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



Figure II.32: Revêtement du tunnel.

Les principales fonctions du revêtement sont les suivantes :

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

✚ *Etanchéité des tunnels :*

L'étanchéité est la fonction qui fait qu'un produit ou un ensemble de produits s'oppose au franchissement par un liquide tel que l'eau. On peut rendre un ouvrage étanche en mettant en œuvre au contact ou à l'intérieur de sa structure un ensemble de produits d'étanchéité, cet ensemble est appelé système d'étanchéité.

L'étanchéité et le drainage des ouvrages souterrains font référence à des complexes, ou systèmes associant plusieurs matériaux de nature et fonction parfois très différentes, mais avec le même but, celui-là de maintenir l'eau en dehors de l'ouvrage.

La grande majorité des ouvrages souterrains sont soumis à des pressions d'eau. L'étanchéité et le drainage doivent être réalisés d'une manière continue et avec le plus grand soin. Dans les sols se posent des problèmes de nappes (nappes phréatiques ou nappes suspendues dans des horizons perméables, réalimentées ou non). Dans les roches, les venues d'eau importantes sont le plus souvent localisées (roches broyées, failles, zones fracturées). Des venues d'eau diffuses résultant de la porosité de la roche ou de sa fissuration sont courantes.

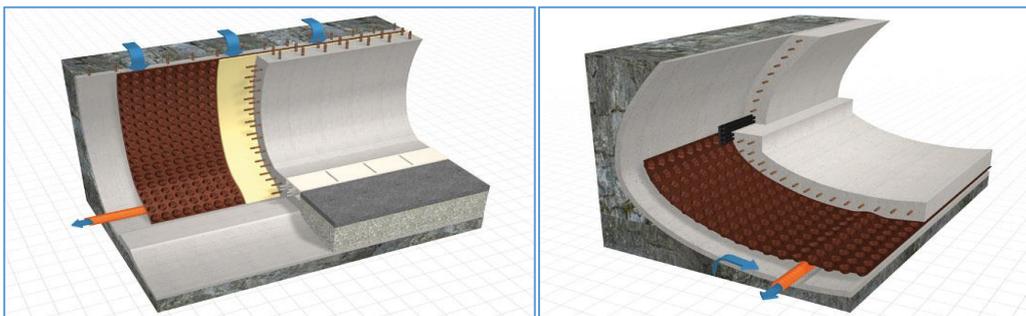


Figure II.33: Etanchéité et système de drainage d'un tunnel.

II.7 CONCLUSION

Grâce aux progrès réalisés tant dans le domaine de l'approche théorique des phénomènes en mécanique des sols et des roches que dans celui de la technologie de l'abattage mécanique ou à l'explosif ,grâce au perfectionnement des engins dont on dispose et grâce aussi aux nouvelles techniques de soutènement plus directement adaptées aux conditions rencontrées, les travaux souterrains sont certainement l'une des branches des travaux publics qui ont évolué de façon la plus spectaculaire au cours des vingt dernières années.

Des progrès considérables ont été accomplis qui réagissent d'ailleurs les uns sur les autres et ne s'expliquent pas les uns sans les autres. Ils ont permis, à la fois, d'améliorer la sécurité pendant les travaux, de réduire les délais d'exécution et aussi les coûts.

Les recherches à venir doivent se poursuivre en vue de permettre une interprétation plus méthodique des résultats des reconnaissances pour en déduire, avec un degré de certitude toujours meilleur, les caractéristiques du soutènement et les moyens d'excavation appropriés.

CHAPITRE III

CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

III. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES [5]

III.1 INTRODUCTION

Les principales charges agissant sur les constructions souterraines proviennent de la poussée des couches constituant le terrain, c'est à dire la poussée géologique (appelée aussi poussée du souterrain) et la pression hydrostatique. Le calcul des sollicitations d'un ouvrage souterrain dépend de l'état de contrainte géostatique du massif, c'est à dire l'état de contrainte existant avant le creusement du tunnel. Ces actions extérieures se définissent en contraintes verticales agissant sur la calotte engendrant des poussées latérales sur les flancs du tunnel. L'état de contraintes est évalué à l'aide de méthodes de calcul basées sur certaines hypothèses simplificatrices à savoir :

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

Afin d'évaluer quantitativement ces contraintes, il existe de nombreuses méthodes et formules empiriques qui souvent sont différentes selon les hypothèses adoptées. Certaines de ces méthodes ont une bonne confirmation expérimentale. Nous exposerons quelques-unes d'entre elles dans ce chapitre.

III.2 TYPES ET ORIGINES DES POUSSEES SOUTERRAINES

Un ouvrage souterrain est soumis à trois types de poussées :

- ❖ *Poussées de détente ou de dislocation*: dues au détachement des masses de roches de la calotte engendrées par la décompression du massif rocheux.
- ❖ *Poussées géologiques* : dues au poids des couches situées au-dessus de l'excavation.
- ❖ *Poussées de gonflement* : dues à une augmentation du volume des roches.

III.2.1 *Poussées de détente*

La poussée de détente est un phénomène qui se produit juste après l'excavation d'une cavité, elle induit une diminution du champ de contrainte au voisinage de la cavité qui se traduit par une décompression (détente) du sol. En raison de l'affaissement de la calotte provoqué par la pression, la masse de roche située au-dessus de l'excavation marque une tendance à l'affaissement et si le haut de l'excavation est démunie de soutènement, ceci provoquera le détachement progressif d'un coin du rocher de la masse principale. Le phénomène de détente commence par l'affaissement d'une partie du rocher en calotte, le mouvement se poursuit sous forme d'un élargissement en direction des pieds droits, puis par une extension vers le haut sous forme d'ogive, jusqu'à ce que les côtés du triangle forment un angle α . (voir Figure III.1)

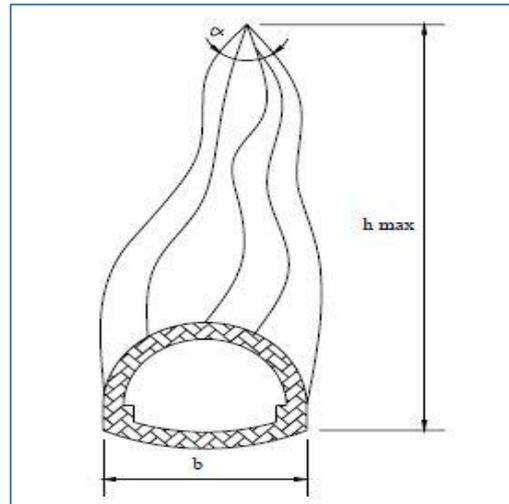


Figure III.1: Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation.

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

$$h_{max} = \frac{h}{2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}} \cong \frac{h}{2 \sin \Phi} \quad ; \quad \text{« Eq. III.1 »}$$

Avec :

b : Ouverture de l'excavation

α : Angle au sommet du profil d'équilibre.

h : Hauteur de couverture

Φ : Angle de frottement interne.

III.2.2 Poussées géologiques

Cette poussée est la manifestation directe de la pression géostatique perturbée par divers effets tectoniques. Elle apparaît, suite aux travaux d'excavations dans l'entourage du profil où l'augmentation des contraintes par rapport à leurs valeurs initiales, atteint des proportions qui dépassent la résistance de la roche non seulement en calotte mais aussi sur les pieds droits.

III.2.3 Poussées de gonflement

C'est dans quelques roches argileuses, que nous retrouverons sous certaines conditions, cette dernière forme de poussée souterraine. Cette poussée peut être :

- Soit d'origine physique, due à l'écoulement des eaux interstitielles en direction de la masse rocheuse provoquant une augmentation de volume. 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.
- Soit d'origine chimique, due à une fixation d'eau dans les minéraux qui sont principalement des hydroxydes et des sulfates.

III.3 LES METHODES DE DETERMINATION DES PRESSIONS SOUTERRAINES [3]

III.3.1 Pressions verticales « σ_v »

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

III.3.1.1 Théorie de TERZAGHI

Cette théorie a été établie pour des tunnels construits dans des terrains granuleux secs et sans cohésion, mais sa validité est étendue pour des terrains cohérents. Selon la théorie de TERZAGHI, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravé par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$ agissant le long des plans de glissement. (Voir Figure III.2).

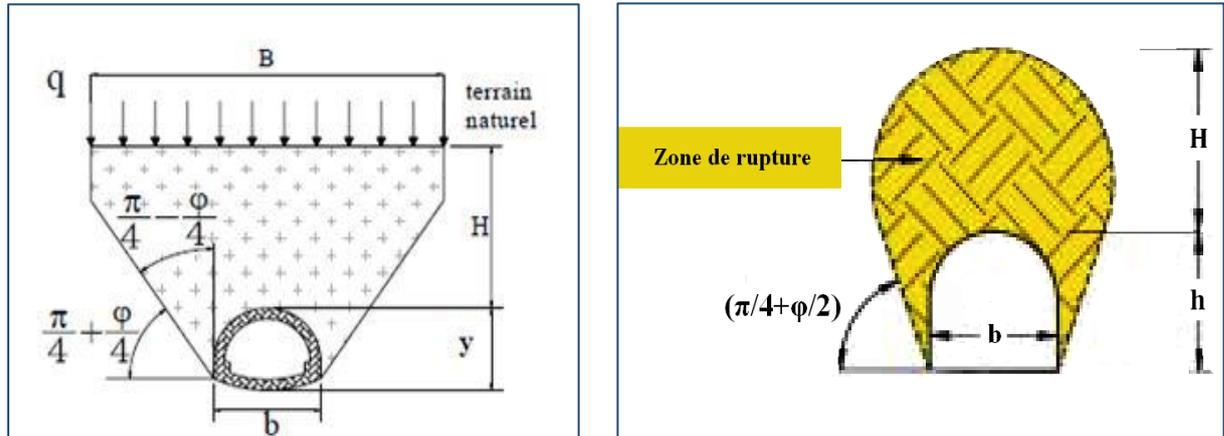


Figure III.2: Hypothèse de théorie de TERZAGHI.

$$B = b + 2 \times y \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad , \text{ « Eq. III.2 »}$$

Avec :

- q : La surcharge en surface.
- H: La couverture de terre.
- y : La hauteur de l'excavation.
- b : La largeur de l'excavation.

La contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma_v = \frac{(B \times \gamma) - 2C}{2K \times \tan \varphi} \left[1 - e^{\left(-\frac{2K \times H \times \tan \varphi}{B} \right)} \right] + q \times e^{\left(-\frac{2K \times H \times \tan \varphi}{B} \right)} \quad ; \text{ « Eq. III.3 »}$$

- C : Cohésion du terrain.
- q : Surcharge.
- φ : Angle de frottement interne.
- K : Coefficient de poussée active généralement égal à 1.

III.3.1.2 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. L'expression de la pression verticale est :

$$\sigma_v = \sum_1^n h_i \times \gamma_i + q, \text{ « Eq. III.4 »}$$

- γ_i : Poids de la couche i.
- h_i : Hauteur de la couche i.
- q : surcharge.

Il faut savoir que cette méthode est réputée pénalisante du fait qu'elle ne prend pas en compte l'effet de voûte, d'où un surdimensionnement de l'ouvrage.

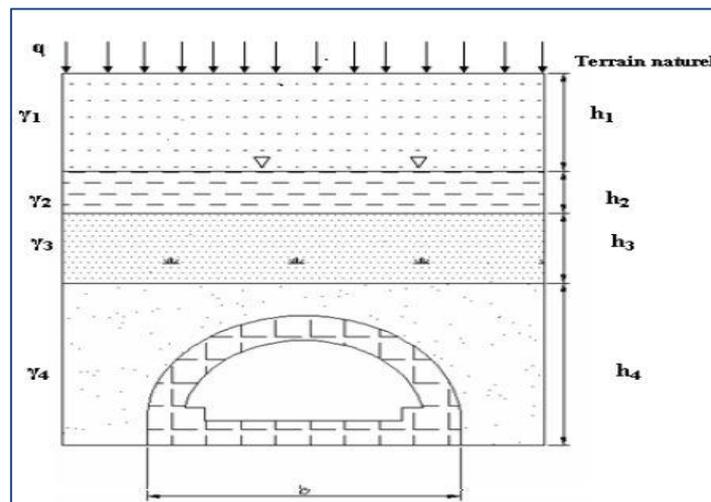


Figure III.3 : Théorie des poids des terres.

III.3.1.3 Théorie de BIERBAÜMER

BIERBAÜMER dans cette théorie admet que l'ouvrage est chargé par une masse de roche délimité par une parabole de hauteur $h = \alpha H$ et pour calculer le coefficient de réduction α en utilise une méthode selon laquelle la masse de rocher aura tendance à

se déplacer vers le bas suivant des surfaces de glissement inclinées à $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ par rapport à l'horizontal (voir Figure III.4).

La contrainte verticale s'exerçant sur une surface de largeur B située au niveau de la calotte est égale à :

$$\sigma_v = \gamma \times H = \gamma \times \alpha h \quad , \quad \text{« Eq. III.5 »}$$

- H : Couverture du terrain
- h : Hauteur de la parabole de charge
- α : Coefficient de réduction ou de répartition

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{Si : } H \text{ est faible (} H < 15\text{m).} \\ 1 - \frac{H \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{B} & \text{Si : (} 15 \text{ m} \leq H \leq 200\text{m).} \\ \tan^4\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{Si : } H \text{ est très grand (} H \geq 200\text{m).} \end{cases}$$

$$\beta = \begin{cases} B + 2y \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) & \text{Section fer a cheval rectangulaire} \\ 2R \tan\left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{4}\right) & \text{Section circulaire} \end{cases}$$

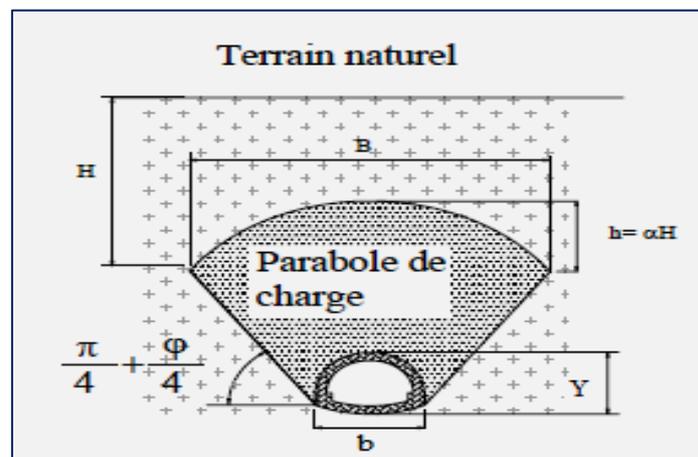


Figure III.4: La poussée selon *BIERBAUMER*.

III.3.2 Pressions horizontales (σ_h)

La détermination de la pression latérale demande que l'on tienne compte non seulement de la pression agissant comme charge active, mais encore de l'effet de la butée des terres engendré par la déformation.

III.3.2.1 Théorie de TERZAGHI

D'après TERZAGHI la poussée peut être calculée de façon approximative comme suit :

$$\sigma_h = 0,3\gamma \times (0,5y + H_p), \text{ « Eq. III.6 » pour le cas général.}$$

$$\sigma_h = \gamma H \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right), \text{ « Eq. III.7 » pour les terrains granuleux ou éboulis.}$$

Tel que :

- H_p : la hauteur de noyau de détente.

$$H_p = \frac{b}{2 \times \sin(\varphi)}, \text{ « Eq. III.8 »}$$

III.3.2.2 La théorie de COULOMB-RANKINE

Ces deux chercheurs admettent que la poussée horizontale est à répartition trapézoïdale et en fonction de la charge verticale, elle est donnée par les formules suivantes :

Au niveau de la calotte :

$$\begin{cases} \sigma_{h1} = K_a \sigma_v & \text{A court terme, (pour le cas du soutènement provisoire).} \\ \sigma_{h2} = K_0 \sigma_v & \text{A long terme, (pour le cas du revêtement définitif).} \end{cases}$$

Avec : σ_v Contrainte verticale de TERZAGHI.

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right), \text{ « Eq. III.9 »}$$

$$K_0 = (1 - \sin\varphi) X_1 \cdot X_2 \cdot X_3, \text{ « Eq. III.10 »}$$

Avec :

K_0 : Coefficient de terre au repos.

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

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

X_3 : Coefficient rhéologique.

❖ Au niveau du radier

$$\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2}, \text{ « Eq. III.11 »}$$

Tel que :

$$\sigma_{h2} = \gamma \times y \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) , \text{ « Eq. III.12 »}$$

Tableau III.1: les coefficients d'influence du terrain en fonction de sa nature

<i>Nature du terrain</i>	X1	X2	X3
<i>Remblais</i>	1	1	1
<i>Argile</i>	0.7	1	0.5
<i>Sable</i>	1	1	1
<i>Marne</i>	0.7	1	0.7

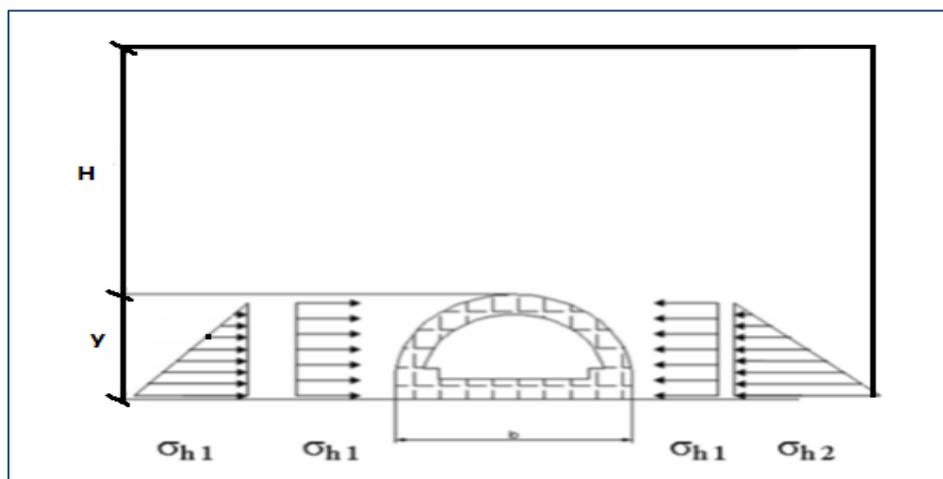


Figure III.5 : Schéma représentatif de la méthode de *COULOMB-RANKINE*.

III.3.2.3 Théorie des poids de terres

Selon la Théorie des poids de terres la pression horizontale active est donnée par:

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v , \text{ « Eq. III.13 »}$$

K_a : Coefficient de poussée active

III.3.2.4 L'expérience soviétique

La base de cette expérience est que la poussée latérale doit être prise en la 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.

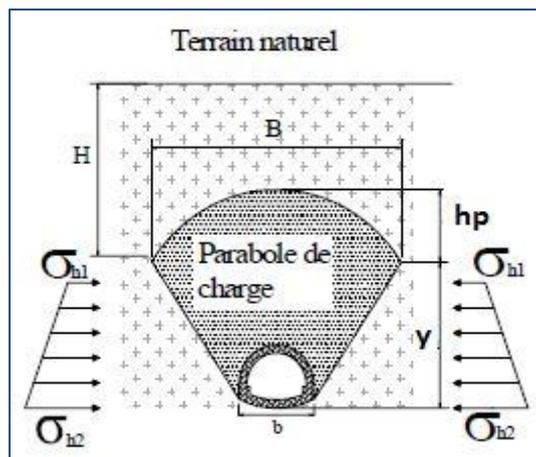


Figure III.6: Méthode Soviétique.

La poussée latérale spécifique au niveau de la calotte est :

$$\sigma_{h1} = \gamma \times h_p \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right), \text{ « Eq. III.14 »}$$

La poussée latérale au niveau du radier est :

$$\sigma_{h2} = \gamma \times (y + h_p) \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right), \text{ « Eq. III.15 »}$$

Avec :

$$h_p = \frac{b}{\sin(2\varphi)}, \text{ « Eq. III.16 »}$$

III.3.3 Evaluation de la pression agissant au niveau du radier

La poussée géologique et de gonflement se manifestent 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 saturées 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 donnée par *TSIMBAREVITCH* et celle donnée par *TERZAGHI*.

III.3.3.1 Méthode de *TSIMBAREVITCH*

Il part de l'idée que sous l'effet de la poussée verticale exercée par les masses du terrain latérales, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l'intérieur de l'excavation, ce déplacement étant équilibré par l'effet de la butée des terres situées sous l'évidement.

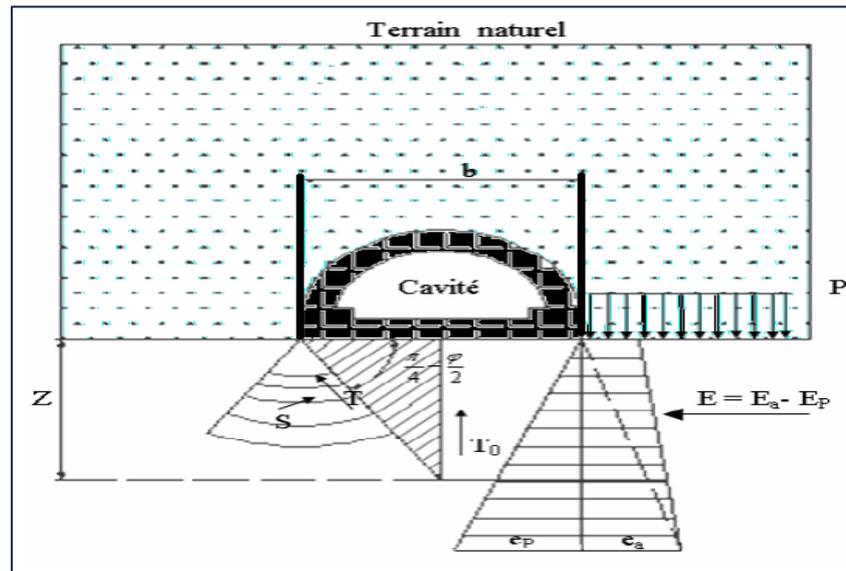


Figure III.7: Schéma de calcul des poussées au niveau du radier d'après TSIMBARIÉVITCH.

La poussée des terres est égale à la butée (E_a), la profondeur Z est égale à :

$$Z = \frac{P \times K_a - 2c \times (\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a})}{\gamma \times (K_p - K_a)}, \quad \text{« Eq. III.17 »}$$

La valeur de la poussée des terres (*poussée active*) sera :

$$E_a = (P + \gamma \times Z) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right), \quad \text{« Eq. III.18 »}$$

Simultanément à la même profondeur Z , la grandeur de la butée des terres (*poussée passive*) sera :

$$E_p = (\gamma \times Z) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \times \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right), \quad \text{« Eq. III.19 »}$$

Avec :

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

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right), \quad \text{« Eq. III.20 »}$$

$$p = \sum_1^n h_i \times \gamma_i + q, \quad \text{« Eq. III.21 »}$$

K_a : Coefficient de poussée des terres.

K_p : Coefficient de butée des terres.

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

$$E = E_a + E_p = \frac{\gamma Z}{2} \times (Z + 2H) \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{\gamma Z^2}{2} \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{« Eq. III.22 »}$$

L'effort horizontal agissant dans le sens de l'excavation peut être décomposé en deux composantes T parallèle et S perpendiculaire à la série des plans de glissements.

$$T = E \times \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) , \quad \text{« Eq. III.23 »}$$

$$S = E \times \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) , \quad \text{« Eq. III.24 »}$$

En tenant compte du fait que le déplacement du terrain est provoqué par des efforts venant des deux côtés on obtient une résultante P_0 :

$$P_0 = \frac{2E}{\cos \varphi} \times \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) , \quad \text{« Eq. III.25 »}$$

La résultante P_0 exerce son action dans l'axe central et elle est verticale. Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une surcharge q , soit par une forme en contre voûte du radier, la charge q doit être répartie sur une longueur « Y » calculée par l'équation suivante :

$$Y = \frac{Z}{\tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} , \quad \text{« Eq. III.26 »}$$

Ainsi la contrainte provoquée sous le radier est :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} = \frac{T_0}{Z} \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) , \quad \text{« Eq. III.27 »}$$

III.3.3.2 Vérification du non soulèvement

Il faut s'assurer aussi que l'on ne doit pas dépasser l'état limite de rupture au niveau du radier donné par la relation suivante :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} \leq \left[\frac{4c}{(1 - \sin \varphi)} \right] (2 + \sin \varphi) \cos \varphi , \quad \text{« Eq. III.28 »}$$

III.3.3 Méthode de TERZAGHI

Selon TERZAGHI l'expérience a démontré que l'ordre de grandeur de la pression au niveau du radier est approximativement la moitié de la pression à la calotte, la

poussée latérale étant à peu près au niveau de cette valeur.

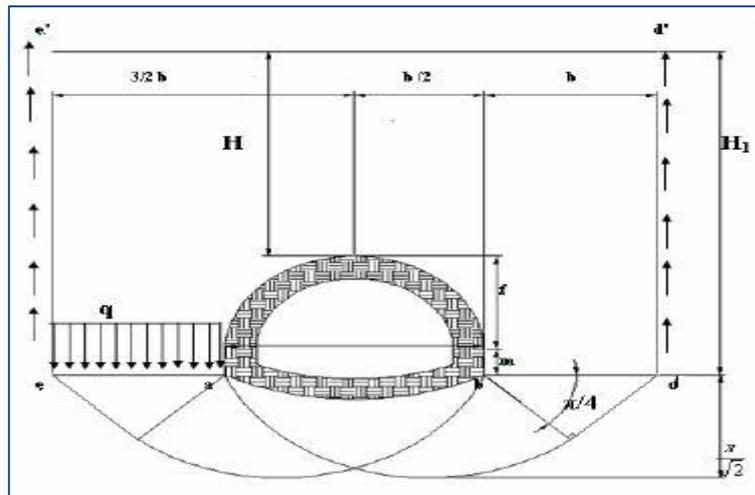


Figure III.8: Schéma de calcul des poussées au niveau du radier d'après TERZAGHI.

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

$$Q_0 = \left(\frac{b \times \gamma}{2} \right) \left(3H_1 - y - \frac{2f}{3} \right) - H_1 c, \quad \text{« Eq. III.29 »}$$

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

$$Q = P_{max} \times b = (2 + \pi) \times c \times b, \quad \text{« Eq. III.30 »}$$

La sécurité sera donc exprimée par le rapport suivant :

$$n = \frac{Q}{Q_0} = \frac{2c \times (2 + \pi)}{\gamma \times \left[H_1 \left(3 - \frac{2c}{b \times \gamma} \right) - \frac{2f}{3} - y \right]} \geq 1,5 \quad \text{« Eq. III.31 »}$$

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

$$Q_0 = \left(A + \frac{b}{2} \right) H_1 \gamma - \frac{b y \gamma}{2} - \frac{b f \gamma}{3} - \frac{\gamma}{2} H_1^2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \tan \varphi, \quad \text{« Eq. III.32 »}$$

A: la largeur de la zone (ae)

$$A = H_1 \times \operatorname{tg} \varphi \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{b}{H_1} \left(H_1 - y - \frac{2f}{3} \right) > 0, \quad \text{« Eq. III.33 »}$$

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

$$Q = A^2 \times \gamma \times n_0 \quad , \text{ « Eq. III.34 »}$$

Où « n_0 » est le coefficient de résistance empêchant le glissement du terrain qui est en fonction de φ , peut être tiré du tableau ci-dessus :

Tableau III.2: Coefficient de résistance n_0 en fonction de φ .

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

III.4 EVALUATION DES PRESSIONS HYDROSTATIQUES

Le revêtement d'un ouvrage est plus imperméable que le terrain considéré, la pression hydrostatique est calculée généralement le long de la moyenne du revêtement. Il est souvent commode de décomposer ces poussées comme suit:

- Une pression uniforme sur le pourtour du tunnel égale à la pression qui s'exerce au sommet de la voûte et n'engendre qu'un effort normal de compression.
- Une pression triangulaire proportionnelle à la profondeur.

NB : Dans le cas où on prend en compte les charges hydrostatiques, toutes les charges décrites dans les paragraphes précédents doivent être calculées à partir du poids déjaugé des terrains situés dans la nappe phréatique.

III.5 CHARGES ET SURCHARGES

III.5.1 Charges intérieures

On néglige généralement les charges dues au poids ou à la vitesse des véhicules circulant à l'intérieur du tunnel. C'est la raison pour laquelle, à l'exception d'ouvrage soumis à des forces intérieures «*comme les galeries d'eau, réservoirs de gaz souterrain* », les charges intérieures ne sont pas prises en considération, et cela d'autant plus que ces charges travaillent dans le sens contraire des charges extérieures.

Du point de vue de la sécurité du dimensionnement, l'état vide est l'état le plus dangereux.

III.5.2 Charges extérieures

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

III.6 CONCLUSION

L'évaluation des charges est l'étape la plus importante dans le calcul d'un tunnel, et pour faire le choix de la méthode la plus adaptée au cas étudié, il est impératif d'avoir une identification complète du terrain à excaver, en prenant toutes les précautions nécessaires lors des essais effectués in situ ou au laboratoire.

CHAPITRE IV

DIMENSIONNEMENT

IV. DIMENSIONNEMENT [6]

IV.1 INTRODUCTION

Parmi les problèmes qui se posent au projeteur de tunnel, celui de la détermination des caractéristiques du soutènement d'un ouvrage souterrain ou la vérification de sa stabilité est l'un des plus délicats et des plus difficiles à aborder. L'absence de règles dans le domaine est souvent compensée par le jugement et l'appréciation de l'ingénieur.

Dans ce cas-là, des méthodes de dimensionnement des ouvrages souterrains ont enregistré de grands progrès durant les deux dernières décennies. Ces méthodes ont pour objet d'évaluer les caractéristiques de soutènement et de dimensionner les tunnels. Passant du stade purement empirique à celui où l'on fait appel à des modèles numériques très développés qui permettent la prise en compte de la complexité du problème traité, notamment grâce au développement des moyens informatiques.

On peut classer les méthodes de calcul des tunnels dans plusieurs catégories selon les hypothèses principales qui définissent le cadre d'utilisation de chaque méthode. Nous distinguons trois catégories principales de méthodes de calculs :

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

IV.2 METHODES EMPIRIQUES

Au stade des études préliminaires, les ouvrages souterrains sont fréquemment dimensionnés à partir de classifications des massifs rocheux. En effet, l'art des tunnels est demeuré jusqu'à ces vingt dernières années une science essentiellement empirique dont les spécialistes se constituaient un savoir-faire au travers d'expériences passées. Nous exposons uniquement les méthodes empiriques actuellement les plus utilisées, à savoir celle de :

- ▲ Classification de l'AFTES.
- ▲ Classification de Bieniawski.

IV.2.1 *Classification de l'AFTES (1993) [15]*

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

Dans cette classification les paramètres caractérisant le massif sont les suivants :

- * La résistance de la roche, peut être modifiée selon le mode d'excavation
- * Les discontinuités.
- * L'altérabilité.
- * Les conditions hydrogéologiques.
- * Les contraintes naturelles.

Il faut également tenir compte de la sensibilité au tassement, des dimensions de la cavité ainsi que la méthode d'exécution.

▲ Recommandations

L'AFTES fournit des recommandations propres à orienter le choix du soutènement: béton projeté, boulons à ancrage ponctuel ou à ancrage réparti, cintres, voussoirs...

Tableau IV.1: Choix du type de soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités (d'après AFTES, Groupe n°7,1974)

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

Nota : (1) pour la famille la plus dense
(2) scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes

LEGENDE

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

IV.2.2 Classification de Bieniawski [15]

La classification de *Bieniawski* est une classification géo-mécanique, Rock Mass Rating, elle va essayer de décrire le massif au sein duquel vient se loger le tunnel par l'utilisation de différents paramètres. A partir de cette description la classe de soutènement sera prescrite. Les paramètres décrivant le sol sont :

- * la qualité rocheuse caractérisée par le "The Rock Quality Designation" (R.Q.D).
- * L'altération.
- * La résistance à la compression.
- * La distance entre les discontinuités.
- * L'ouverture des discontinuités.
- * La persistance des discontinuités
- * L'orientation des discontinuités
- * Le débit de percolation

IV.3 METHODES ANALYTIQUES

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

Dans ce qui suit on s'intéressera à la méthode convergence-confinement et celle des réactions hyperstatiques.

IV.3.1 Méthode convergence-confinement [7]

La méthode de convergence-confinement est une méthode recommandée par l'AFTES, et est utilisée dans beaucoup de méthodes de calculs de soutènement afin de pouvoir dimensionner par une première approche le soutènement. Elle nous permet de comprendre et d'analyser le phénomène d'interaction terrain-soutènement, tout en prenant en compte la présence du front de taille.

Lors du creusement d'un tunnel il y aura trois types de déformations des parois: une déformation radiale, longitudinale, et tangentielle. Dans la partie excavée la composante radiale sera la plus grande. Cette déformation radiale appelée aussi convergence désigne le déplacement radial d'un point de la paroi du tunnel.

La convergence va dépendre de plusieurs facteurs: la distance du point au front de taille, le temps t qui s'est écoulé depuis le passage du front de taille à l'endroit de mesure, la rigidité du soutènement K_s et la distance non soutenue derrière le front de taille. Cette convergence est généralement mise en graphe en fonction du temps et de

la distance au front de taille. De ces graphes peuvent être tirée la distance d'influence du front de taille.

Pour la modélisation d'un tunnel il faut l'analyser comme étant un problème de 3 dimensions, car nous n'avons pas de continuité d'un sol homogène ainsi qu'une présence de front de taille va affecter le sol à proximité de celui-ci différemment que le sol se trouvant suffisamment loin de celui-ci. La méthode confinement-convergence va permettre de calculer le tunnel comme étant un problème 2D, en analysant la section perpendiculaire à l'axe du tunnel tout en prenant en compte le front de taille. Dans cette modélisation la convergence est représentée par la diminution de la pression de confinement avec l'éloignement du front de taille.

Cette pression est notée $\sigma_r = 1 - \lambda \sigma_0$, " σ_0 " étant la contrainte initiale dans le sol, avant excavation et " λ " le taux de déconfinement dépendant du comportement du terrain ainsi que de la distance non soutenue " d " à l'arrière du front de taille. La précision du calcul est fortement liée à la précision avec laquelle " λ " est déterminé.

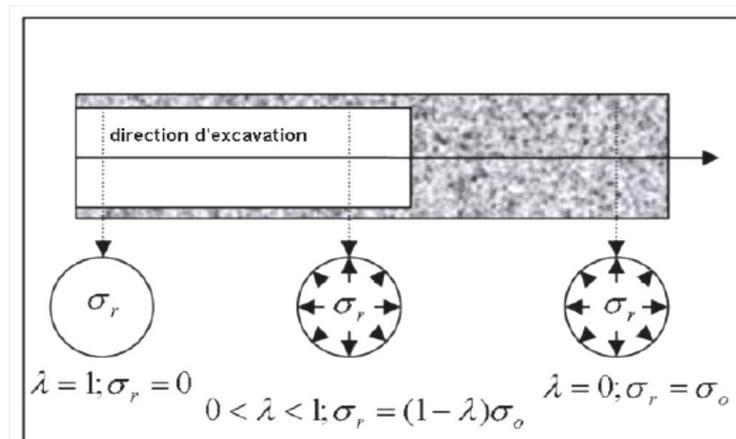


Figure IV.1: La pression fictive au voisinage du front de taille.

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

$$f_m(\sigma_r, u) = 0 \quad ; \quad \text{« Eq. IV.1 »}$$

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

$$f_s(\sigma_r, u) = 0 \quad ; \quad \text{« Eq. IV.2 »}$$

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

$$f[\sigma_r, (u - u_d)] = 0 \quad ; \quad \ll \text{Eq. IV.3} \gg$$

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

Dans le cas le plus simple, on peut donner de la méthode convergence-confinement une représentation graphique très facile (Figure IV.2) :

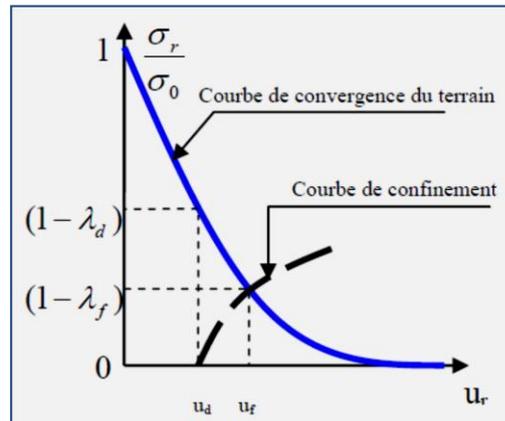


Figure IV.2 : Représentation graphique de la méthode convergence-confinement.

▲ Principes de calcul

~ 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 suivants de la courbe de terrain sont calculés :

$$R_c = \frac{2 \times c \times \cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \quad , \ll \text{Eq. IV.4} \gg$$

- * R_c : La résistance en compression simple du terrain.
- * c : Cohésion.
- * φ : Angle de frottement.
- * K_p : Coefficient de butée.

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad , \ll \text{Eq. IV.5} \gg$$

- ❖ Si $\sigma_0 < \frac{R_c}{2}$: 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 :

$$u_e = \frac{1+\nu}{E} \times R \times \sigma_0 \quad , \quad \text{« Eq. IV.6 »}$$

- * E : module de Young,
- * ν : coefficient de poisson,
- * R : rayon de l'excavation,
- * σ_0 : contrainte initiale du massif.

❖ Si $\sigma_0 > \frac{Rc}{2}$ 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 :

$$P_a = \sigma_0(1 - \sin\varphi) - c \times \cos\varphi = \left(\sigma_0 - \frac{Rc}{2} \right) (1 - \sin\varphi) \quad , \quad \text{« Eq. IV.7 »}$$

Le taux de dé-confinement à l'apparition de la rupture vaut :

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} \quad , \quad \text{« Eq. IV.8 »}$$

Le déplacement de la paroi à l'apparition de la rupture vaut :

$$u_a = \lambda_a \times u_e \quad , \quad \text{« Eq. IV.9 »}$$

- Pour $P_a < P < \sigma_0$, la courbe caractéristique est une droite.
- Pour $P_a > P$, calcul de la courbe point par point selon la loi de comportement choisie. Par exemple (M. PANET) :

$$u(\lambda) = \frac{1+\nu}{E} \times \lambda_a \times \sigma_0 \times \frac{1}{1+\alpha} \times \left[2 \left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^{1+\alpha} - 1 + \alpha \right] \times R \quad , \quad \text{« Eq. IV.10 »}$$

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{K_p + 1} \times \frac{(K_p - 1) \times \sigma_0 + Rc}{(1 - \lambda) \times (K_p - 1) \times \sigma_0 + Rc} \right]^{\left(\frac{1}{K_p - 1} \right)} \quad , \quad \text{« Eq. IV.11 »}$$

- ❖ Si $\alpha = 1$; La déformation se fait à volume constant.
- ❖ Si $\alpha > 1$; La déformation se fait avec une augmentation de volume, le milieu est dilatant.

S'il y a lieu on peut distinguer les pieds droits et voûte en tenant compte du poids de la zone décomprimée :

- En voûte $P' = P + \gamma r_p - R \quad , \quad \text{« Eq. IV.12 »}$

- En pieds droits $P' = P$, « Eq. IV.13»

Lorsque les caractéristiques du terrain évoluent avec le temps, on trace deux courbes enveloppes, l'une avec les caractéristiques à court terme du terrain, l'autre avec les caractéristiques à long terme.

~ **Etape n°2 : Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement**

Cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement, elle est généralement plus du tiers du déplacement élastique à P=0 :

$$U_{s0} > 0,265 u_0 \quad , \text{ « Eq. IV.14»}$$

~ **Etape n° 3 : 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 :

$$K_s = E_b \times \frac{e}{R} \quad , \text{ « Eq. IV.15»}$$

$$p_b^{max} = \frac{\sigma_{bmax} \times e}{R} \quad , \text{ « Eq. IV.16»}$$

- σ_{bmax} : la contrainte limite admissible du béton.

~ **Etape n°4 : Equilibre final**

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et de la courbe caractéristique du soutènement donne 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.

IV.3.2 Méthode des Réactions Hyperstatiques

Cette méthode de calcul est relativement ancienne comparée aux calculs en éléments finis et aux concepts plus réalistes de convergence-confinement. Elle est cependant simple à comprendre et à utiliser, ce qui lui permet de rester comme une estimation courante et économique dans son domaine d'application.

Le principe est d'étudier le comportement du soutènement (ou du revêtement) sous l'action de charges extérieures. On réalise donc un calcul de structure classique avec n'importe quel logiciel de RDM. La géométrie du soutènement est représentée précisément pour un mètre linéaire de galerie sous forme de poutres 2D, puis on vient lui appliquer un chargement. On distingue alors des charges dites actives, qui sont indépendantes de l'état de déformation, et des charges dites passives qui sont les réactions hyperstatiques issues de la déformation du soutènement. La première catégorie regroupe la pression appliquée par le poids des terrains (verticale et horizontale), la pression hydrostatique si le tunnel traverse une nappe, le gonflement éventuel, le détachement d'un bloc, le poids propre du revêtement, la circulation routière à faible profondeur, etc. Les secondes charges sont les réactions de butée du terrain. Ces dernières sont considérées comme linéairement liées aux déplacements, ce qui permet de les modéliser par une série de ressorts, dont la rigidité K est issue des propriétés mécaniques de la roche ou du sol environnant.

L'équilibre de la structure établi, il est alors possible d'accéder aux efforts dans le soutènement (M, N et T) ainsi qu'aux convergences maximales.

▲ Champ d'application

En général, la méthode est adaptée aux ouvrages construits en terrain meuble ou en roche fracturée, sous faible couverture et avec des techniques de soutènements lourds). Dès que l'on s'enfonce un peu, il faut faire intervenir des concepts issus de la méthode convergence-confinement. Enfin, notons que cette méthode s'avère très utile pour la tenue au feu des structures, la modélisation étant bien plus simple qu'en éléments finis.

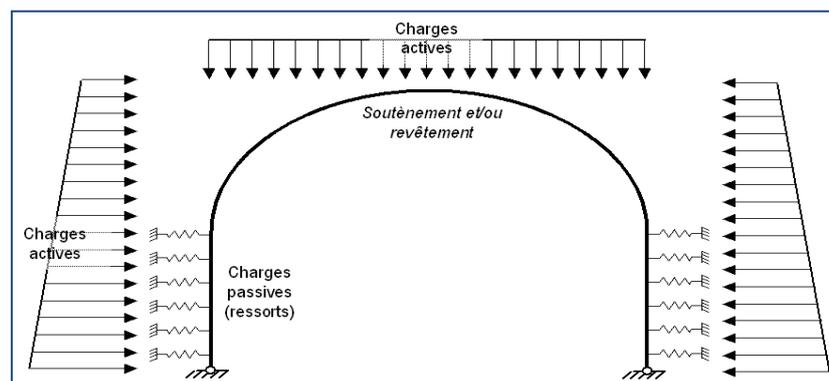


Figure IV.3: Schéma classique d'un modèle aux réactions hyperstatiques, avec les forces actives et passives (ressorts).

IV.4 SOUTÈNEMENT PROVISOIRE [6]

IV.4.1 Introduction

Le creusement d'un tunnel produit une modification de l'état de contrainte du terrain. Ceci provoque des mouvements vers l'intérieur du tunnel. Afin de rétablir

l'équilibre et pour éviter les éventuels risques d'éboulement on utilise un soutènement provisoire qui reprend les efforts dus à la libération des contraintes dans le sol à court terme, alors que le revêtement définitif quant à lui agit à long terme.

IV.4.2 Système statique de soutènement provisoire

Le soutènement provisoire sera un soutènement agissant comme un support, la reprise de charge à la naissance de la calotte peut être réalisée à l'aide de cintres avec jambes de forces. La reprise en sous-œuvre des cintres de voûte ne sera pas nécessaire dans les roches dures elle pourrait par contre, être indispensable dans les roches tendres et dans les zones broyées si le comportement du massif ne correspond pas aux hypothèses prises en compte dans le choix de la méthode et dans le calcul en pareille circonstance, la fermeture du cintre en radier serait nécessaire.

IV.4.2.1 Hypothèses de calcul du tunnel

- **Hypothèse 1**

Prise en considération de la réaction élastique du sol. Le soutènement provisoire se déforme sous l'action des charges extérieures. Dans les zones où les déformations du soutènement sont orientées vers l'extérieur du tunnel, apparaît la réaction élastique du sol.

- **Hypothèse 2**

Le système de charge considéré est :

- La charge verticale
- La charge horizontale
- La réaction élastique du sol correspondant.

- **Hypothèse 3**

On adopte les charges verticales comme uniforme et symétrique et on néglige les charges verticales asymétriques.

IV.4.2.2 Détermination des efforts

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

$$p_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l} \quad , \text{ « Eq. IV.17 »}$$

Avec :

- * P_v : Pression verticale.
- * Q : Poids total de l'arc.
- * Q_0 : Partie uniformément répartie de la pression géologique.
- * ΔG : Partie de la charge d'intensité variable.

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

$$e_0 = [\sum_{i=1}^n (h_i \gamma_i + q)] K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad , \quad \text{« Eq. IV.18 »}$$

$$e_1 = (H+f)\gamma_h \times K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad , \quad \text{« Eq. IV.19 »}$$

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad , \quad \text{« Eq. IV.20 »}$$

Tel que:

- * e_0 : La charge horizontale en clé de voûte.
- * K_a : Coefficient de poussée active.
- * e_1 : La charge horizontale en pied de longrine.
- * H : La hauteur de la couverture.
- * q : La charge d'exploitation.
- * c : La cohésion.
- * φ : Angle de frottement interne.
- * h : La hauteur de la couche.
- * γ_h : Poids volumique humide.

Les différentes dimensions sont déterminées d'après les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} r = R \\ r_k = R + \frac{e}{2} \\ r_b = R - \frac{e}{2} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} l = 2(r \times \sin \varphi_0) \\ l_k = 2(r_k \times \sin \varphi_0) \\ l_b = 2(r_b \times \sin \varphi_0) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} f = (1 - \cos \varphi_0) \\ f_k = r_k (1 - \cos \varphi_0) \\ f_b = r_b (1 - \cos \varphi_0) \end{array} \right.$$

$$\text{Avec } (\varphi_0 = 60^\circ) \quad , \quad \text{« Eq. IV.21 »}$$

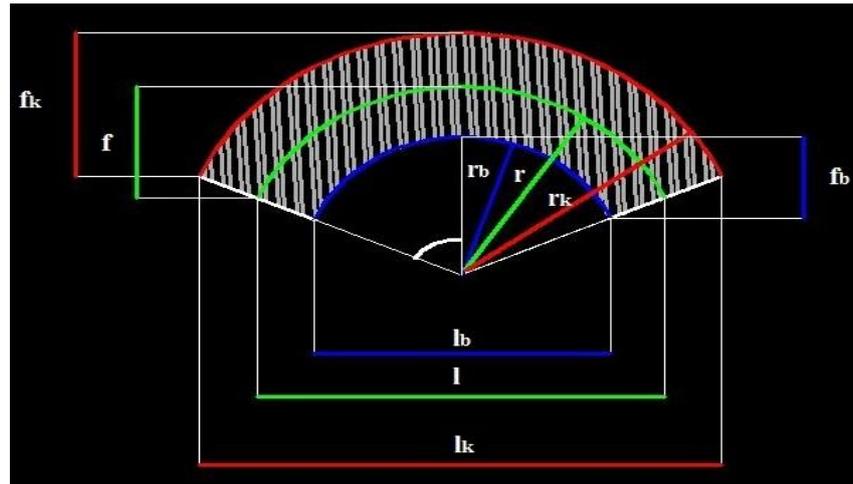


Figure IV.4: Représentation des dimensions utilisées dans le soutènement provisoire.

On admet qu'au lieu d'une répartition trapézoïdale, la pression se répartie uniformément:

$$e = \frac{e_0 + e_1}{2} \quad , \quad \text{« Eq. IV.22 »}$$

On admet comme valeur de la pression horizontale P_h :

$$P_h = e \frac{f_k}{f} a \quad , \quad \text{« Eq. IV.23 »}$$

IV.4.2.3 Réactions d'appuis

Les réactions au niveau de naissance seront calculées en fonction du rapport de dimension (f/l) en utilisant le tableau suivant :

Tableau IV.2: Les coefficients des réactions d'appui.

Facteur f/l	Moments à la naissance		Poussée à la naissance	
	α_m	β_m	α_h	β_h
0.1	0.00120	- 0.00120	1.2750	- 0.0750
0.2	0.00425	- 0.00425	0.6335	- 0.1085
0.3	0.01010	- 0.01010	0.4415	- 0.1749
0.4	0.01748	- 0.01748	0.3385	- 0.2260
0.5	0.02668	- 0.02668	0.2801	- 0.2801

❖ **Les réactions d'appuis**

➤ **Pour la charge verticale**

$$M_v = \alpha_m P_v l^2 ; H_v = \alpha_h P_v l ; V_v = P_v \frac{l}{2}$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2} , \text{ « Eq. IV.24 »}$$

➤ **Pour la charge horizontale:**

$$M_h = \beta_m P_h l^2 ; H_h = \beta_h P_h l$$

$$V_h = 0 , \text{ « Eq. IV.25 »}$$

➤ **Les sollicitations cumulées**

$$M_f = M_h + M_v ; H_f = H_h + H_v$$

$$V_f = V_h + V_v , \text{ « Eq. IV.26 »}$$

Pour assurer la sécurité de l'ouvrage, il faut que les contraintes ne soient contrôlées qu'à la naissance, l'influence favorable de la charge horizontale étant négligée.

En ayant les valeurs du moment et de l'effort normal, les contraintes du cintre peuvent être vérifiées à l'aide de la relation suivante :

$$\sigma_{naissance} = \frac{N_v}{A_s} \pm \frac{M_v}{W_s} < \sigma_e , \text{ « Eq. IV.27 »}$$

IV.4.2.4 Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté

a) *Rigidités des cintres métalliques*

• **La compression**

$$E_s A'_s = \frac{E_s A_s}{a} , \text{ « Eq. IV.28 »}$$

Tel que :

- * $E_s A'_s$: Rigidités des cintres à la compression avant mise en place.
- * $E_s A_s$: Rigidités des cintres à la compression après mise en place.
- * a : Dimension entre deux axes de cintre.
- * E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- * A_s : Section de profile en acier.

- **La flexion**

$$E_s I'_s = \frac{E_s I_s}{a} \quad , \quad \text{« Eq. IV.29 »}$$

- * $E_s I'_s$: Rigidités des cintres à la flexion avant mise en place.
- * $E_s I_s$: Rigidités des cintres à la flexion après mise en place.
- * I_s : Moment d'inertie du profilé.

b) Rigidités de la voûte en béton projeté

- **la compression**

$$E_b A'_b = \frac{E_b A_b}{a} = \theta_N E_s A_s \quad , \quad \text{« Eq. IV.30 »}$$

Avec :

- * $E_b A_b$: Rigidités du béton projeté avant mise en place.
- * $E_b A'_b$: Rigidités du béton projeté après mise en place.
- * E_b : Module d'élasticité de béton projeté.
- * A_b : Section de béton projeté.
- * θ_n : Coefficient d'équivalence de l'effort normal.
- * A_s : Section de profilé en acier.

- **La flexion**

$$E_b I'_b = \frac{E_b I_b}{a} = \theta_M E_s I'_s \quad , \quad \text{« Eq. IV.31 »}$$

- * I_b : Moment d'inertie de la section en béton projeté.
- * θ_m : Coefficient d'équivalence du moment de flexion.

c) Rigidité du soutènement provisoire soumis aux charges de courte durée :

- **À la compression**

$$E_z A'_z = E_s A'_s + E_b A'_b = E_s A'_s (1 + \theta_N) \quad , \quad \text{« Eq. IV.32 »}$$

- **À la flexion**

$$E_z I'_z = E_s I'_s + E_b I'_b = E_s I'_s (1 + \theta_M) \quad , \quad \text{« Eq. IV.33 »}$$

d) Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement

❖ Dans les cintres

$$M_S = \frac{1}{1+\theta_M} M \quad N_S = \frac{1}{1+\theta_N} N \quad T_S = \frac{1}{1+\theta_N} T \quad , \text{« Eq. IV.34 »}$$

❖ Dans le béton projeté

$$M_b = \frac{\theta_M}{1+\theta_M} M \quad N_b = \frac{\theta_N}{1+\theta_N} N \quad T_b = \frac{\theta_N}{1+\theta_N} T \quad , \text{« Eq. IV.35 »}$$

• **La vérification vis à vis du cisaillement**

Il faut vérifier que:

$$\tau < \gamma_f \frac{T \times a \times s}{I \times \delta} < \frac{\sigma_e}{1.54} \quad \text{« Eq. IV.36 »}$$

Tel que:

- * a : Espacement entre deux axes de cintres.
- * I : Moment d'inertie par rapport à l'axe fort.
- * S : Moment statique de la demi-section par rapport à l'axe fort.
- * δ : Epaisseur de lame du profilé.
- * T : Effort tranchant calculé.
- * γ_f: Coefficient de pondération.

IV.5 REVETEMENT DEFINITIF [6]**IV.5.1 Introduction**

Le revêtement est placé une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le soutènement provisoire. Ainsi, la fonction structurelle du revêtement est d'apporter une marge de sécurité additionnelle à l'ouvrage, dans les cas où soit le terrain, soit le soutènement mis en place subissent des détériorations, ou des phénomènes de charges différées dans le temps. Il a également une fonction de protection et d'étanchéité, de support des structures internes (panneaux, ventilateurs...) et en fin esthétique puisque c'est lui que les futurs usagers verront lors de leur passage.



Figure IV.5: Exemple de coffrage de tunnel.

IV.5.2 Fonctions générales

Les principales fonctions du revêtement sont les suivantes :

- **Fonction mécanique** : (stopper la convergence, créer un état d'équilibre avec le terrain)
- **Imperméabilisation.**
- **Esthétique.**
- **Fonctionnelle** : pour accroître l'efficacité de la ventilation et de l'éclairage

Le revêtement définitif est exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement. Avec radier légèrement contre voûté, afin de contrecarrer la pression agissant à son niveau.

IV.6 CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a abordé les méthodes principales du calcul et du dimensionnement des tunnels. Ces méthodes de calcul reposent sur des considérations théoriques, empiriques et numériques. Les méthodes empiriques globales telle que la classification de l'AFTES permettent d'orienter le choix du type de soutènement, mais ne suffisent pas à vérifier la stabilité du tunnel. Les méthodes analytiques, telle que la méthode de convergence-confinement, nous donne un ensemble d'informations qui orientent le choix initial du mode de soutènement et serviront de base au contrôle du comportement à effectuer pendant les travaux.

CHAPITRE V
ETUDE DU TUNNEL EN MINE
D 10

V. ETUDE DU TUNNEL EN MINE D10

V.1 PRESENTATION DU PROJET [8]

V.1.1 Présentation du métro d'Alger

V.1.1.1 Historique

Le métro d'Alger est un projet de transport datant des années 1970 qui a été conçu pour répondre aux besoins de transport de masse provoquée par l'importante croissance démographique de la ville. Le projet fût officiellement lancé dans les années 1980, il a été ralenti en raison des difficultés financières et des problèmes de sécurité dans les années 1990.

Durant les années 1970, les promoteurs du projet du métro d'Alger envisageaient un réseau de 64 km. Le projet a été officiellement inauguré en 1982, avec des études techniques achevées en 1985. Les autorités de l'époque choisirent une entreprise allemande et un spécialiste japonais de la construction du réseau.

L'effondrement des prix du pétrole dans les années 1980 a considérablement réduit la capacité de l'Etat Algérien à poursuivre le financement du projet. Les autorités envisagèrent alors la possibilité de modifier le programme de développement du métro dans d'autres projets de transport en commun, mais finalement il fût décidé de continuer avec le programme original quoique lentement.

En 1988, l'Algérie accorda des contrats de construction à deux entreprises nationales COSIDER et Sider qui n'avaient pas d'expérience dans la gestion de grands projets urbains de transport urbain. Seulement quatre stations seront construites en 15 ans. Par ailleurs, un autre problème de taille fait surface, la topographie irrégulière du sol d'Alger retarde l'avancée des travaux.

En 1994, une première section de 450 mètres de long, appelée Emir Abdelkader, a été achevée. Une autre section de 650 mètres, reliant la Poste centrale à Khelifa Boukhalfa a été achevée peu après.

En 1999, la société du métro d'Alger lança un avis d'appel d'offres international. Deux groupements sont choisis et ajoutés au projet: le français Systra-SGTE pour la maîtrise d'œuvre, et l'Algéro-Allemand pour la réalisation et l'achèvement, dans les 38 mois, des tâches de génie civil et de terrassement.

En 2003, profitant du retour de la montée des prix du pétrole, le gouvernement augmenta le financement du projet et introduisait une nouvelle structure organisationnelle et opérationnelle.

En 2011, La première phase de la Ligne 1 « Poste Tafourah-Central - Haï el Badr », d'une distance de 9 km, 10 stations, ont été achevée et mise en service en novembre et qui transportent près de 35.000 voyageurs par jour.

V.1.1.2 Tracé des lignes

Quelques mois seulement après l'inauguration de la première ligne du métro d'Alger, l'entreprise en charge du projet EMA s'attelle à réaliser les extensions nécessaires pour

améliorer l'offre de service de ce nouveau moyen de transport urbain considéré comme sûr et adapté aux normes internationales. Plusieurs extensions ont été programmées pour le métro d'Alger en vue d'atteindre un réseau de 40 km allant de Dar El- Beida à Draria, à l'horizon 2020.

Le réseau du métro est constitué de trois (03) lignes totalisant 56 km de tunnels et 54 stations d'une capacité de transport évaluée à 27.000 voyageurs par heure et par sens à la mise en service, soit 60 millions de voyageurs par an :

- ▲ **Ligne 1:** Grande poste - Tafourah - Plateau des Annassers - Haï El-Badr (*Bach Djarah*) - El Harrach - Bab Ezzouar. Sa longueur est de : 19 km environ.
- ▲ **Ligne 2:** Ain Allah - Grande poste - Hussein Dey - Haï El-Badr (*Bach Djarah*) - Gué de Constantine d'une longueur de 24 km environ.
- ▲ **Ligne 3:** Hussein Dey - Plateau des Annassers - Ain Allah. Cette dernière s'étend sur une longueur de 14 km environ.

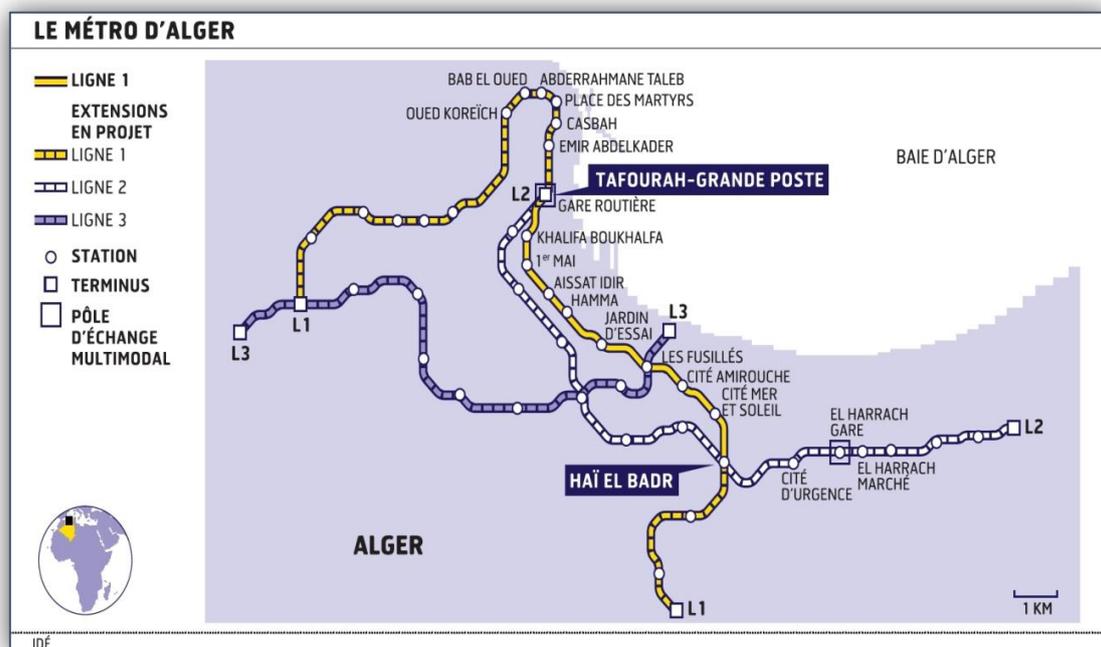


Figure V.1 : Schéma général du réseau du métro de la ville d'Alger.

V.1.1.3 Etude géologique

A. Géologie générale de l'Algérie

L'Algérie est divisée en deux unités tectoniques majeures séparées par la faille sud-atlasique

- ▲ le Nord de l'Algérie portant l'empreinte de la tectonique alpine;
- ▲ la plate-forme saharienne, relativement stable, où la tectonique est moins prononcée.

Le domaine septentrional est constitué de reliefs jeunes, modelés au cours du Tertiaire par les mouvements alpins.

❖ *Algérie alpine*

L'Algérie alpine est composée des ensembles structuro-sédimentaires suivants, du nord au sud:

- ▲ Le plateau continental algérien réduit, à dépôts tertiaires et quaternaires (1000 à 3500 m), repose sur un socle métamorphique. L'objectif pétrolier principal est le Mio-Pliocène.
- ▲ L'Atlas tellien est le domaine des nappes, avec des bassins de type intra-montagneux (ex. bassin du Chéelif), dont la série sédimentaire s'étend du Jurassique au Miocène. Plusieurs gisements d'intérêt variable y sont connus: Ain Zeft, Tliouanet, Oued Guettirini. Les objectifs pétroliers principaux sont le Crétacé moyen, le Miocène et l'Eocène allochtone.
- ▲ le Hodna est un bassin d'avant-fosse dont la séquence de remplissage débute par des dépôts continentaux d'âge Eocène et Oligocène et se poursuit par un Miocène marin. L'objectif pétrolier principal est l'Eocène.

❖ *La plate-forme saharienne*

Elle est située au sud de l'Algérie alpine et appartient au Craton Nord Africain. Elle comprend un socle précambrien sur lequel repose en discordance une puissante couverture sédimentaire, structurée au Paléozoïque en plusieurs bassins séparés par des zones hautes. On distingue d'ouest en est:

- ▲ les bassins de Tindouf et de Reggane situés sur les bordures nord et nord-est du bouclier Reguibat. La couverture sédimentaire atteindrait 8000m dans le bassin de Tindouf et 6500 m dans celui de Reggane. Dans cette zone peu explorée, les formations paléozoïques pourraient se révéler à hydrocarbures liquides et gazeux.
- ▲ le bassin de Béchar limité au nord par le Haut Atlas, au sud et à l'ouest par la chaîne d'Ougarta. Sa couverture sédimentaire atteindrait 8000 m. Les réservoirs se trouvent dans le détritique paléozoïque inférieur et les récifs carbonifères.

La figure ci dessous montre la carte géologique générale du Nord Algérien.

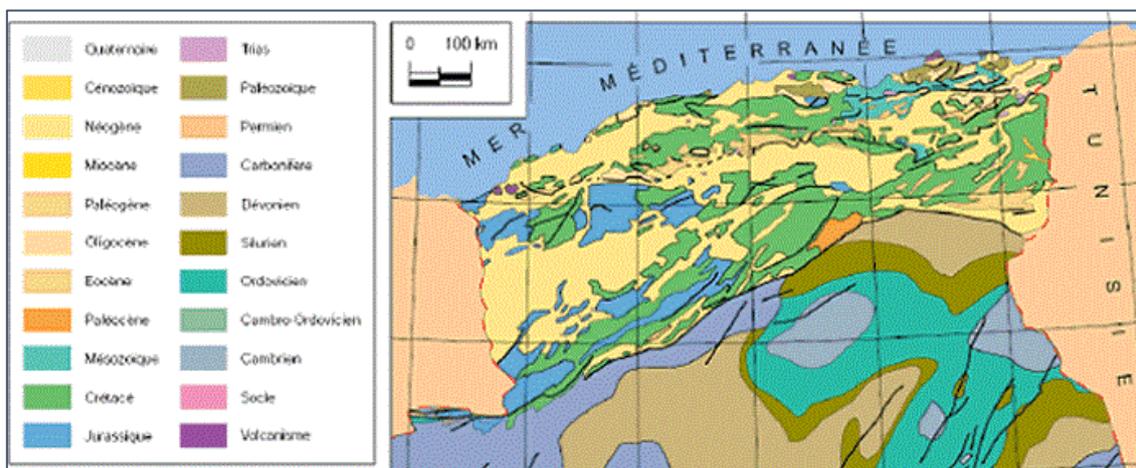


Figure V.2: Carte géologique générale de l'Algérie.

B. Géologie du tracé [2]

L'ensemble lithologique traversé par le tracé actuel du tunnel peut être réduit à deux unités. D'un point de vue global ces deux couches se superposent plus au moins horizontalement.

• Quaternaire et dépôts récents

Le Quaternaire consiste pour la plus grande partie en des sédiments argileux et cohésifs, qui peuvent atteindre des épaisseurs considérables, spécialement dans la partie moyenne du tracé du tunnel.

L'unité supérieure, parfois d'une épaisseur de quelques mètres, se compose des dépôts récents, habituellement non consolidés, d'un caractère plus ou moins cohésif.

Elle est riche en éboulis et peut être issue de changements anthropogènes, de même qu'elle peut contenir des débris de matériaux de construction.

Un groupe de valeurs caractéristiques unique (RX), caractérisé par des paramètres réduits a été défini spécifiquement pour cette zone fortement remaniée.

Pour des grandes zones, il est difficile de différencier entre les matériaux de remplissage d'origine anthropogène et les sédiments quaternaires, situés en dessous.

C'est pour cela que nous recommandons de coter les cinq premiers mètres de la couverture avec les valeurs du groupe de valeurs caractéristiques « RX – Remblais / Quaternaire non différencié » et ceci pour toutes les excavations de la construction.

Les dépôts quaternaires au dessous des dépôts anthropogènes sont caractérisés par une prédominance des argiles sableux et limoneux et des sables limoneux et dans une plus grande part légèrement argileux subordonné.

Les argiles jaunâtres, rougeâtres et brunâtres montrent une bonne consistance, et due à leur teneur sableuse et des conditions sèches présumées, une plasticité modérât.

L'unité plus basse du Quaternaire se compose par des marnes grises et légèrement sableuse. Ils forment la limite inférieure du Quaternaire, et séparent les sédiments Quaternaire des sédiments Tertiaire.

• Tertiaire - Molasse

Comme les sédiments de la Quaternaire, le dépôt Tertiaire de la Molasse est caractérisé par un mélange des couches de sables limoneux et argileux et des argiles sableuses et graveleuses. Des sables vraiment non cohésifs n'ont pas été trouvés dans des forages exécutés. Le long du tracé du tunnel, l'épaisseur de la molasse varie de 7 à plus de 20 mètres.

De minces couches de grès sont intercalées de manière répétée et d'une façon irrégulière dans les sédiments de la molasse.

La cohésion de la roche et le grade d'érosion des grès au sein de la molasse varient très fortement. Dépendant de la matrice, l'échelle de consistance s'étale des horizons très friables, facilement cassables à la main jusqu'à des variantes à matrice calcaire extrêmement dures et peu érodées.

Le tableau suivant résume l'ensemble lithologique traversé par le tracé actuel du tunnel :

Tableau V.1: Récapitulatif des différentes couches constituant le tracé.

<i>Couche</i>	<i>Indice</i>	<i>Famille</i>
<i>Marnes bleues (plaisancien-astien)</i>	TM	<i>Faciès pliocènes</i>
<i>Grés (astien)</i>	TG	
<i>Sable- conglomérats (astien)</i>	TS	
<i>Argiles sableuses (astien)</i>	TA	
<i>Marnes jaunes d'El Harrach (calabrien)</i>	QM	<i>Faciès quaternaires</i>
<i>Faciès détritiques (quaternaire)</i>	Qs/QA/QV	
<i>Remblais</i>	RX	

C. Conditions tectoniques

La formation des chaînes alpines méditerranéennes y compris le tronçon algérien est liée à la dérive et la rotation de la plate forme continentale de l'Afrique par rapport à l'Eurasie depuis le Jurassique.

Les bassins de Mitidja ainsi que ceux de Chélif et de Seybouse sont structurés pendant les dernières étapes de la tectonique Alpine.

Les résultats des mouvements tectoniques se trouvent dans des formations des grandes nappes dans les montagnes européennes et dans l'Atlas Tellien et dans des plusieurs failles tectoniques normales et inverses dans la région d'Alger.

Dans le socle métamorphique dans la région d'Alger des failles de type normal et inverse avec une orientation NE-SW à ENE-WSW sont observables.

Une continuation des failles normales dans des sédiments du Quaternaire et Tertiaire est supposée.

D. Conditions sismiques:

En accord avec les règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008 l'extension B de la Ligne 1 du Metro d'Alger est située dans la zone sismique III (sismicité élevée).

Toute l'œuvre peut être considérée incluse dans le groupe d'utilisation 1B (œuvre de grande importance). En accord avec le RPOA 2008 les valeurs de l'accélération sismique doivent être adoptées:

- * La valeur d'accélération sismique est de 0,3g
- * Le facteur de la réduction par profondeur ne sera pas inférieur à 0,8
- * La composante verticale du séisme peut être estimée de 2/3 de l'horizontale

Les modules d'élasticité dynamique transversale (G) des terrains se trouvent dans la table suivant :

Tableau V.2 : Module d'élasticité dynamique G des types de sol différents

Module d'élasticité dynamique G des types de sol différents [MPa]							
	RX	QA	QS	QM	QV	TA	TS/TG
MIN	-	150	300	500	-	400	2300

V.1.1.4 Etude géotechnique

Dans le domaine de la station El Harrach Centre, 6 forages ont été effectués, atteignant des profondeurs de 37 m. Tous les forages montrent une succession géologique similaire. Pour le dimensionnement statique nous recommandons l'utilisation des valeurs caractéristiques suivantes.

Tableau V.3: Récapitulatif des propriétés géotechniques des couches constituant le tracé.

	γ (KN/m ³)	c (bar)	ϕ (°)	E (MPa)
RX	19	0	25	16
QA	20	0.3	25	26
QS	20	0.1	33	30
QM	20	0.4	24	25
TA	21	0.40	25	40
TS	20	0.15	30	30
TG	20	1	25	50

V.1.2 Présentation du tunnel en mine D10

Le tunnel D10 se situe dans la fin du 3eme kilomètre de l'extension B (Haï-El-Badr - El Harrach centre-Bab Ezzouar) de la ligne 1 du métro d'Alger, il relie la station El Harrach centre a un puits de ventilation Figure V.3.

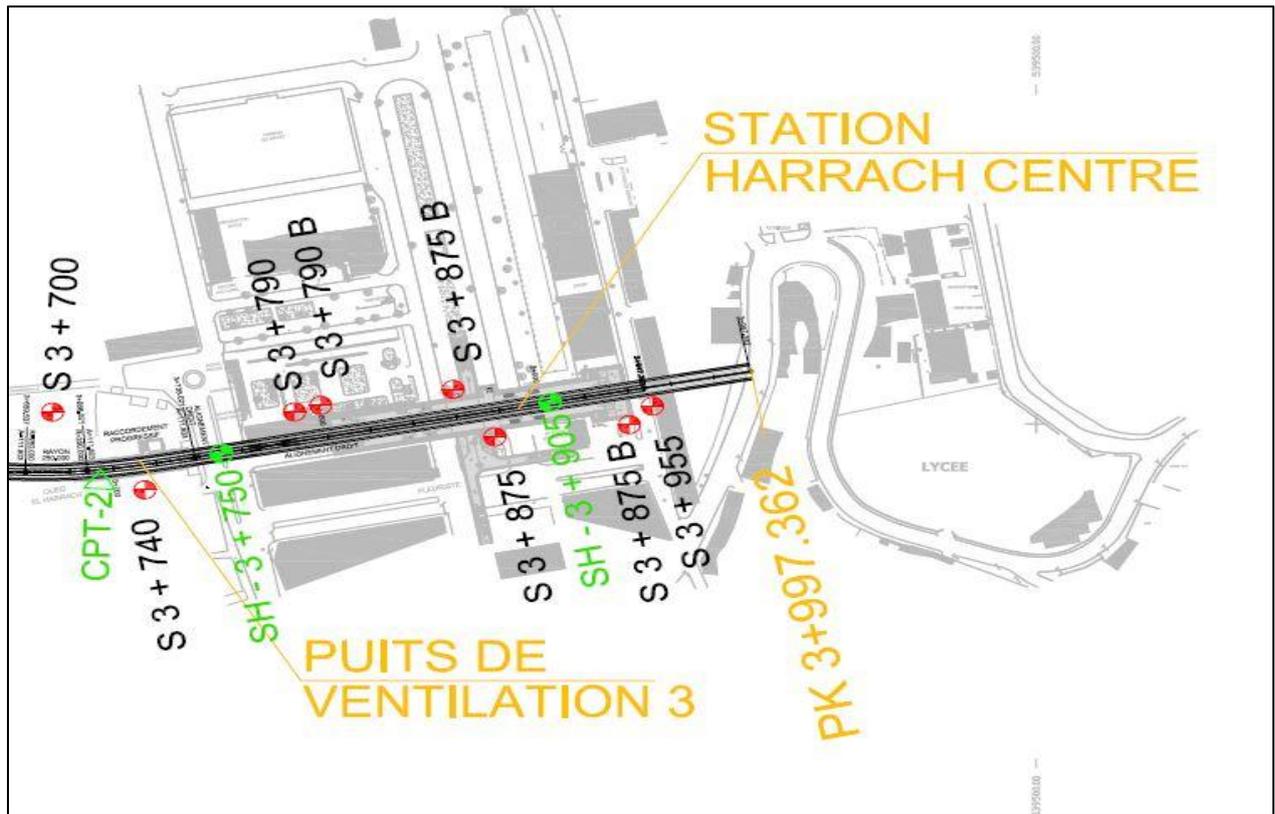


Figure V.3: Vue en plan du tracé de la ligne 1 extension B.

V.1.2.1 Caractéristiques géométriques

La géométrie de la section D10 se constitue d'une section voûtée avec une largeur de 10.22m et une hauteur de 9.1 m comme le montre la figure ci-dessous:

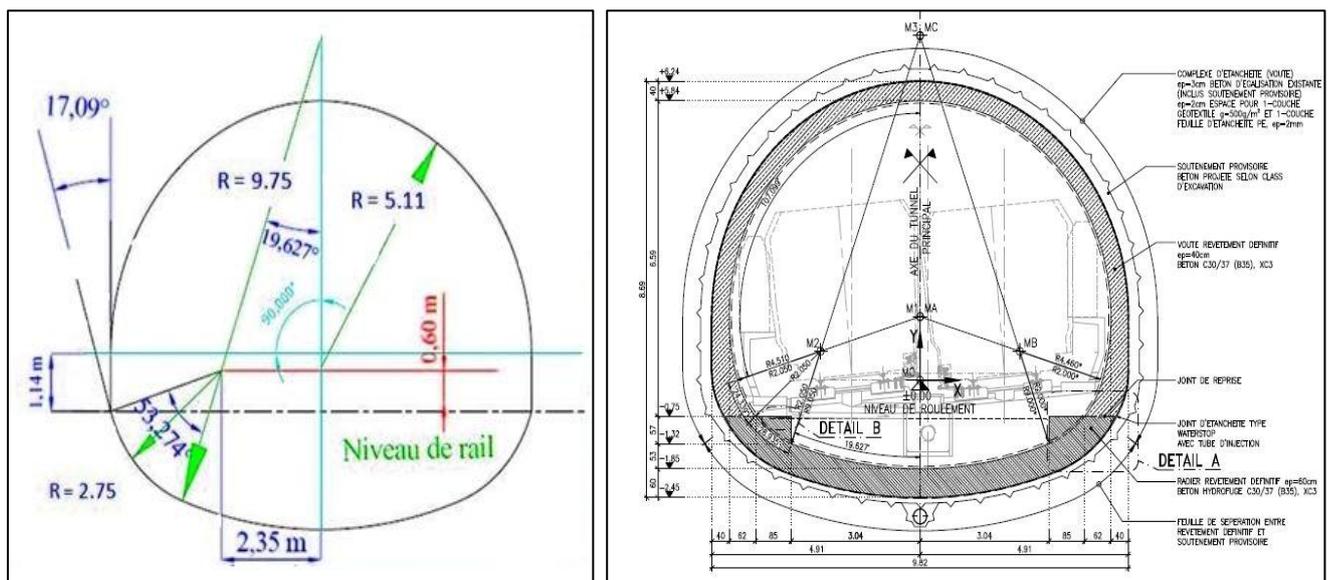


Figure V.4: Caractéristiques géométriques d'une section du tunnel D10.

V.1.2.2 Caractéristiques géologiques et géotechniques

Les renseignements tirés des sondages effectués le long de l'extension B (*Hai El-Badr - El Harrach centre*) en particulier le sondage **S 3+995** qui est le plus représentatif du tunnel **D10** a donné les résultats représentés sur le tableau suivant :

Tableau V4: Résultats de sondage S 3+955.

Type de couche	Epaisseur (m)	Caractéristiques			
		γ (KN/m ³)	c (bar)	ϕ (°)	E (MPa)
Rx	2.0	19	0	25	/
Qa	9	20	0.3	25	26
Qs	5	20	0.1	33	30
Qm	9	20	0.4	24	25
Ts	12	20	0.15	30	30

Le niveau de la nappe phréatique se trouve en dessous du tunnel

❖ *La coupe géologique du terrain est la suivante :*

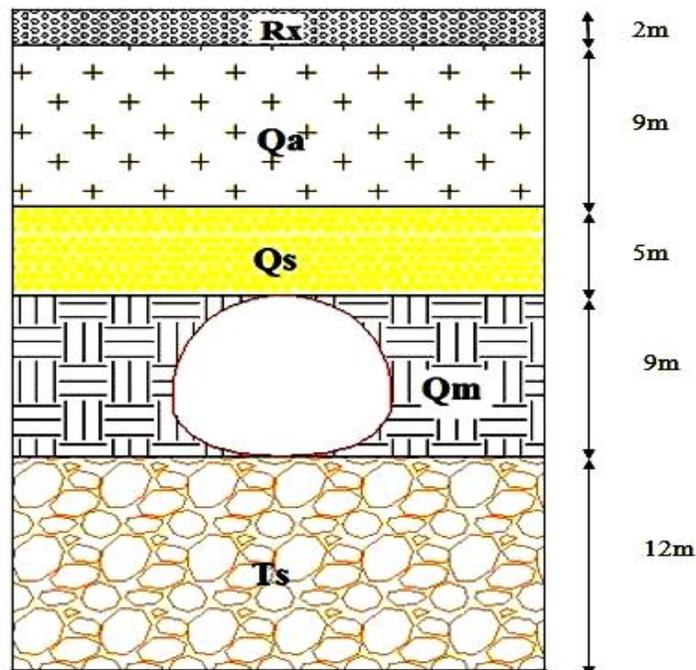


Figure V.5: Coupe géologique de calcul.

V.2 EVALUATION DES CHARGES

V.2.1 Charges et surcharges à la surface du sol

Pour la charge en surface, on considère :

- ❖ Une charge d'installation de chantier $\sim 10 \text{ KN/m}^2$.
- ❖ Les charges de trafic $\sim 30 \text{ KN/m}^2$.
- ❖ Charge des bâtiments résidentiels $\sim 75 \text{ KN/m}^2$ (équivalent au poids d'un bâtiment R+6).

V.2.2 Calcul de la pression verticale active descendante sur le soutènement en demi section supérieure du tunnel σ_v

A. Méthode de TERZAGHI

La largeur de la voûte de décharge est :

$$B = b + 2 \times y \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad , \text{ « Eq. III.2 »}$$

Sachant que : $b = 10.22 \text{ m}$, $y = 6.44 \text{ m}$, $\varphi = 24^\circ$.

$$B = 10,22 + 2 \times 6,44 \times \tan(45 - 12)$$

$$B = 15 \text{ m}$$

D'ou la contrainte verticale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel σ_v est selon;

$$\sigma_v = \frac{(B \times \gamma) - 2C}{2K \times \tan\varphi} \left[1 - e^{\left(-\frac{2K \times H \times \tan\varphi}{B}\right)} \right] + q \times e^{\left(-\frac{2K \times H \times \tan\varphi}{B}\right)} \quad \text{« Eq. III.3 »}$$

- Couche de remblais Rx (H=2m) :

$$\sigma_{v1} = \frac{15 \times 19}{2 \times 1 \times \tan 25} \left[1 - e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 2 \times \tan 25}{15}\right)} \right] + 75 \times e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 2 \times \tan 25}{15}\right)}$$

$$\sigma_{v1} = 120.66 \text{ KN/m}^2$$

- Couche de quaternaire argileux Qa (H=9m) :

$$\sigma_{v2} = \frac{(15 \times 20) - 2 \times 30}{2 \times 1 \times \tan 25} \left[1 - e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 9 \times \tan 25}{15}\right)} \right] + 120.66 \times e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 9 \times \tan 25}{15}\right)}$$

$$\sigma_{v2} = 179.23 \text{ KN/m}^2$$

- Couche de quaternaire sableux Qs (H=5m) :

$$\sigma_{v3} = \frac{(15 \times 20) - 2 \times 10}{2 \times 1 \times \tan 33} \left[1 - e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 5 \times \tan 33}{15} \right)} \right] + 179.23 \times e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 5 \times \tan 33}{15} \right)}$$

$$\sigma_{v3} = 192 \text{ KN/m}^2$$

B. Théorie des poids des terres

La pression verticale selon la méthode des poids des terres est :

$$\sigma_v = \sum_1^n h_i \times \gamma_i + q, \text{ « Eq. III.4 »}$$

$$\sigma_v = [19 \times 2 + 20 \times 9 + 20 \times 5 + 75]$$

$$\sigma_v = 393 \text{ KN/m}^2$$

C. Théorie de BIRBAÜMER

La contrainte verticale est :

$$\sigma_v = \gamma \times H = \gamma \times \alpha h, \text{ « Eq. III.5 »}$$

- * H : Couverture du terrain
- * h : Hauteur de la parabole de charge
- * α : Coefficient de réduction ou de répartition

D'après l'équation « Eq. III.2 » : $B = 15 \text{ m}$

- * Le coefficient de répartition α :

puisque $H = 16 \text{ m}$ ($15 \text{ m} < H < 200 \text{ m}$) alors :

$$\alpha = 1 - \frac{H \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{B}$$

$$\alpha = 1 - \frac{16 \times \tan^2(45 - 12)}{15} = 0.55$$

$$\alpha = 0.55$$

$$\sigma_v = 176 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats de la contrainte verticale active sur la demi-section supérieure du tunnel sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau V.5 : Pression verticale active agissant sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel σ_v .

	<i>Théorie des poids des terres</i>	<i>Méthode de TERZAGHI</i>	<i>Théorie de BIRBAÜMER</i>
$\sigma_v \text{ (KN/m}^2\text{)}$	393	192	176

V.2.3 Calcul de la pression horizontale active descendante sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel σ_h .

A. Méthode de TERZAGHI

D'après TERZAGHI la pression horizontale active est :

$$\sigma_h = 0,3\gamma \times (0,5y + H_p), \text{ « Eq. III.6 »}$$

* H_p : la hauteur de noyau de détente

$$H_p = \frac{b}{2 \times \sin(\varphi)}, \text{ « Eq. III.8 »}$$

$$H_p = \frac{10.22}{2 \times \sin(24)}$$

$$H_p = 12.56 \text{ m}$$

REMARQUE: $H_p < H$ Donc la possibilité de construire un tunnel en mine est réalisable.

$$\sigma_h = 0,3 \times 20 (0,5 \times 6,44 + 12,56)$$

$$\sigma_h = 94.68 \text{ KN/m}^2$$

B. Théorie des poids de terres

Selon la Théorie des poids de terres la pression horizontale active est donnée par:

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v, \text{ « Eq. III.13 »}$$

* Ka : Coefficient de poussée active donné par « Eq. III.9 »

$$Ka = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,421$$

$$\sigma_h = 0,421 \times 393$$

$$\sigma_h = 165.74 \text{ KN/m}^2$$

C. Théorie des SOVIETIQUES

La pression horizontale active au niveau de la calotte selon cette théorie est donnée par :

$$\sigma_{h1} = \gamma \times h_p \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right), \text{ « Eq. III.14 »}$$

$$\sigma_{h1} = 20 \times 13.75 \times \tan^2(45 - 12) - 2 \times 40 \times \tan(45 - 12)$$

$$\sigma_{h1} = 64.02 \text{ KN/m}^2$$

La pression horizontale active Au niveau des pieds droits est :

$$\sigma_{h2} = \gamma \times (y + h_p) \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right), \text{ « Eq. III.15 »}$$

$$\sigma_{h2} = 20 \times (6.44 + 13.75) \times \tan^2(45 - 12) - 2 \times 40 \times \tan(45 - 12)$$

$$\sigma_{h2} = 118.34 \text{ KN/m}^2$$

D. Théories de COULOMB-RANKINE

La pression horizontale active au niveau de la calotte selon COULOMB-RANKINE est:

$$\text{Avec : } \begin{cases} c = 40 \text{ KN/m}^2 ; \varphi = 24^\circ ; \gamma = 20 \text{ KN/m}^3 \\ Ka = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,406 \end{cases}$$

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

$$\sigma_{h1} = 0,421 \times 192$$

$$\sigma_{h1} = 80.83 \text{ KN/m}^2$$

La pression horizontale active au niveau du radier provisoire selon *COULOMB-RANKINE* est :

$$\sigma_{h2} = \gamma \times y \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_{h2} = 20 \times 6.44 \times \tan^2(45 - 12) - 2 \times 40 \times \tan(45 - 12)$$

$$\sigma_{h2} = 2.36 \text{ KN/m}^2$$

D'où

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

$$\sigma_h = 2.36 + 80.83$$

$$\sigma_h = 83.192 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats de la contrainte horizontale active sur la demi-section supérieure du tunnel sont représentés sur le tableau suivant:

Tableau V.6 : Pression horizontale active agissant sur le soutènement en demi-section supérieure du tunnel σ_h .

	Méthode de <i>TERZAGHI</i>	Méthode des poids des terres	Théorie des Soviétiques		Théorie de <i>COULOMB- RANKINE</i>	
			Calotte	Pieds droits	Calotte	Pieds droits
Pression horizontal active σ_h (KN/m ²)	94.68	165.74	64.02	118.34	80.83	83.19

V.2.4 Calcul de la pression verticale active agissant sur le soutènement de la structure globale σ_v .

A. Méthode *TERZAGHI*

Selon l'équation:

$$\sigma_v = \frac{(B \times \gamma) - 2C}{2K \times \tan \varphi} \left[1 - e \left(- \frac{2K \times H \times \tan \varphi}{B} \right) \right] + q \times e \left(- \frac{2K \times H \times \tan \varphi}{B} \right) , \text{ « Eq. III.3 »}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} b = 10,22 \text{ m} \\ y = 9,1 \text{ m} \\ \varphi = 24^\circ \\ K = 1 \\ q = 75 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$B = b + 2 \times y \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right), \text{ « Eq. III.2 »}$$

$$B = 10.22 + 2 \times 9.1 \times \tan(45 - 12)$$

La largeur de la voûte de décharge est :

$$\mathbf{B = 22.03 \text{ m}}$$

- Couche de remblais Rx (H=2m) :

$$\text{avec : } \begin{cases} \gamma = 19 \text{ KN/m}^3 \\ c = 0 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_v = \frac{22.03 \times 19}{2 \times 1 \times \tan 25} \left[1 - e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 2 \times \tan 25}{22.03}\right)} \right] + 75 \times e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 2 \times \tan 25}{22.03}\right)}$$

$$\mathbf{\sigma_v = 105.34 \text{ KN/m}^2}$$

- Couche de quaternaire argileux Qa (H=9m):

$$\text{avec : } \begin{cases} \gamma = 20 \text{ KN/m}^3 \\ c = 30 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_v = \frac{22.03 \times 20 - 2 \times 30}{2 \times 1 \times \tan 25} \left[1 - e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 9 \times \tan 25}{22.03}\right)} \right] + 105.34 \times e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 9 \times \tan 25}{22.03}\right)}$$

$$\mathbf{\sigma_v = 201.26 \text{ KN/m}^2}$$

- Couche de quaternaire sableux Qs (H=5m):

$$\text{avec : } \begin{cases} \gamma = 20 \text{ KN/m}^3 \\ c = 10 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_v = \frac{22.03 \times 20 - 2 \times 10}{2 \times 1 \times \tan 33} \left[1 - e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 5 \times \tan 33}{22.03} \right)} \right] + 201.26 \times e^{\left(-\frac{2 \times 1 \times 5 \times \tan 33}{22.03} \right)}$$

$$\sigma_v = 232.55 \text{ KN/m}^2$$

B. Théorie des poids des terres

La pression verticale selon la méthode des poids des terres est :

$$\sigma_v = \sum_1^n h_i \times \gamma_i + q$$

$$\sigma_v = [19 \times 2 + 20 \times 9 + 20 \times 5 + 75]$$

$$\sigma_v = 393 \text{ KN/m}^2$$

C. Théorie de BIERBAÜMER

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

- b = 10.22 m ; y = 9.1 m ; B = 22,03 m
- Coefficient de répartition $\alpha = 0.693$ car (15 m < H < 200 m)

$$\sigma_v = 221.76 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats de la contrainte verticale active sur la section globale du tunnel sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau V.7 : Pression verticale active agissant sur le soutènement de la structure globale σ_v

	<i>Méthode de TERZAGHI</i>	<i>Théorie des poids des terres</i>	<i>Théorie de BIERBAÜMER</i>
σ_v (KN/m ²)	232.55	393	221.76

V.2.5 Calcul de la pression horizontale active descendante sur le soutènement de la section globale du tunnel σ_h

A. Méthode de TERZAGHI

D'après TERZAGHI la pression horizontale active est :

$$\sigma_h = 0,3\gamma \times (0,5y + H_p) ; \text{ « Eq. III.5 »}$$

$$\sigma_h = 0,3 \times 20 (0,5 \times 9,1 + 12,56)$$

$$\sigma_h = 102.66 \text{ KN/m}^2$$

B. Théorie des poids de terres

Selon la Théorie des poids de terres la pression horizontale active est donné par:

$$\sigma_h = K_a \times \sigma ; \text{ « Eq. III.13 »}$$

K_a : Coefficient de poussée active donné par

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,421$$

$$\sigma_h = 0,421 \times 393$$

$$\sigma_h = 165.74 \text{ KN/m}^2$$

C. Théorie des SOVIETIQUES

La pression horizontale active au niveau de la calotte selon cette théorie est donnée par :

$$\sigma_{h1} = \gamma \times h_p \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \text{ « Eq. III.14 »}$$

$$h_p = \frac{b}{\sin(2\varphi)} = 12.56 \text{ m}$$

$$\sigma_{h1} = 20 \times 13.75 \times \tan^2(45 - 12) - 2 \times 40 \times \tan(45 - 12)$$

$$\sigma_{h1} = 64.02 \text{ KN/m}^2$$

La pression horizontale active Au niveau des pieds droits est :

$$\sigma_{h2} = \gamma \times (y + h_p) \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) , \text{ « Eq. III.15 »}$$

$$\sigma_{h2} = 20 \times (9.1 + 13.75) \times \tan^2(45 - 12) - 2 \times 40 \times \tan(45 - 12)$$

$$\sigma_{h2} = 140.77 \text{ KN/m}^2$$

D. Théorie de COULOMB-RANKINE

La pression horizontale active au niveau de la calotte selon *COULOMB-RANKINE* est :

$$\text{Avec } \begin{cases} c = 40 \text{ KN/m}^2; \varphi = 24^\circ ; \gamma = 20 \text{ KN/m}^3 \\ K_0 = (1 - \sin\varphi) \times 1 \times 0.7 \times 0.7 \end{cases}$$

$$K_0 = (1 - \sin 24) \times 0.7 \times 1 \times 0.7 \Rightarrow K_0 = 0.29$$

$$\sigma_{h1} = K_0 \sigma_v \text{ (selon TERZAGHI)}$$

$$\sigma_{h1} = 0.29 \times 232.55$$

$$\sigma_{h1} = 67.44 \text{ KN/m}^2$$

La pression horizontale active au niveau du radier provisoire selon *COULOMB-RANKINE* est:

$$\sigma_{h2} = \gamma \times y \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right), \text{ « Eq. III.15 »}$$

$$\sigma_{h2} = 20 \times 9.1 \times \tan^2(45 - 12) - 2 \times 40 \times \tan(45 - 12)$$

$$\sigma_{h2} = 24.8 \text{ KN/m}^2$$

D'où

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

$$\sigma_h = 24.8 + 67.44$$

$$\sigma_h = 92.24 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats de la contrainte horizontale active sur la section globale du tunnel sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau V.8 : Pression horizontale active agissant sur le soutènement de la structure globale σ_h

	Méthode de <i>TERZAGHI</i>	Méthode des poids des terres	Théorie des Soviétiques		Théorie de <i>COULOMB- RANKINE</i>	
			Calotte	Pieds droits	Calotte	Pieds droits
Pression horizontale active σ_h (KN/m ²)	102.66	165.74	64.02	140.77	67.44	92.24

V.2.6 Choix de la méthode de calcul

➤ Pour la charge verticale

On opte pour la méthode de *TERZAGHI* vu sa fiabilité dans tous les cas possibles et sa considération de plusieurs paramètres géotechniques et géologiques ; ce qui n'est pas le cas pour la théorie de *BIRBAÛMER*, applicable qu'au tunnel à grande profondeur, et la théorie des poids des terres qui est réputée pénalisante car elle ne prend pas en considération l'effet de voûte induisant un surdimensionnement de l'ouvrage.

Donc:

$$\sigma_v = 192 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Pour la demi-section supérieure (soutènement provisoire)}$$

$$\sigma_v = 232.55 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Pour la section globale (revêtement définitif)}$$

➤ Pour la charge horizontale

La méthode de *TERZAGHI* ne tient pas compte du terme de cohésion "c" donc un gain important en sécurité. La méthode de *COULOMB-RANKINE* utilise la pression verticale de *TERZAGHI* qui est la plus adaptée à notre cas.

Tableau V.9 : Récapitulatif des charges horizontales présent en compte dans le calcul

	Demi-section supérieure		Section globale	
	A la clé de voute	Au niveau des Pieds droits	A la clé de voute	Au niveau des Pieds droits
Pression horizontale active σ_h (KN/m ²)	80.83 KN/m ²	83.19 KN/m ²	67.44 KN/m ²	92.24 KN/m ²

V.3 PRE-DIMENSIONNEMENT

V.3.1 Pré-dimensionnement de la couche de béton projeté

Le béton projeté doit être dimensionné comme un anneau en béton armé, en appliquant les règles de calcul à l'état limite en utilisant la relation :

$$e = 2 \times \frac{R \times \sigma_v}{f_{bu}} + "0.02 \text{ a } 0.04" \text{ (m)}$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} R = 5.11 \text{ m} \\ f_{bu} = 14166.66 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_v = 232 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

V.3.2 Choix des cintres

➤ *Espacement maximum des cintres*

L'espacement maximal des cintres est égal à la plus basse des deux valeurs :

$$a = \text{Min} \left\{ 1.1 \frac{\sigma_e}{\sigma_s}, 1.1 \frac{f_{bu}}{\sigma_b} \right\}$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 14166.66 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_e = 355000 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_s = 308695.65 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$a = \text{Min} \{ 1.34, 1.04 \} = 1.04 \text{ m}$$

On opte pour un espacement de :

$$a = 0.8 \text{ m}$$

➤ *Calculs du pourcentage de répartition d'efforts internes θ_N et θ_M pour 2 profilés différents (HEB 160 - HEB 200)*

L'avantage des cintres métalliques est que ceux-ci peuvent reprendre aussi bien des efforts de compression que des efforts de traction, ce qui leur permet de résister à des moments de flexion importants. Contrairement au béton projeté qui lui, résiste bien à la compression. Donc le choix est fait de telle façon que le cintre métallique reprend un pourcentage d'efforts internes plus importants que le béton projeté.

➤ *Rigidité du cintre métallique*

1) A la compression

D'après

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{HEB 160} \longrightarrow E_s A's = \frac{2,1 \times 10^5 \times 54,3 \times 10^{-4}}{0,8} = 1425,37 \text{ MN/m} \\ \text{HEB 200} \longrightarrow E_s A's = \frac{2,1 \times 10^5 \times 78,1 \times 10^{-4}}{0,8} = 2050,125 \text{ MN/m} \end{array} \right.$$

2) A la flexion

D'après

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{HEB 160} \longrightarrow E_s I's = \frac{2,1 \times 10^5 \times 2492 \times 10^{-8}}{0,8} = 6,54 \text{ MN/m} \\ \text{HEB 200} \longrightarrow E_s I's = \frac{2,1 \times 10^5 \times 5696 \times 10^{-8}}{0,8} = 14,952 \text{ MN/m} \end{array} \right.$$

➤ *Rigidité de la voûte en béton projeté*

1) A la compression

D'après

$$E_b A'b = \frac{E_b A_b}{a} = \frac{E_b}{a} \times (a \times e) = E_b \times e = \theta_N E_s A_s$$

$$\theta_N = \frac{E_b A'b}{E_s A_s} \quad \text{donc}$$

$$\theta_N = \frac{E_b e}{E_s A's}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{HEB 160} \longrightarrow \theta_N = \frac{10000 \times 10^3 \times 0,2}{1425,37 \times 10^3} \Rightarrow \theta_N = 1,4 \\ \text{HEB 200} \longrightarrow \theta_N = \frac{10000 \times 10^3 \times 0,2}{2050,125 \times 10^3} \Rightarrow \theta_N = 0,97 \end{array} \right.$$

2) A la flexion

D'après

$$Eb I'b = \frac{Eb Ib}{a} = \frac{Eb \times a \times e^3}{a \times 12} = \frac{Eb e^3}{12} = \theta_M Es I's$$

$$\theta_M = \frac{Eb I'b}{Es Is} \quad \text{donc}$$

$$\theta_M = \frac{Eb \times e^3}{12(Es I's)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{HEB 160} \longrightarrow \theta_M = \frac{10000 \times 10^3 \times 0.2^3}{12 \times 6.54 \times 10^3} \Rightarrow \theta_M = 1.02 \\ \text{HEB 200} \longrightarrow \theta_M = \frac{10000 \times 10^3 \times 0.2^3}{12 \times 14.952 \times 10^3} \Rightarrow \theta_M = 0.44 \end{array} \right.$$

➤ Pourcentage de repartition d'efforts internes

HEB 160	{	Béton projeté \Rightarrow	$\left\{ \begin{array}{l} f_M = \frac{\theta_M}{1+\theta_M} = 0.50 = 50 \% \\ f_N = \frac{\theta_N}{1+\theta_N} = 0.58 = 58 \% \end{array} \right.$
		Cintre \Rightarrow	$\left\{ \begin{array}{l} f_M = \frac{1}{1+\theta_M} = 0.50 = 50 \% \\ f_N = \frac{1}{1+\theta_N} = 0.42 = 42 \% \end{array} \right.$
HEB 200	{	Béton projeté \Rightarrow	$\left\{ \begin{array}{l} f_M = \frac{\theta_M}{1+\theta_M} = 0.30 = 30\% \\ f_N = \frac{\theta_N}{1+\theta_N} = 0.50 = 50\% \end{array} \right.$
		Cintre \Rightarrow	$\left\{ \begin{array}{l} f_M = \frac{1}{1+\theta_M} = 0.70 = 70 \% \\ f_N = \frac{1}{1+\theta_N} = 0.50 = 50 \% \end{array} \right.$

Conclusion: On choisit le profilé HEB 200 pour le soutènement provisoire.

V.4 APPLICATION DE LA METHODE CONVERGENCE -CONFINEMENT

La méthode convergence-confinement est appliquée en clé de voûte.

➤ **Donnés de calculs**

Caractéristiques du terrain excavé	
Coefficient de poisson	$\nu = 0,3$
Cohésion	$c = 40 \text{ KN/m}^2$
Module de déformation	$E = 25 \text{ MPa}$
Angle du frottement	$\varphi = 24^\circ$
Rayon de l'excavation	$R = 5.11 \text{ m}$
Caractéristiques du cintre	
Section de cintre HEB 200	$A_s = 78,1 \text{ cm}^2$
Résistance de l'acier	$\sigma_e = 355000 \text{ KN/m}^2$
Module d'élasticité de l'acier	$E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$
Espacement des cintres	$a = 0,8 \text{ m}$
Caractéristiques du béton projeté	
Module de Young (béton projeté)	$E_b = 10000 \text{ MPa}$
Coefficient de poisson (béton projeté)	$\nu = 0,2$
Epaisseur de béton	$e = 0,2 \text{ m}$

• **Charge verticale**

$$\sigma_0 = 393 \text{ KN/m}^2 \text{ (théorie des poids des terres)}$$

On calcul R_c (résistance à la compression simple) :

$$R_c = \frac{2 \times c \times \cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)}, \text{ « Eq. IV.4 »}$$

$$R_c = \frac{2 \times 40 \times \cos(24)}{1 - \sin(24)}$$

$$R_c = 123.19 \text{ KN/m}^2$$

Selon la classification de l'**AFTES**, notre sol est de classe **R5b** ($R_c < 0.5 \text{ MPa}$)

On a bien $\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$ alors c'est la fin de l'état élastique (milieu élastoplastique)

Tableau V.10 : Classification des roches.

Catégories	Désignation	Exemples	R _c (Mpa)
R1	Roche de résistance très élevée	Quartz et basaltes de résistance élevée	> 200
R2a	Roche de résistance élevée	Granits très résistants, porphyres, grès et calcaires de très haute résistance	200 à 120
R2b		Granits, grès et calcaires de très bonne tenu ou légèrement dolités, marbres, dolomies, conglomérats	120 à 60
R3a	Roche de résistance moyenne	Grès ordinaire, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss	60 à 40
R3b		Schistes argileux, grès 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, gypses, grès très facturés ou marneux, poudingues.	20 à 6
R5a	Roche de très faible résistance et sols cohérents consolidés	Marnes sableuses ou argileuses, sables marneux gypses ou craies altérés.	6 à 0.5
R5b		Alluvions graveleuses sables argileux normalement consolidés.	< 0.5
R6a	Sols plastique ou peu consolidés	Marnes altérées, argiles franches, sables argileux limons fins	
R6b		Tourbes silts et vases peu consolidés, sable fins sans cohésion.	

Le taux de déconfinement vaut :

$$\lambda a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0}, \text{ « Eq. IV.8 »}$$

Avec:

$$P_a = \sigma_0(1 - \sin\varphi) - c \times \cos\varphi = \left(\sigma_0 - \frac{RC}{2} \right) (1 - \sin\varphi), \text{ « Eq.IV.7 »}$$

$$P_a = \left(393 - \frac{123.19}{2} \right) (1 - \sin 24)$$

$$P_a = 196.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\lambda a = \frac{393 - 196.61}{393}$$

$$\lambda a = 0.49$$

D'après l'équation :

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

$$u_e = \frac{1+0.3}{25 \times 10^3} \times 5.11 \times 393$$

$$u_e = 0.104 \text{ m}$$

On remarque que la convergence est assez importante, alors il faut disposer le soutènement le plus rapidement possible.

Le déplacement de la paroi à l'apparition de la rupture est :

$$u_a = \lambda_a \times u_e$$

$$u_a = 0.49 \times 0.104$$

$$u_a = 0.05 \text{ m}$$

D'après l'équation :

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{K_p+1} \times \frac{(K_p-1) \times \sigma_0 + R_c}{(1-\lambda) \times (K_p-1) \times \sigma_0 + R_c} \right]^{\frac{1}{K_p-1}}, \quad \text{« Eq. IV.11 »}$$

$$K_p = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right), \quad \text{« Eq. IV.5 »}$$

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{24}{2}\right) = 2.37$$

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{2.37+1} \times \frac{(2.37-1) \times 393 + 123.19}{(1-\lambda) \times (2.37-1) \times 393 + 123.19} \right]^{\frac{1}{2.37-1}}$$

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{1323.2}{(2229.59 - 1814.44\lambda)} \right]^{0.729}$$

Le déplacement à la paroi de l'excavation est donné par :

$$u(\lambda) = \frac{1+\nu}{E} \times \lambda_a \times \sigma_0 \times \frac{1}{1+\alpha} \times \left[2 \left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^{1+\alpha} - 1 + \alpha \right] \times R, \quad \text{« Eq. IV.10 »}$$

la déformation se fait dans un volume constant $\alpha = 1$

$$u(\lambda) = u_a \left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2$$

$$u(\lambda) = 0.03 \left[\frac{1323.2}{(2229.59 - 1814.44\lambda)} \right]^{1.458}$$

$$P(\lambda) = (1 - \lambda) \times 393 \quad \text{Pour } \lambda > \lambda_a$$

Tableau V.11 : Les valeurs de la courbe de convergence.

λ	0.5	0.55	0.6	0.65	0.7	0.75	0.8	0.9	1
$u(\lambda)$ (cm)	3,00	3,33	3,72	4,20	4,79	5,54	6,51	9,58	16,26
$P(\lambda)$ (kPa)	196,5	176,9	157,2	137,6	117,9	98,3	78,6	39,3	0,0

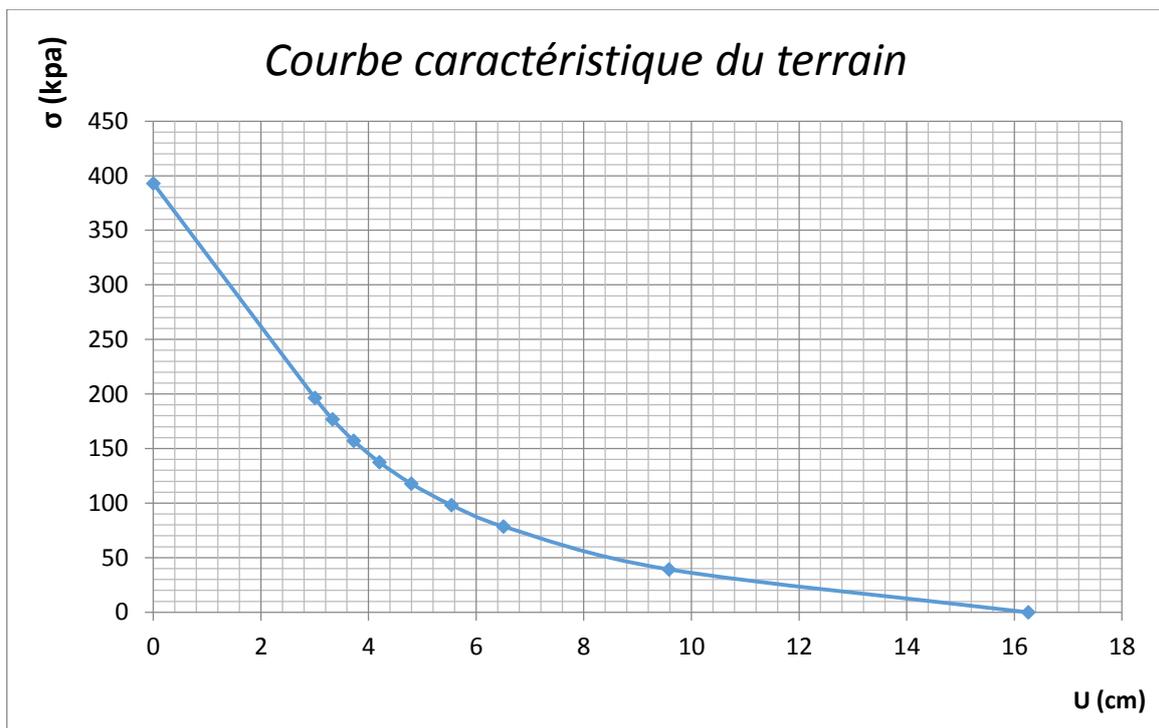


Figure V.6: Courbe caractéristique du terrain.

- *Courbe caractéristique du soutènement*

Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement

$$U_{s0} > 0,265 u_0 \quad , \text{ « Eq. IV.14 »}$$

$$U_{s0} > 0,265 \times 0.051$$

$$U_{s0} > 0.014 \text{ m}$$

Soit généralement plus du 1/3 du déplacement élastique à $p=0$.

$$U_{s0} = 0.017 \text{ m}$$

➤ Raideur du cintre :

$$Kc = \frac{Es As}{a R}$$

$$Kc = \frac{2,1 \times 10^5 \times 78.1 \times 10^{-4}}{0.8 \times 5.11} = 401.19 \text{ MPa}$$

$$Kc = 401.19 \text{ MPa}$$

➤ Pression maximale de soutènement:

$$p_c^{max} = \frac{\sigma_s As}{\alpha R}$$

$$p_c^{max} = \frac{355 \times 78.1 \times 10^{-4}}{0.8 \times 5.11}$$

$$p_c^{max} = 0.678 \text{ MPa}$$

$$u_c = \frac{p_c^{max} \times R}{Kc}$$

$$u_c = \frac{0.678 \cdot 5.11}{401.19} = 8.63 \text{ mm}$$

$$u_c = 8.63 \text{ mm}$$

➤ Raideur du béton projeté :

$$Kb = \frac{Eb \cdot e}{(1-\nu^2) \cdot R}$$

$$Kb = \frac{10000 \cdot 0,2}{(1-0,2^2) \cdot 5.11}$$

$$K_b = 407.69 \text{ MPa}$$

➤ Pression maximale de soutènement :

$$p_b^{max} = \frac{\sigma_{bmax} \times e}{R} \quad , \text{ « Eq. IV.16 »}$$

$$p_b^{max} = \frac{15 \times 0.2}{5.11}$$

$$p_b^{max} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$u_b = \frac{p_b^{max} \cdot R}{K_b}$$

$$u_b = \frac{0.55 \times 5.11}{407.69}$$

$$u_b = 6.89 \text{ mm}$$

➤ La convergence acquise par la paroi au moment du soutènement

$$u_{s0} = 10\% u_0$$

$$u_{s0} = 10\% \times 0,051$$

$$U_{s0} = 0.0051 \text{ m}$$

Pour la mise en place à proximité du front de taille :

$$u_{s1} = u_{s0} + s_{u1}$$

$$u_{s1} = 0.0051 + 0.002$$

$$U_{s1} = 0.0071 \text{ m}$$

➤ **Equilibre final**

Vérification du soutènement :

$$P = \sigma_0 < p_b^{max} + p_c^{max}$$

$$0.393 < 0.55 + 0.678 = 1.228 \text{ MPa}$$

$$p_{c+b}^{max} = 1.228 \text{ MPa}$$

$$u_{c+b}^{max} = \frac{(0.55+0.678)}{(401.19+407.69)} \times 5.11 = 7.75 \text{ mm}$$

$$u_{c+b}^{max} = 7.75 \text{ mm}$$

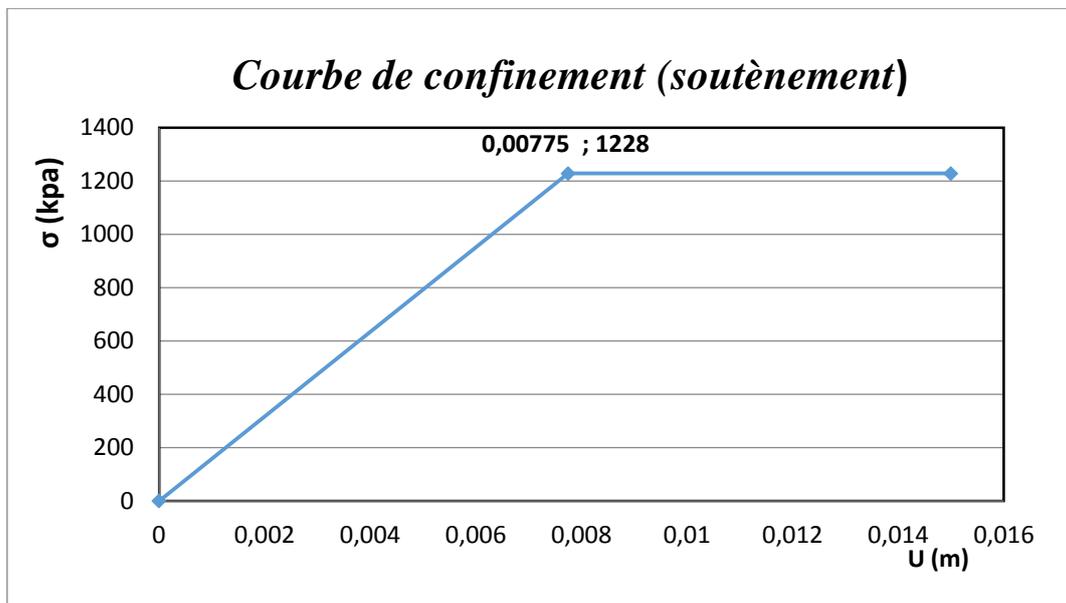


Figure V.7: Courbe de confinement .

• **Equilibre final**

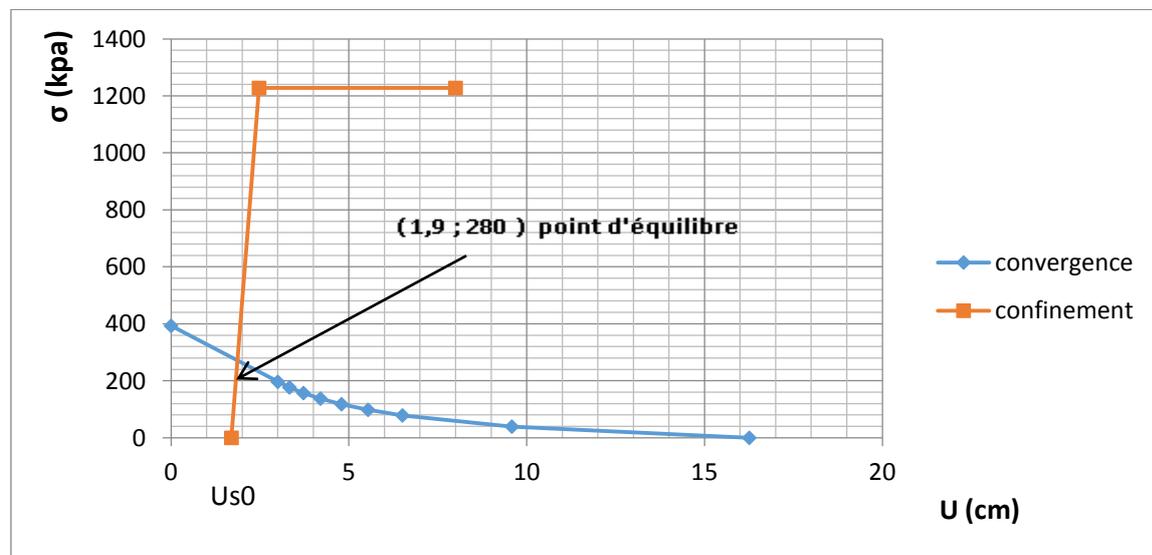


Figure V.8: Courbe d'équilibre final de convergence – Confinement.

Du graphe, on détermine le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence et de confinement :

$$(U_{eq}, P_{eq}) = (1.9 \text{ cm}, 0,280 \text{ MPa})$$

V.4 CONCLUSION

L'application de la méthode convergence confinement nous a permis de déterminer la pression de soutènement à l'équilibre, qui vérifie sa stabilité. On a trouvé des déformations acceptables. Cet ensemble d'information va nous permettre de contrôler mesures de convergence effectuée sur le site et les comparer aux résultats obtenus.

CHAPITRE VI

SOUTENEMENT PROVISOIRE

VI. VERIFICATION DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE [5]

VI.1 PRINCIPE DE LA MODELISATION DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

La modélisation se fera en élément Frame, c'est un modèle tridimensionnel de 0.8 mètre de longueur qui a une forme d'un demi-cercle. Les éléments seront axés sur la fibre moyenne du profilé, relié entre eux par des nœuds.

Le béton projeté et le profilé HEB 200 seront modélisés en une section équivalente (élément Frame) qui aura un module d'élasticité équivalent E_{eq} et une épaisseur équivalente e_{eq} qui doivent être calculés.

Les nœuds peuvent se déplacer librement dans le sens vertical et horizontal.

Les nœuds situés en pieds du modèle sont appuyés selon un encastrement parfait.

VI.2 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

➤ Caractéristiques mécaniques des matériaux

Béton projeté	Acier pour cintre
$\gamma = 25 \text{ kN/m}^2$	$\gamma = 76.98 \text{ kN/m}^2$
$E = 10000 \text{ MPa}$	$E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$
$\nu = 0.2$	$\nu = 0.3$
$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\sigma_e = 355 \text{ MPa}$
$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_{adm} = 2 \times \sigma_e / 3 = 236 \text{ MPa}$

➤ Caractéristiques géométriques des matériaux

- Béton projeté $\left\{ \begin{array}{l} e = 20 \text{ cm} \\ h = 80 \text{ cm} \end{array} \right.$
- Cintre métallique **HEB 200**

Caractéristiques géométriques du cintre	
$h = 200 \text{ mm}$	$A_s = 78.1 \text{ cm}^2$
$b = 200 \text{ mm}$	
$t_w = 9 \text{ mm}$	$I_s = 5696 \text{ cm}^4$
$t_f = 15 \text{ mm}$	
$r = 18 \text{ mm}$	$W_s = 569.6 \text{ cm}^3$
$d = 134 \text{ mm}$	

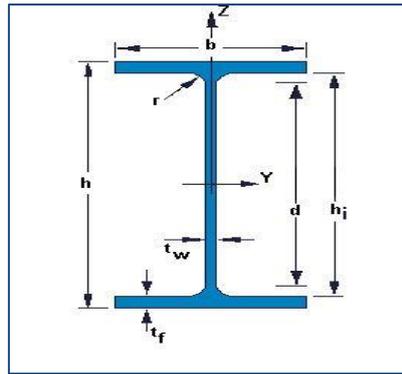


Figure VI.1 : Les dimensions du cintre HEB.

VI.3 DETERMINATION DES CHARGES AGISSANT SUR LE SOUTÈNEMENT

VI.3.1 La charge verticale

D'après:

$$P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{1} \quad , \quad \text{« Eq. IV.17 »}$$

$$Q_0 = \sum_{i=1}^n (h_i \gamma_i + q) \times a$$

$$Q_0 = [(19 \times 2) + (20 \times 9) + (20 \times 5) + 75] \times 0.8$$

$$Q_0 = 314.4 \text{ kN/ml}$$

- Les différentes dimensions sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} r_k = 5.11 \\ r_b = 4.91 \\ r = 5.01 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} l_k = 8.85 \\ l_b = 8.50 \\ l = 8.67 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} f = r(1 - \cos \varphi_0) = 2.505 \\ f_k = r_k(1 - \cos \varphi_0) = 2.555 \\ f_b = r_b(1 - \cos \varphi_0) = 2.455 \end{array} \right.$$

Tel que

$$\varphi_0 = 60^\circ$$

La charge d'intensité variable : ΔG

$$\Delta G = \left(\frac{f_k \times l_k}{3} \times \gamma h \right)$$

$$\Delta G = \left(\frac{2.555 \times 8.85}{3} \times 20 \right)$$

$$\Delta G = 150,74 \text{ kN/ m}$$

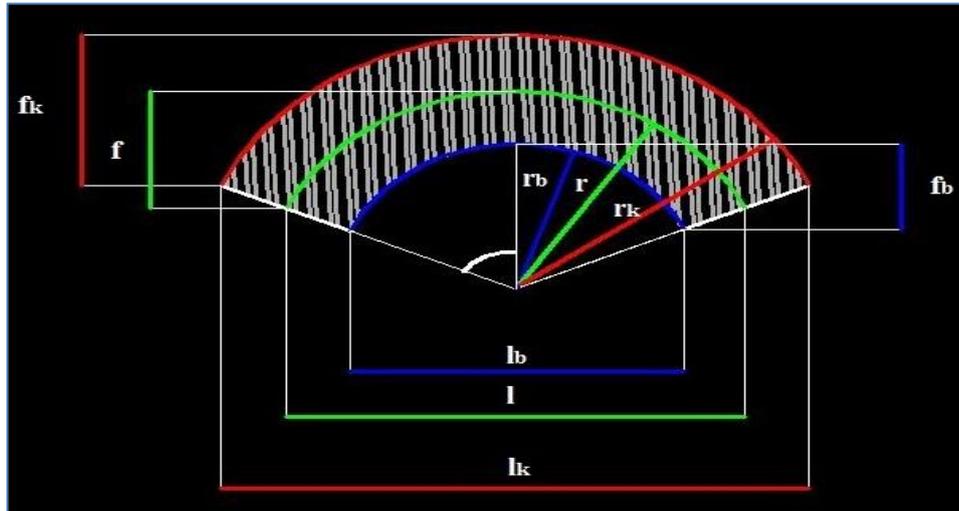


Figure VI.2 : Représentation de dimensions utilisées dans le soutènement provisoire.

$$Q = \gamma_{\text{concrete}} \times 2\varphi_0 / 2\pi \times 2\pi r$$

$$Q = 267.42 \text{ kN/ m}$$

$$P_v = \frac{267.42 + 314.4 + 150.74}{8.67}$$

$$P_v = 84.49 \text{ kN/ ml}$$

VI.3.2 La charge horizontale

D'après

$$Ka = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,421 \quad \text{« Eq. IV.20 »}$$

D'après

$$e_0 = \left[\sum_{i=1}^n (h_i \gamma_i + q) \right] \times Ka - 2c\sqrt{Ka} \quad \text{« Eq. IV.18 »}$$

$$e_0 = 393 \times 0,421 - 2 \times 40 \times \sqrt{0,421}$$

$$e_0 = 113.54 \text{ kN/ m}^2$$

D'après :

$$e_1 = (H+f)\gamma_h \times K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad \text{« Eq. IV.19 »}$$

$$e_1 = (16 + 2,505) 20 \times 0,421 - 2 \times 40 \times \sqrt{0,421}$$

$$e_1 = 103.9 \text{ kN/ m}^2$$

D'après :

$$e = \frac{e_1 + e_0}{2} \quad \text{« Eq. IV.22 »}$$

$$e = \frac{113.54 + 103.9}{2}$$

$$e = 108.72 \text{ kN/ m}^2$$

D'après

$$P_h = e \times \left(\frac{f_k}{f}\right) a \quad \text{« Eq. IV.23 »}$$

$$P_h = 108.72 \times \left(\frac{2.555}{2.505}\right) \times 0.8$$

$$P_h = 88.71 \text{ kN/ m}$$

VI.3.3 Réactions d'appuis

Selon le rapport f/l on choisit les coefficients α et β à partir du **Tableau IV.2**

$$\frac{f}{l} = \frac{2.505}{8.67} = 0.288$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_m = 0,01010 \\ \beta_m = -0,01010 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha_h = 0,4415 \\ \beta_h = -0,1749 \end{array} \right.$$

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

- *Pour la charge verticale:*

D'après : « Eq. IV.24 »

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

$$M_v = 0,01010 \times 84,49 \times 8,67^2 \Rightarrow M_v = 64,14 \text{ kN.m}$$

$$H_v = \alpha_h P_v l$$

$$H_v = 0,4415 \times 84,49 \times 8,67 \Rightarrow H_v = 323,41 \text{ kN}$$

$$V_v = P_v \frac{l}{2}$$

$$V_v = 84,49 \times \frac{8,67}{2} \Rightarrow V_v = 366,26 \text{ kN}$$

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

$$N_v = \sqrt{323,41^2 + 366,26^2} \Rightarrow N_v = 488,61 \text{ kN}$$

- *Pour la charge horizontale*

D'après « Eq. IV.25 » on a ;

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

$$M_h = -0,01010 \times 88,71 \times 8,67^2 \Rightarrow M_h = -67,35 \text{ kN.m}$$

$$H_h = \beta_h P_h l$$

$$H_h = -0,1749 \times 88,71 \times 8,67 \Rightarrow H_h = -134,51 \text{ kN}$$

$$V_h = 0$$

- *Les sollicitations cumulées*

D'après « Eq. IV.26 »

$$M_f = M_h + M_v$$

$$M_f = 64,14 - 67,35 \Rightarrow M_f = -3,21 \text{ kN/m}$$

$$H_f = H_h + H_v$$

$$H_f = 323.41 - 134.51 \Rightarrow H_f = 188.9 \text{ kN}$$

$$V_f = V_h + V_v$$

$$V_f = 366.26 + 0 \Rightarrow V_f = 366.26 \text{ kN/m}$$

Comme il a été indiqué dans le chapitre IV, on rappelle que pour assurer la sécurité de l'ouvrage, il faut que les contraintes ne soient contrôlées qu'à la naissance. L'influence de la charge horizontale étant négligée.

En ayant les valeurs du moment M_v et de l'effort normal N_v , les contraintes du cintre peuvent être vérifiées à l'aide de la relation suivante:

$$\sigma_{naissance} = \frac{N_v}{A_s} \pm \frac{M_v}{W_s} < \sigma_e \quad , \text{ « Eq. IV.27 »}$$

$$\sigma_{naissance} = \frac{488.61}{78.1 \times 10^{-4}} \pm \frac{64.14}{569.6 \times 10^{-6}}$$

$$\sigma_{naissance} = 175167.43 \text{ kN/m}^2 < \sigma_e = 355000 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Vérfié}$$

On remarque que la condition est vérifiée, alors on adoptera le profilé HEB 200 pour la suite du calcul.

VI.3.4 Portance maximale du soutènement

- Pour le cintre

$$P' = P_v \times \frac{\sigma_e}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{\sigma_e}{1.15} = 308.69 \text{ MPa}$$

$$P' = 84.49 \times \frac{355000}{308695.65} \Rightarrow P' = 97.16 \text{ kN/m}$$

- Pour le béton projeté

$$P' = P_v \times \frac{f_{bu}}{\sigma_{bc}}$$

$$P' = 88.49 \times \frac{14166}{15000} \Rightarrow P' = 83.56 \text{ kN/m}$$

VI.3.5 Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton Projeté

La voûte en béton projeté remplira l'espace entre les cintres pour le calcul avec une épaisseur e constante.

Les efforts N et M calculés sont ensuite redistribués dans le cintre et le béton projeté proportionnellement à leur raideurs respectives: (calculés dans les chapitres précédents).

$$\text{HEB 200} \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \theta_M = 1.02 \\ \theta_N = 1.4 \end{array} \right.$$

VI.4 MODELISATION DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

VI.4.1 La méthode des réactions hyperstatiques

Le principe de cette méthode est d'étudier le comportement du soutènement (ou du revêtement) sous l'action de charges extérieures. La géométrie du soutènement est modélisé pour 0.8 mètre linéaire de galerie sous forme de poutres (frame), puis on applique le chargement. On distingue alors des charges dites actives, qui sont indépendantes de l'état de déformation, et des charges dites passives qui sont les réactions hyperstatiques issues de la déformation du soutènement.

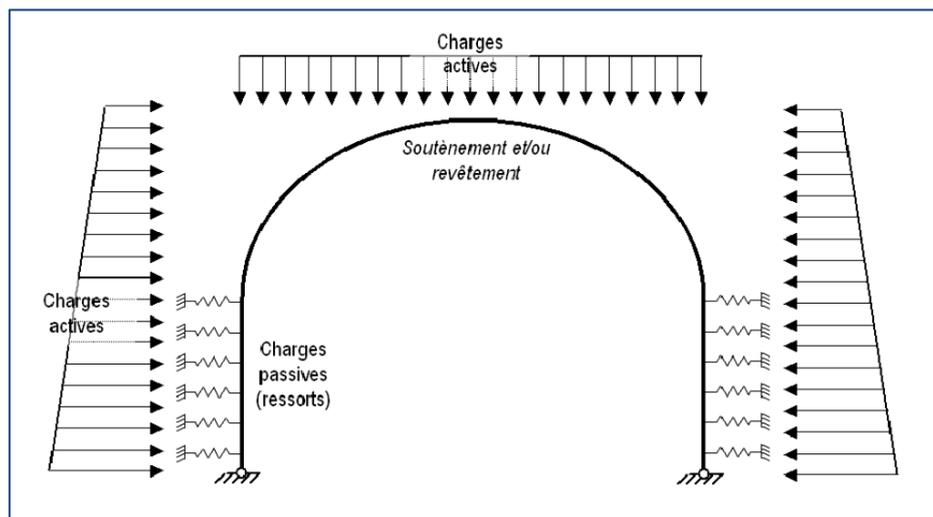


Figure VI.3 : Modèle aux réactions hyperstatiques, avec les forces actives et passives (ressorts).

Le soutènement composite (Le béton projeté et le profilé HEB 200) est modélisé par un matériau équivalent de module de déformation équivalent E_{eq} et d'épaisseur

équivalente $E_{\acute{e}q}$ (Figure VI.4) possédant les mêmes rigidités à l'effort normal et en flexion et le sol sera modélisé par des ressorts de raideur K ; ($K = \frac{E}{(1 + \nu) R} = 3763.35 \text{ kN/m}$).

$$E_{\acute{e}q} S_{\acute{e}q} = E_{\acute{e}q} \times 0.8 \times e_{\acute{e}q} = E_{BP} S_{BP} + E_c S_c$$

$$E_{\acute{e}q} e_{\acute{e}q} = 10^4 \times 0.8 \times 0.2 + 2,1 \times 10^5 \times 78.1 \times 10^{-4} = 3240.1 \text{ MN}$$

$$E_{\acute{e}q} I_{\acute{e}q} = E_{\acute{e}q} \times \frac{1 \times e_{\acute{e}q}^3}{12} = E_{BP} I_{BP} + E_c I_c$$

$$E_{\acute{e}q} e_{\acute{e}q}^3 = 12 \left(10^4 \times \frac{0.8 \times 0.2^3}{12} + 2,1 \times 10^5 \times 5696 \times 10^{-8} \right)$$

$$E_{\acute{e}q} e_{\acute{e}q}^3 = 207.53 \text{ MN.m}^2 \quad K = 3763.35 \text{ kN/m}$$

Donc: $\left\{ \begin{array}{l} E_{\acute{e}q} = 16002.85 \text{ MPa} \\ e_{\acute{e}q} = 23 \text{ cm} \end{array} \right.$

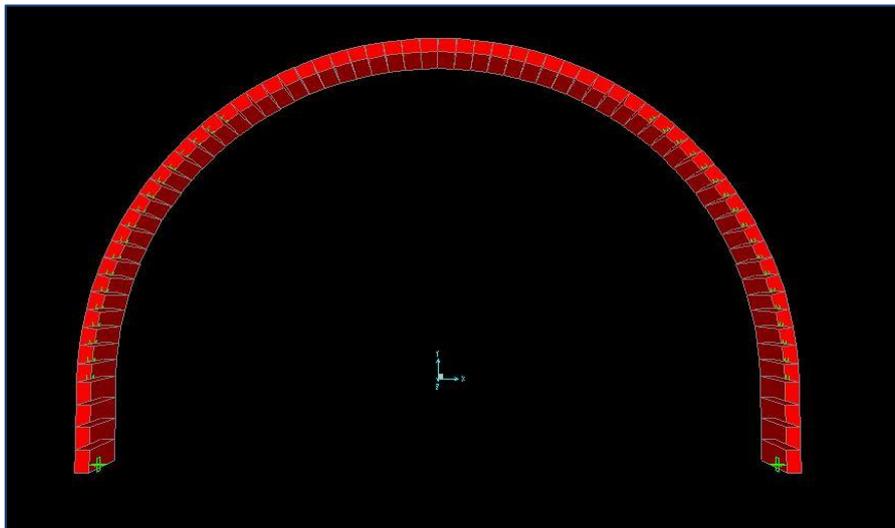


Figure VI.4 : La section équivalente du soutènement provisoire.

La déformée de la section équivalente du soutènement est représentée dans la figure ci-dessous

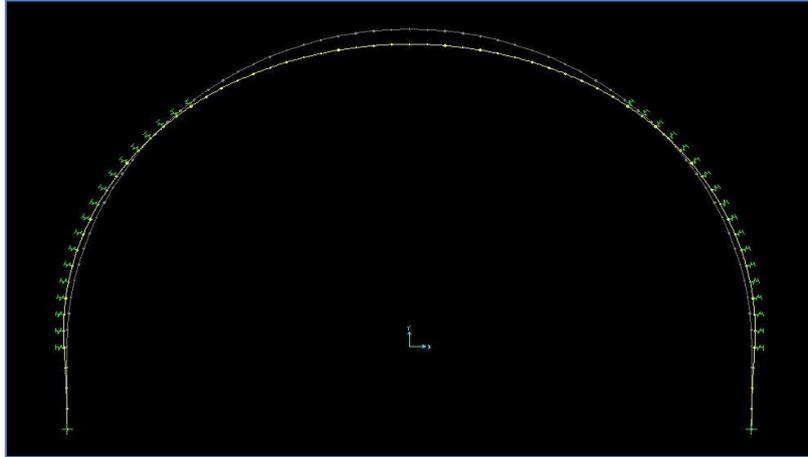


Figure VI.5 : La déformée de la section équivalente du soutènement provisoire (SAP 2000).

VI.4.2 Diagrammes des efforts

On présente ci-après les diagrammes du moment fléchissant et ceux de l'effort normale et l'effort tranchant.

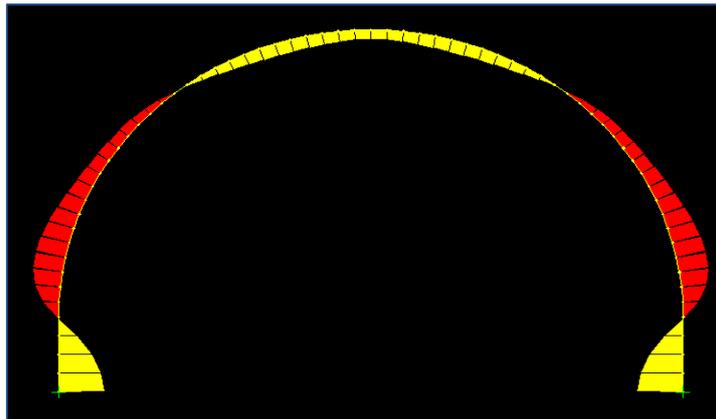


Figure VI.6 : Diagramme du moment fléchissant.

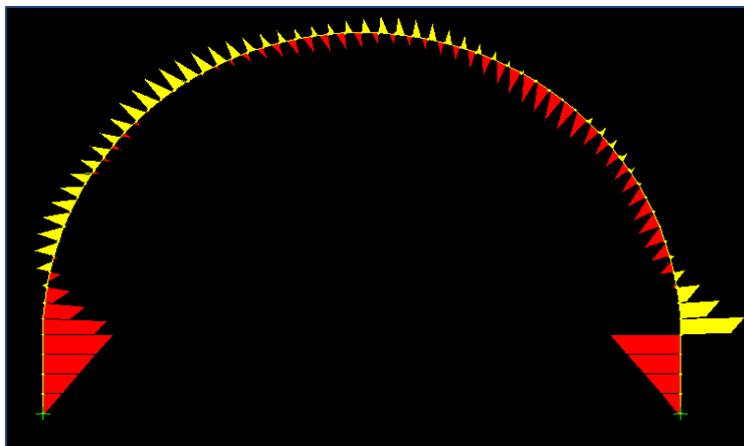


Figure VI.7 : Diagramme de l'effort tranchant.

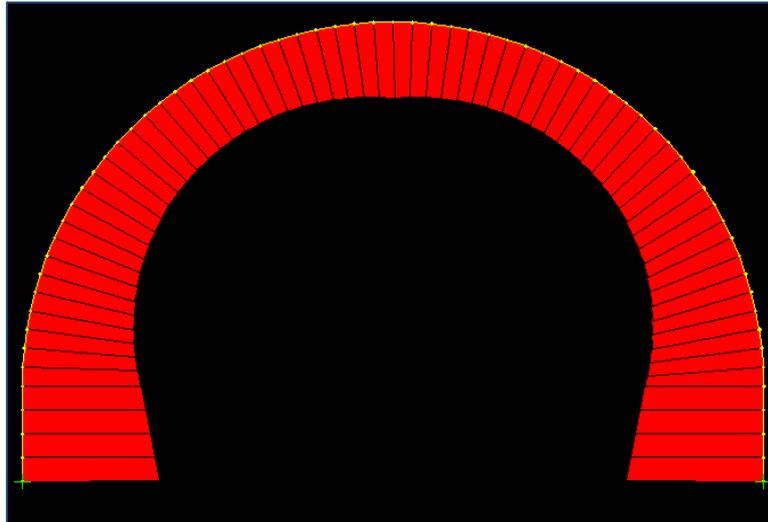


Figure VI.8 : Diagramme de l'effort normal.

Les efforts internes maximaux sont :

$$\begin{cases} \mathbf{M = 70.96 \text{ KN.m}} \\ \mathbf{N = 1896.7 \text{ KN}} \\ \mathbf{T = 110.25 \text{ KN}} \end{cases}$$

VI.4.3 Vérification du béton projeté

Calcul de la section équivalente béton projeté + armatures :

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

$$I_{eq} = \frac{0.8 \times 0.2^3}{12} + 15 \times 3.92 \times 10^{-4} \left(\frac{0.2}{2} - 0.17\right)^2$$

$$I_{eq} = 5.62 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

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

Avec :

- ▲ **b = 0.8 m** Largeur de la section du béton projeté.
- ▲ **h = 0.2 m** L'épaisseur de la section du béton projeté
- ▲ **d = 0.17 m** Distance entre l'axe neutre du treillis soudé et la fibre extrême du béton projeté
- ▲ **As (5Ø10 = 3.92 cm²)** Section d'acier en treillis soudé, pour un espacement de cintre de 0,8 mètres.

$$A_{eq} = 0.8 \times 0.2 + 15 \times 3.92 \times 10^{-4}$$

$$A_{eq} = 0.17 \text{ m}^2$$

D'après les équations « Eq. IV.35 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_b = f_M \times M \Rightarrow M_b = 0.3 \times 70.96 = 21.28 \text{ KN.m} \\ N_b = f_N \times N \Rightarrow N_b = 0.5 \times 1896.7 = 948.35 \text{ KN} \end{array} \right.$$

A. Vérification à l'ELU [9]

- **Fibre comprimée**

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_b} + \frac{M_b}{W_b} \right) < f_{bu}$$

Avec : $f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_{bu}} ; \gamma_b = 1.35$

$$f_{bu} = 0.85 \frac{25}{1.5} \Rightarrow f_{bu} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{948.35}{0.8 \times 0.2} + \frac{21.28}{5.33 \times 10^{-3}} \right) = 13.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 13.39 \text{ MPa} < f_{bu} = 14,16 \text{ MPa} \quad \text{Vérifié}$$

- **Fibre tendue**

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

Avec : $\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{355}{1.15} = 308.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{948.35}{0.17} - \frac{21.28}{7.025 \times 10^{-3}} \right) = 3.441 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.441 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 308.69 \text{ MPa} \quad \text{Vérfifié}$$

B. Vérification à l'ELS (Fissuration Préjudiciable)

- **Fibre comprimée**

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_b} + \frac{M_b}{w_b} \right) < \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{948.35}{0.8 \times 0.2} + \frac{21.28}{5.33 \times 10^{-3}} \right) = 13.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 13.39 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Vérfifié}$$

- **Fibre tendue**

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{w_{eq}} \right) < \overline{\sigma_s}$$

Avec : $\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right\}$ ($\eta = 1,6$ Pour HA)

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 355 ; 110 \times \sqrt{1.6 \times 25} \right\} \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 236.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{948.35}{0.17} - \frac{21.28}{7.025 \times 10^{-3}} \right) = 3.441 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.441 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 236.66 \text{ MPa} \quad \text{Vérfifié}$$

VI.4.4 Vérification du cintre [10]

D'après les équations « Eq. IV.34 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_s = f_M \times M \Rightarrow M_s = 0.70 \times 70.96 = \mathbf{49.67 \text{ KN.m}} \\ N_s = f_N \times N \Rightarrow N_s = 0.5 \times 1896.7 = \mathbf{948.35 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

La vérification de la sécurité structurale conduit à la relation suivante:

$$\sigma_s = \left(\frac{N_s}{A_{\text{HEB200}}} + \frac{M_s}{W_{\text{HEB200}}} \right) < \frac{\sigma_e}{\gamma_f}$$

Avec : $\gamma_f = 1,1$ coefficient de sécurité d'après l'EUROCODE.

$$\sigma_s = \left(\frac{948.35}{78.1 \times 10^{-4}} + \frac{49.67}{569.6 \times 10^{-6}} \right) = 208.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 280.88 \text{ MPa} < \frac{\sigma_e}{\gamma_f} = 322.72 \text{ MPa} \quad \text{Vérfifié}$$

VI.4.5 Vérification au cisaillement [9]

VI.4.5.1 Dans le béton projeté

$$\tau = \frac{T_b^{\max}}{a \times d} \leq \tau_u$$

Avec:

a : Distance ente axe des cintres.

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_{bu}} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_b = 0.49 T \quad \Rightarrow T_b = 54.02 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{54.02}{0.8 \times 0.17} = 0.397 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.397 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Vérfifiée}$$

VI.4.5.2 Vérification du cintre

La contrainte tangentielle τ due à l'effort tranchant T est donné par :

$$\tau = \frac{T_s \times S}{I_s \times \delta} \leq \tau_{\text{lim}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} S : \text{Moment statique de la demi-section.} \\ I_s : \text{Moment d'inertie du profilé} \\ \delta : \text{Épaisseur de l'âme du profilé} \end{array} \right.$$

$$T_s = 0.51 T \Rightarrow T_s = 67.74 \text{ KN}$$

$$\tau_{\text{lim}} = \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} = 205 \text{ MPa} \quad ; \quad \delta = 8 \text{ mm}$$

$$\tau = \frac{56.22 \times 321 \times 10^{-6}}{5.696 \times 10^{-8} \times 0.009} = 45.67 \text{ MPa}$$

$$\tau = 45.67 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{lim}} = 205 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

La contrainte tangentielle est inférieure à la contrainte admissible, donc c'est vérifié.

VI.5 STABILISATION DU FRONT DE TAILLE [6]

Lors du creusement d'un tunnel, la stabilité du front de taille est un élément clé en termes de sécurité, une rupture pouvant mettre simultanément en danger le personnel travaillant dans le tunnel ainsi que les personnes et les biens situés en surface. Il est donc primordial d'assurer un état du front temporairement stable, tout en conservant des conditions et un coût d'exécution acceptables. Il faut noter également que le sol à proximité du front, soumis à de très fortes réductions de contrainte moyenne, est également le siège de déformations importantes.

Le pré soutènement pouvant être insuffisant soit pour assurer la stabilité du front, soit pour maintenir les tassements à un niveau acceptable, il peut être associé à des techniques de renforcement du massif en avant du front par clouage. Créant un noyau de sol renforcé ayant des caractéristiques de résistance et de raideur supérieures au terrain en place, on peut ainsi assurer la stabilité mais également limiter les pertes de sol liées à l'extrusion du front.

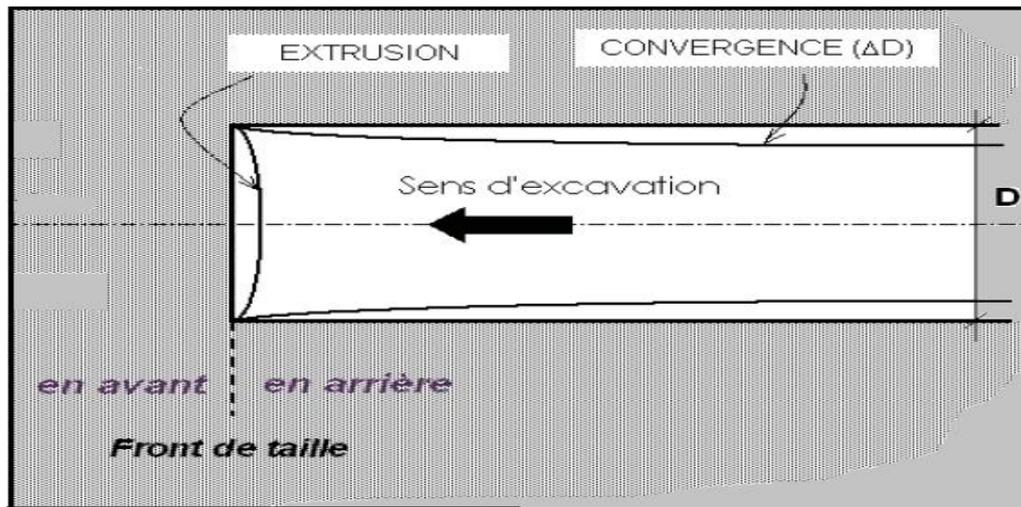


Figure VI.9 : Schéma descriptif de l'extrusion du tunnel.

De nombreux auteurs se sont penchés sur l'étude de la stabilité du front de taille dans un terrain tant du point de vue expérimental, analytique que numérique. Dans la plupart des cas, les études ont été réalisées en considérant un tunnel circulaire de rayon R soutenu jusqu'au front de taille. Le chargement de la structure peut être défini par trois paramètres :

- * σ_v : (contrainte verticale totale avec surcharge)
- * P_i : (pression appliquée au front de taille).
- * C_u : cohésion non drainé du sol

Pour les sols argileux, le niveau de sollicitation peut-être calculé par l'indice de stabilité suivant :

$$N = \frac{\sigma_v - P_i}{C_u} \quad , \quad \text{« Eq VI.1 »}$$

Tableau VI.1 : Critères de classification des sols cohérents d'après Clough and Smith [1981].

$N \leq 2$	Les méthodes de réalisation du tunnel ont très peu d'influence sur les déformations du front de taille. Le volume de sol perdu est inférieur à 2 % du volume du tunnel.
$2 < N < 4$	On constate de faibles déplacements du front. La perte de sol atteint 10 % du volume du tunnel mais l'utilisation d'un bouclier permet de la réduire à 2 ou 3 %
$4 < N < 6$	Nécessité d'utiliser un soutènement afin de limiter les déplacements.
$N \geq 6$	La mise en place d'un soutènement au front de taille est indispensable.

VI.5.1 Renforcement du front de taille

Le renforcement du front de taille peut s'effectuer de plusieurs manières. Nous ne parlerons pas des boucliers à tête pressurisée, où la stabilité du front de taille est obtenue par mise sous pression de la tête d'attaque du tunnelier. Les principales méthodes du renforcement du front de taille sont :

- ♣ Maintien d'un merlon stabilisateur non excavé faisant office de contrefort.
- ♣ Drainage du front de taille.
- ♣ Inclinaison du front de taille.
- ♣ Mise en œuvre d'une peau en béton projeté éventuellement armé de fibres.
- ♣ La mise en œuvre d'inclusions pouvant être constituées par des colonnes horizontales (boulons).

VI.5.2 Calcul de stabilité du front de taille

VI.5.2.1 Facteur de stabilité

On étudie l'équilibre du front de taille par la méthode du professeur MURAYAMA

L'arc CO' est un arc spirale logarithmique, la ligne de rupture envisagée est un arc de spirale passant par C , si on admet un schéma de type *TERZAGHI* pour évaluer l'intensité des contraintes verticales au niveau de la clé (réduction par effet de voûte) la ligne d'écartement est verticale l'arc de spirale CO' admet une tangente verticale en O' et le rayon OO' est incliné à l'angle φ sur l'horizontale aO' . Dans ce cas, le phénomène étant évalué à court terme $\varphi_u=0$ et la ligne de rupture est l'arc de centre O et de rayon OC c'est à dire que l'équilibre envisagé est un équilibre rotationnel autour de O .

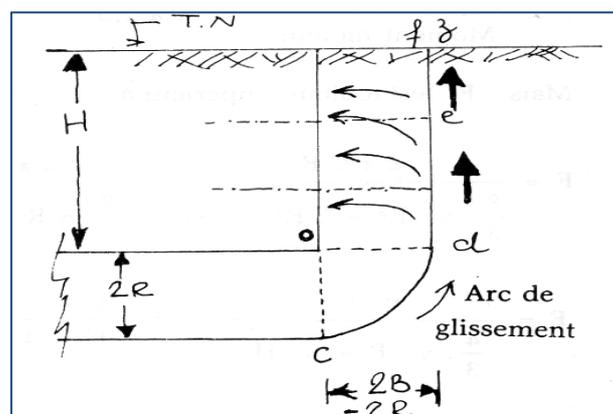


Figure VI.10 : Schéma du mécanisme de glissement selon MURAYAMA.

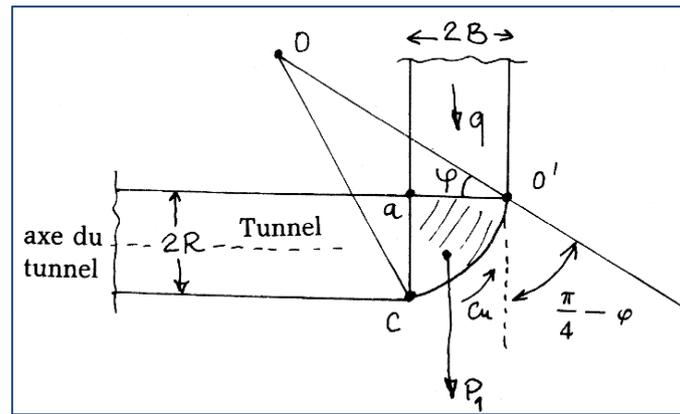


Figure VI.11 : Schéma de la méthode MURAYAMA.

Le facteur de sécurité est donné par :

$$F = \frac{\text{moment résistant}}{\text{moment moteur}} \geq 1 \text{ à } 1.5 \quad , \text{ « Eq VI. 2 »}$$

Le moment moteur est donné par :

$$\text{Colonne montante} + \text{cylindre} = \frac{8}{3} \times \gamma \times R^3 + 2R^2 \times \gamma \times H \quad , \text{ « Eq VI. 3 »}$$

le moment résistant est donné par :

$$\text{Moment résistant} = 2\pi \times c \times R^2 \quad , \text{ « Eq VI. 4 »}$$

Les données du calcul sont :

$$C = 4 \text{ t/m}^2 ; \quad R = 5.11 \text{ m} ; \quad H = 16 \text{ m} ; \quad \varphi = 24^\circ ; \quad \gamma = 2 \text{ t/m}^2$$

Donc on a :

$$\text{Moment moteur} = 2382.816165 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment résistant} = 656.268 \text{ t.m}$$

$$F = 0.275 < 1 \quad \text{(front de taille instable).}$$

$$\text{Et} \quad F/C = 0.06875$$

L'équilibre est atteint seulement si $F = 1$ Ainsi la cohésion nécessaire pour garantir la stabilité de l'ouvrage est égale à :

$$\bar{C} = \frac{1}{0.06875} = 14.54 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{C} > C \Rightarrow \text{Les boulons sont nécessaires à la stabilisation.}$$

VI.5.2.2 Calcul du nombre de boulons

L'approche proposée par Peila (1994) consiste à prendre en compte l'apport du renforcement par une pression exercée au front de taille. Cette pression est égale à la somme des efforts dans les boulons ramenée à la surface du front.

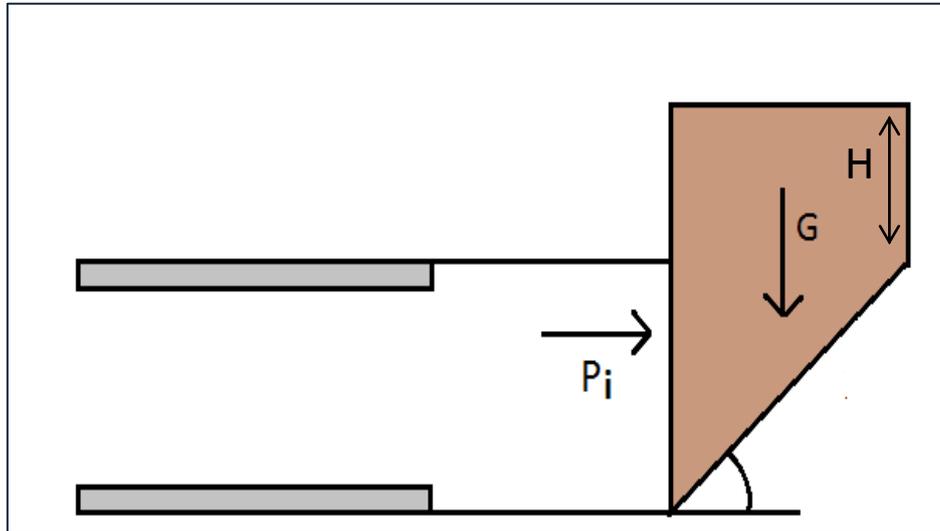


Figure VI.12 : Représentation d'état d'équilibre selon Peila.

- ▲ $C_u = 72 \text{ KN/m}^2$
- ▲ $\sigma_v = 192 \text{ KN/m}^2$ (d'après TERZAGHI)
- ▲ P_i : Contrainte nécessaire à appliquer pour stabiliser le front de taille.

D'après la classification du tableau précédent (Tableau VI.1), le front de taille se maintient stable lorsque $N \leq 2$ d'où :

$$P_i = \sigma_v - (N \times C_u)$$

$$P_i = 192 - (2 \times 72)$$

$$P_i = 48 \text{ KN/m}^2$$

Avec
$$P_i = \min \left(\frac{n \times A \sigma_{adm}}{S} ; \frac{n \times S_l \tau_{adm}}{S} \right) , \text{ « Eq VI.5 »}$$

Tel que :

- * n : nombre de boulons.
- * A : section d'un boulon.
- * σ_{adm} : contrainte maximale admissible en traction dans un boulon.
- * S : surface excavée.
- * τ_{adm} : contrainte maximale de cisaillement admissible à l'interface boulon/terrain.

* S_l : surface latérale totale d'ancrage.

* $A\sigma_{adm} = T_b = 280 \text{ KN}$

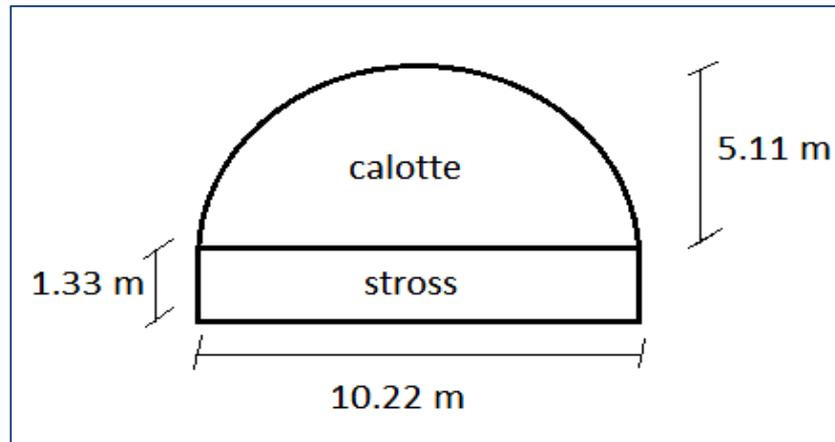


Figure VI.13 : Dimensions du tunnel D10.

* Surface frontale excavée

$$S = \frac{\pi \times 5.11^2}{2} + 1.33 \times 10.22$$

$$S = 54.6 \text{ m}^2$$

$$A\sigma_{adm} = T_b = 280 \text{ KN}$$

Donc d'après « Eq VI.5 » on a :

$$n = \frac{P_i \times s}{T_b} = \frac{48 \times 54.6}{280}$$

$$n = 10 \text{ boulons}$$

VI.6 TASSEMENT [12]

VI.6.1 Introduction

L'excavation d'un tunnel qui modifie localement l'état des contraintes dans le sol s'accompagne inévitablement de mouvements de terrain autour de l'excavation. Quand la hauteur de recouvrement au-dessus de l'excavation est peu importante, les mouvements se répercutent jusqu'à la surface et se traduisent par des tassements. Ce problème a suscité une attention particulière au cours des dernières décennies avec le fort développement des travaux en milieu urbain, où l'on construit de plus en plus de

tunnels peu profonds dans un contexte géotechnique et un environnement sensible. Ainsi, dès la phase de projet, une estimation correcte des tassements est essentielle afin de concevoir des systèmes de soutènement et pré soutènement plus adaptés au site où l'ouvrage va être réalisé. Ces systèmes peuvent ensuite être contrôlés sur la base des mesures prises in situ pendant les travaux.



Figure VI.14 : Cible de convergence.

VI.6.2 Les mécanismes

Les tassements de surface résultent d'un double mécanisme d'interaction sol-structure : l'interaction entre le tunnel et le massif, d'une part, et l'interaction entre le massif et le bâti environnant, d'autre part.

Au voisinage du front, le champ de déplacements engendré par le creusement est tridimensionnel : à la convergence du terrain dans le plan orthogonal à l'axe du tunnel s'ajoutent des déplacements d'extrusion du terrain vers le front de taille, dans la direction de l'axe du tunnel. L'interaction tunnel-massif se traduit donc par des convergences en paroi, l'extrusion du front et par des efforts dans les soutènements. La convergence totale (convergence en avant et en arrière du front) et l'extrusion composent ce que l'on nomme les « pertes de volume ».

Ces différents ingrédients sont rassemblés sur la Figure IV.15, où l'on a représenté un écorché tridimensionnel d'un tunnel en construction, qui avance vers la droite du graphique et est éclairé de l'intérieur. On y voit :

- ✚ les convergences et l'extrusion du front,
- ✚ les déplacements dans le massif,
- ✚ la cuvette de tassement en surface, graduée en courbes de niveau.

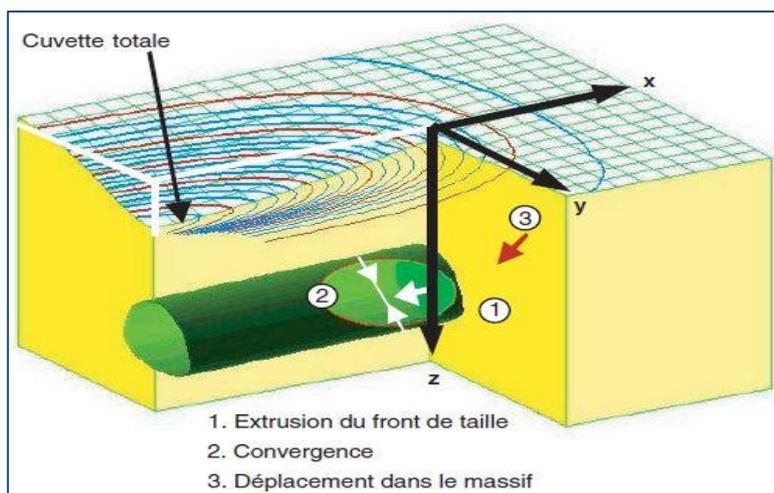


Figure VI.15: Déformations des sols et tassements de surface pendant le creusement d'un tunnel peu profond. Schéma de principe.

Les principaux facteurs à prendre en compte pour maîtriser les déformations du massif et leurs effets en surface sont :

- ✚ la méthode de construction du tunnel, qui peut permettre de limiter, voire supprimer les pertes de volume en souterrain et d'assurer la stabilité de l'ouvrage.
- ✚ le comportement du massif, souvent fortement non linéaire dans la gamme des déformations et des faibles contraintes en jeu et dont la réponse dépend fortement de son état initial.
- ✚ L'hétérogénéité du massif avec, en général, une couche de faibles caractéristiques en surface, où se trouvent la plupart des fondations,
- ✚ la nature et l'état du bâti, qu'il faut expertiser à l'avance, puis surveiller pendant la construction du tunnel.

VI.6.3 Limitation des tassements

Il serait évidemment souhaitable, avant le démarrage des travaux, d'avoir pris toutes les dispositions constructives permettant de réduire au minimum les effets du creusement. toutefois, cet objectif est en général difficile à atteindre, tant techniquement qu'économiquement du fait des incertitudes qui demeureront à l'issue des études sur le comportement des terrains à l'excavation et sur l'état du bâti.

Les retours d'expériences actuels incitent à prévoir, durant les études, non seulement les mesures de prévention raisonnables à mettre en œuvre avant ou pendant les travaux, mais également les gammes de remèdes éventuelles à appliquer en cas de difficultés survenant durant les travaux.

On résume ci-après les principales méthodes qui peuvent être mises en œuvre pour limiter les tassements, ou leurs causes, d'après l'AFTES (Leblais et al, 1995).

VI.6.4 Amélioration du comportement des terrains

L'amélioration du comportement des terrains peut être obtenue par modification des caractéristiques mécanique et /ou hydraulique des terrains. On rappelle ci-après le principe des différentes méthodes et leurs limites.

VI.6.4.1 Injection classique

L'injection en masse des terrains vise à obtenir l'augmentation des caractéristiques mécaniques (module de déformation et résistance) allant généralement de pair avec la diminution de la perméabilité. Son efficacité est dictée par l'insécabilité des terrains et les conditions de mise en œuvre.

Elle peut être réalisée à partir de la surface si le site le permet ou depuis le tunnel, ce qui entraîne alors la chute des cadences d'exécution en raison de l'arrêt de l'avancement qui s'impose pour réaliser les travaux d'injection. Pour le creusement au tunnelier les dispositions technologiques doivent être prévues au moment de la fabrication de la machine.

Cette technique peut induire des risques de soulèvements des terrains en cas de claquages incontrôlés, de tel soulèvements sont recherchés et maîtrisés dans les injections dites de (compensation) visant à contrebalancer l'effet des tassements par un soulèvement équivalent obtenue par injection , ces derniers sont opérés avec des coulis à base de ciment additionnés de charges plus ou moins inertes . Les cendres volantes sont très largement utilisées dans ces types de travaux.

VI.6.4.2 Injection solide

Dans le cas de terrain franchement ouvert contenant des vides de grande étendue et que l'on souhaite traiter que sur une surface limitée, la mise en œuvre des injections classiques peut conduire à mettre en œuvre de grandes quantités de matériaux sans garantie d'efficacité. Dans ce cas on peut recourir à l'injection solide qui consiste à remplir les vides ou resserrer les zones très lâches au moyen d'un mortier mis en place à partir de forages et dont la rigidité assure qu' il ne se propagera pas au large de la zone traitée.

Cette technique permet d'apporter une amélioration globale des caractéristiques mécaniques du terrain. Elle peut être mise en œuvre depuis la surface et éventuellement en sous-œuvre au bâti. Son efficacité doit être contrôlée par un suivi topographique rigoureux permettant une régulation en fonction de l'apparition de soulèvement en surface.

Lorsque les injections, classique ou solides, sont réalisées pendant les travaux de creusement, en simultané avec l'avancement, elles sont qualifiées " d'injection de compensation "

VI.6.5 Calcul des tassements

Le calcul des tassements concerne principalement les tunnels réalisés à faible profondeur, en site urbain. Les méthodes de calcul reposent sur la constatation, que le profil transversal de tassement engendré en surface par le creusement d'un tunnel est assez bien représenté (Figure IV.16) par une courbe de Gauss inversée (Peck, 1969). Il peut donc être entièrement caractérisé par la valeur **S_{max}** du tassement maximal observé au dessus de l'axe de l'ouvrage et la distance **i** du point d'inflexion de la courbe de Gauss au plan médian. Le tassement en un point **M**, situé à une distance **x** du plan médian peut alors être calculé à partir de l'expression :

$$S(x) = S_{max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad ; \quad \text{« Eq VI. 6 »}$$

Cette expression doit être éventuellement corrigée pour tenir compte de l'inclinaison de la surface du terrain (Leblais et al. 1989) ou d'autres facteurs pouvant contribuer à un profil de tassement dissymétrique, en section transversale.

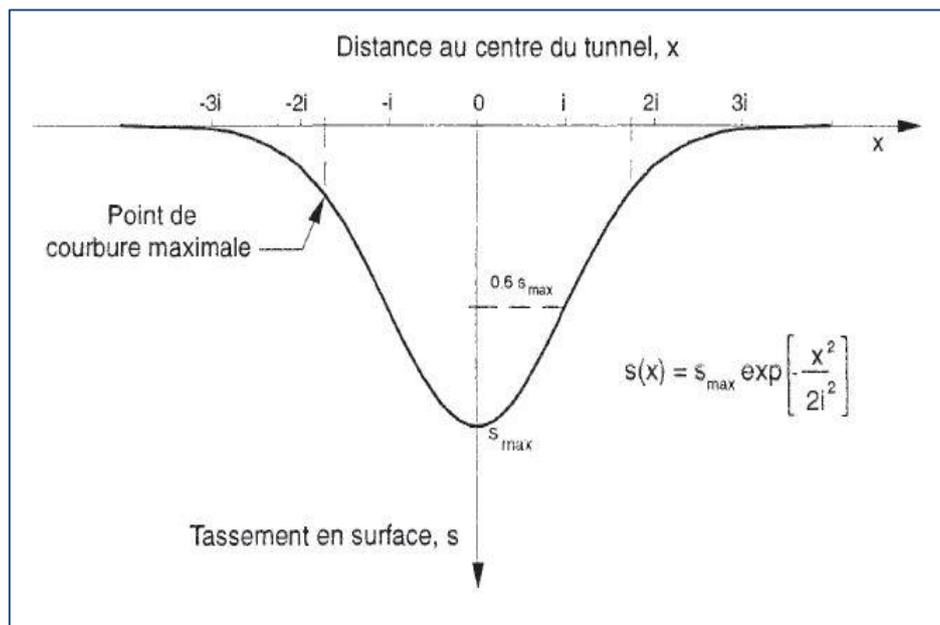


Figure VI.16: Allure générale de la cuvette de tassement (Clough et Schmidt, 1981).

L'estimation des paramètres **S_{max}** et **i** est basée sur des observations faites sur un grand nombre d'ouvrages réels. Peck (1969) a publié les premières corrélations donnant la valeur du coefficient adimensionnel **2i/D** en fonction de la profondeur relative **H/D** (Figure IV.17).

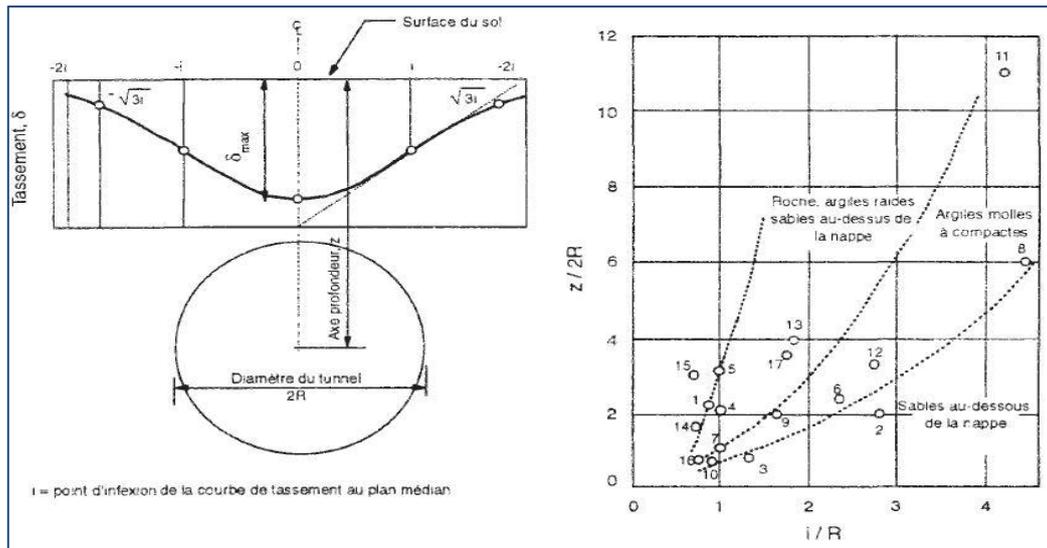


Figure VI.17: Estimation des paramètres S_{max} et i (Peck, 1969).

Pour estimer le i empiriquement, le Tableau VI.2 présente quelques formules qu'on trouve dans la littérature :

Tableau VI.2: Estimation de i à partir des relations empiriques.

Auteurs	Expression proposée	Type de sol
Mair & Tailor (1993)	$i=0.175 H + 0.325 H \times (1-h/H)$	Sol argileux
Dyer & al (1996)	$i=0.29 H$	Sable lache a moyennement dense
Al Abram (1998)	$I=0.15 H+0.5 H$	Sol analogique
Sagiyama (1999)	$i=0.75 \times h^{0.8} \times D$ ou $i= 0.5 H$ $i=0.5 \times h^{0.7} \times D^{0.3}$	Argile

D : diamètre du tunnel - H : hauteur de la couverture du sol.

Pour le S_{max} , il y a plusieurs formules empiriques existantes parmi celles qui sont proposées, la formule d'AFTES (1995) se présente sous la forme :

$$S_{max} = k \times \lambda \times \frac{\gamma R^2}{E} \quad \text{« Eq VI.7 »}$$

Tel que

- * K : facteur dépendant de l'état des contraintes dans le massif, de sa nature et de sa configuration.
- * λ : taux de dé-confinement.
- * R : rayon de l'excavation.
- * γ : poids volumique du terrain.
- * E : module élastique moyen du massif.

➤ **Relation entre le déplacement en 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 $S_{max}/S_{clé}$. Le C.E.T.U propose une formule linéaire de :

$$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = k \left(\frac{R}{H} \right) \quad ; \quad \text{« Eq VI. 8 »}$$

Où :

- * R, H rayon initial et profondeur du tunnel.
- * K est la constante d'amortissement :

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

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

➤ **Perte de volume**

Après excavation, les parois de la cavité se déforment et le sol a tendance de se déplacer vers l'intérieur le tunnel. La Perte de volume " V_t " représente la différence entre le volume initial et le volume de sol après déformation (Figure IV.18.a). Elle dépend de plusieurs paramètres ; type de sol, présence d'eau, méthode de construction, rythme d'avancement du tunnel etc....

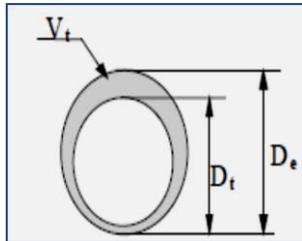


Figure VI.18 (a): Schéma de perte de volume de sol autour du tunnel.

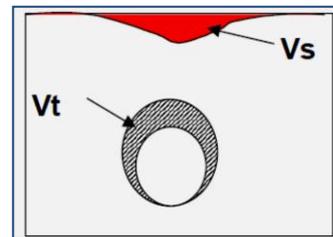


Figure VI.18 (b) Mouvement du sol.

Les tassements dans le plan transversal définissent le volume, noté V_s ou (volume de tassement. Figure IV.16 (b). 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) le volume de la cuvette peut être déterminé par :

$$V_s = 2,5 \times S_{max} \times i \quad \text{« Eq VI. 9 »}$$

Pour estimer la perte de volume nous avons utilisé la formule suivante :

$$V_t = \frac{\pi}{4} (D_e^2 - D_t^2) \quad \text{« Eq VI. 10 »}$$

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

Tableau VI.3: Relations empiriques permettant l'estimation de V_s/V_t .

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 Bernat [1996])	$\frac{V_s}{V_t} = 0.009 \left(\frac{i}{D}\right) \left(\frac{H}{D} - 0.6\right)$

Le rapport V_s/V_t permet de savoir quel type de sol nous étudions ;

- * Si $V_s/V_t < 1$ alors le sol est dilatant.
- * Si $V_s/V_t > 1$ alors le sol est contractant (Ortigao 1996).

➤ **Application au tunnel D10**

Selon l'équation « Eq VI. 7 » on a :

$$S_{max} = k \times \lambda \times \frac{\gamma R^2}{E}$$

Tel que :

Tableau VI.4: Les facteurs de calcul de l'équation « Eq VI. 7 ».

λ	R (m)	K	γ (KN/m ³)	i (Sagiyam a)	E (MPa)
0.49	5.11	Argiles raides et fissurées 0,4-0,5 Dépôts glaciaires 0,5-0,6 Argile Doux limoneuse 0,6-0,7	20	8	30

$$S_{max} = 0.4 \times 0.49 \times \frac{20 \times 5.11^2}{30 \times 10^3}$$

$$S_{max} = 3.4 \text{ cm}$$

Selon l'équation « Eq VI. 9 » on a :

$$V_s = 2,5 \times S_{max} \times i$$

$$V_s = 2,5 \times 0.02 \times 8$$

$$V_s = 0.416 \text{ m}^3$$

VI.7 CONCLUSION

Les contraintes et les déformations sont calculées et vérifiées pour un espacement de 0.8m entre les cintres métalliques HEB200, avec un béton projeté de 20cm d'épaisseur .

On a noté la nécessité d'utilisation de boulons pour stabiliser le front de taille.

Le tassement maximal étant égale à 3.4 cm c'est la limite à ne pas dépasser. Il faudra s'appuyer sur un contrôle continu par l'auscultation de l'ouvrage en cours de construction.

CHAPITRE VII

REVETEMENT DEFINITIF

VII. LE REVETEMENT DEFINITIF [5]

VII.1 ETUDE STATIQUE [5]

Selon *TERZAGHI* la pression verticale agissant sur le tunnel (section globale) est :

$$\sigma_v = 232.55 \text{ KN/m}^2$$

Les pressions horizontales agissant sur le tunnel (section globale) selon *COULOMB-RANKINE* sont :

$$\text{Au niveau de la calotte} \quad \sigma_h = 79.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Au niveau des pieds droits} \quad \sigma_h = 122.4 \text{ KN/m}^2$$

Remarque : Les charges ont été calculées dans les chapitres précédents.

VII.1.1 Les pressions actives agissant au niveau du radier

Par l'application de la méthode de *TSIMBARIETH*, on va calculer les pressions agissant au niveau du radier.

La pression verticale par la méthode « poussée des terres » a donné :

$$P = 393 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des coefficients de poussée et de butée :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{2\phi}{2}\right) = 0,421 \quad \text{« Eq. III.9 »}$$

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{2\phi}{2}\right) = 2.371 \quad \text{« Eq. III.20 »}$$

La pression de poussée = la pression de butée ($E_a = E_p$). On détermine Z d'après :

$$Z = \frac{P \times K_a - 2c \times (\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a})}{\gamma \times (K_p - K_a)} \quad \text{« Eq. III.17 »}$$

$$Z = \frac{393 \times 0.421 - 2 \times 40 \times (\sqrt{2.371} - \sqrt{0.421})}{20 \times (2.371 - 0.421)}$$

$$Z = 2.41 \text{ m}$$

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

$$E = E_a + E_p = \frac{\gamma Z}{2} \times (Z + 2) \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{\gamma Z^2}{2} \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) , \ll \text{Eq. III.22} \gg$$

$$E = \frac{20 \times 2.41}{2} \times (2.41 + 2 \times 16) \times 0.421 - \frac{20 \times 2.41^2}{2} \times 2.371$$

$$E = 211.41 \text{ kN/ m}^2$$

P_0 : Pression de terre au repos.

$$P_0 = \frac{2 E}{\cos \varphi} \times \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) ; \ll \text{Eq. III.25} \gg$$

$$P_0 = \frac{2 \times 211.41}{\cos 24} \times \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2} \right)$$

$$P_0 = 137.29 \text{ kN/ m}^2$$

$$Y = \frac{Z}{\tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} ; \ll \text{Eq. III.26} \gg$$

$$Y = \frac{2.41}{\tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{24}{2} \right)}$$

$$Y = 3.71 \text{ m}$$

La contrainte provoquée sous le radier sera égale à :

$$\sigma = \frac{P_0}{Y} \ll \text{Eq. III.27} \gg$$

$$\sigma = 37 \text{ KN/m}^2$$

VII.1.2 Vérification au non soulèvement

L'état limite de rupture au niveau du radier est donné par la relation suivante :

$$\sigma = \frac{P_0}{Y} \leq \left[\frac{4c}{(1-\sin\varphi)} \right] (2 + \sin\varphi) \cos\varphi \quad , \text{« Eq. III.27 »}$$

$$\frac{137.29}{3.71} \leq \left[\frac{4 \times 40}{(1-\sin 24)} \right] (2 + \sin 24) \cos 24$$

$$\sigma = 37 \leq 592,96 \quad \text{Vérifiée (pas de soulèvement du radier).}$$

Tableau VII.1: Pressions sur le revêtement définitif (Cas statique « G »)

<i>Les pressions agissant sur le revêtement définitif (KN/m²)</i>			
<i>Les contraintes verticales</i>		<i>Les contraintes horizontales</i>	
<i>Au niveau de radier</i>	<i>A la clé de voute</i>	<i>A la clé de voute</i>	<i>Au niveau des Pied droits</i>
37	232.55	67.44	92.24

VII.1.3 Modélisation de revêtement définitif

La méthode utilisée est la méthode des réactions hyperstatiques. Le revêtement est simulé par un modèle à barres (frame) avec le logiciel sap2000. Le comportement du revêtement est étudié sous l'action de charges extérieures en distinguant les charges actives (actions du terrain) des charges passives (réactions du terrain). la section modélisée est représentée dan la Figure VII.1.

les caractéristiques de la section du revêtement définitifs sont :

$$\text{Section du béton (calotte)} \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h = 40 \text{ cm}} \\ \mathbf{b = 100 \text{ cm}} \\ \mathbf{d = 4 \text{ cm}} \end{array} \right. \quad \text{Section du béton (radier)} \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h = 60 \text{ cm}} \\ \mathbf{b = 100 \text{ cm}} \\ \mathbf{d = 4 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

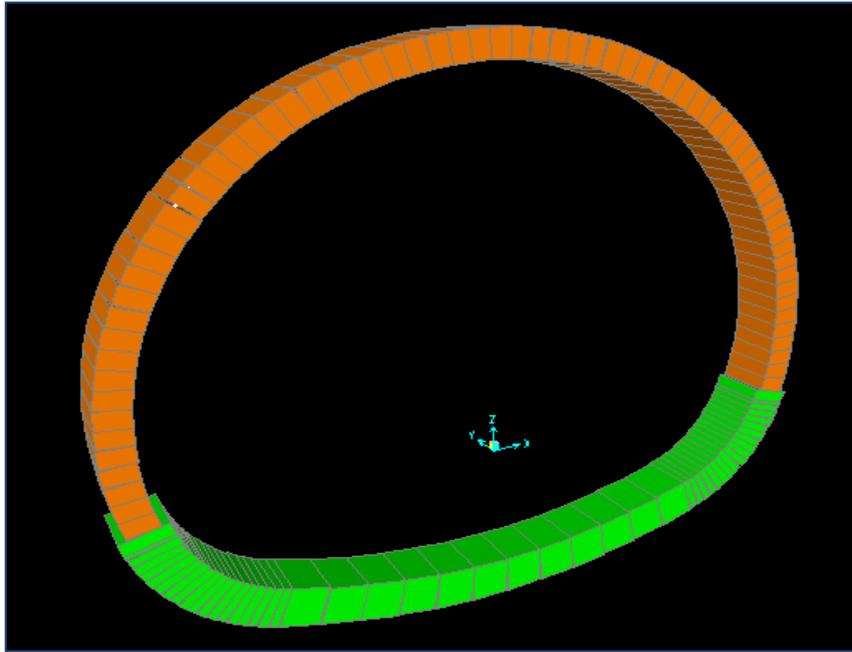


Figure VII.1 : Vue en 3D de la section étudiée du revêtement définitif.

➤ **Appuis et ressorts**

• **Ressorts en voûte**

Au droit de chaque nœud de la voûte, on met en place des ressorts élasto-plastiques normaux à la surface du revêtement, la composante horizontale étant nulle (il n'y a pas de frottement). La valeur de la raideur de la voûte est calculée par la formule suivante :

$$K_{\text{voûte}} = \frac{E}{(1 + \nu) R} = 4082.96 \text{ kN/m}$$

$$E = 25000 \text{ KPa}$$

$$R_{\text{voûte}} = 4.71 \text{ m}$$

• **Ressorts en radier**

$$K_{\text{radier}} = \frac{E}{(1 + \nu) R} = 2079 \text{ kN/m}$$

$$E = 25000 \text{ KPa}$$

$$R_{\text{radier}} = 9.25 \text{ m}$$

- Ressorts à l'angle du radier

$$K_{\text{angle}} = \frac{E}{(1 + \nu) R} = 8547 \text{ kN/m}$$

$$E = 25000 \text{ KPa}$$

$$R_{\text{angle}} = 2.25 \text{ m}$$

Les déformations de la section du revêtement définitif sont représentées dans les figures ci-dessous:

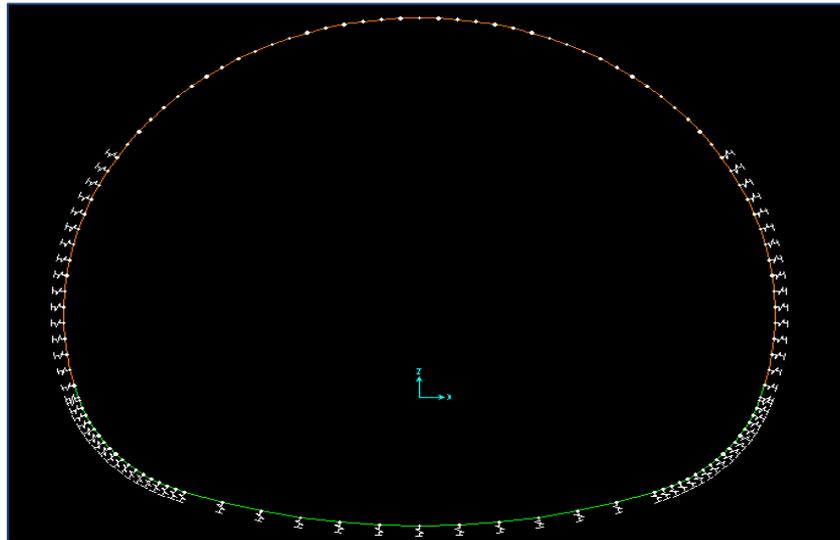


Figure VII.2 : Modèle de calcul du revêtement définitif.

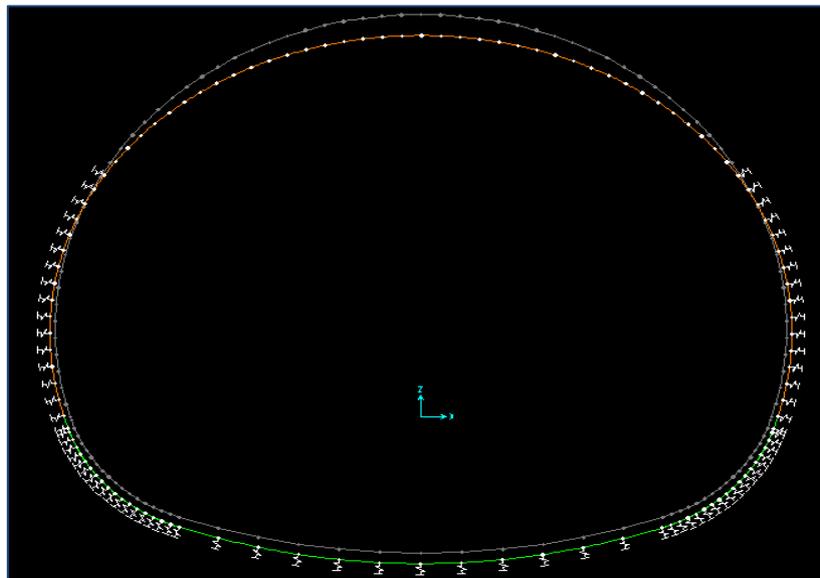


Figure VII.3 : La Déformation en 2D du revêtement définitif.

➤ **Efforts internes**

On presente ci-après les diagrammes du moment felchissant , et ceux de l'effort normale et l'effort tranchant.

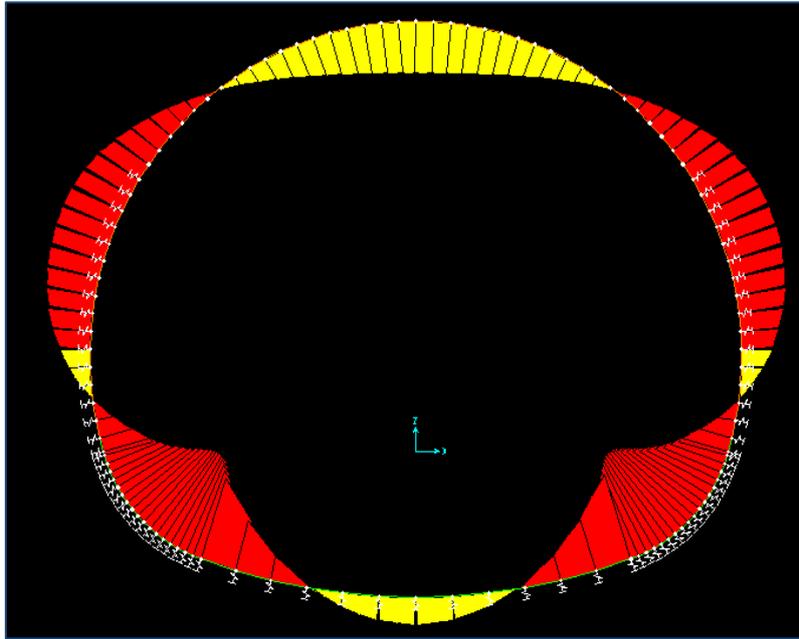


Figure VII.4 : Diagramme du moment fléchissant du revêtement définitif.

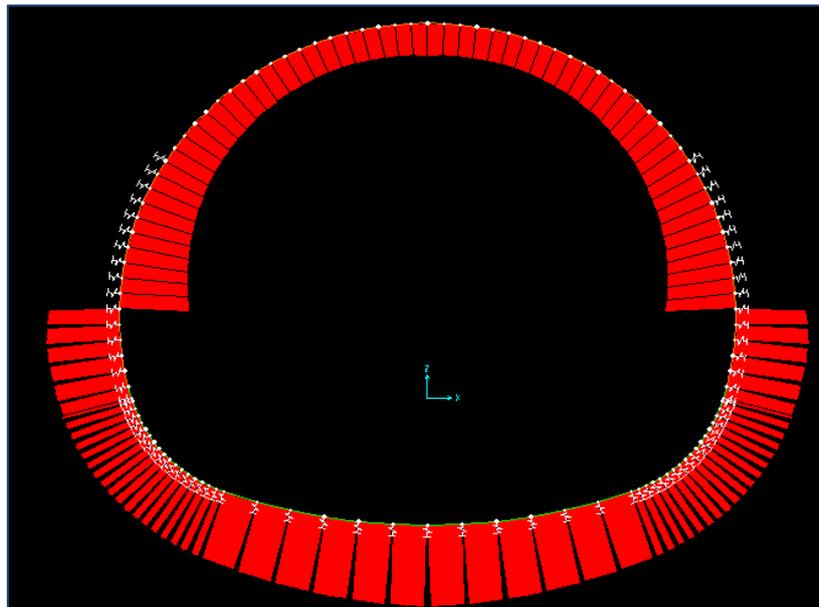


Figure VII.5 : Diagramme de l'effort normal du revêtement définitif.

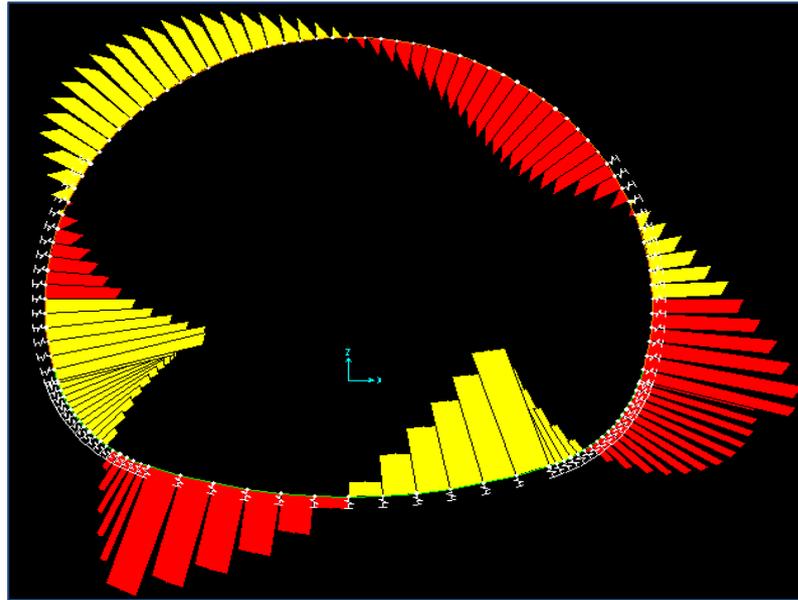


Figure VII.6 : Diagramme de l'effort tranchant du revêtement définitif.

Les efforts internes maximum exercés sur l'ouvrage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2: Les efforts internes maximum exercés sur l'ouvrage.

<i>Elément</i>	<i>Moment fléchissant (kN.m)</i>	<i>Effort normal (kN)</i>	<i>Effort tranchant (kN)</i>
<i>Voûte</i>	366.23	1943.18	435.28
<i>Radier</i>	660.97	2329.854	394.39

VII.1.4 Ferrailage du revêtement définitif

Pour le ferrailage du revêtement définitif on a eu recours au logiciel SOCOTEC, la section de la voûte et celle du radier sont représentées dans les figure ci-après :

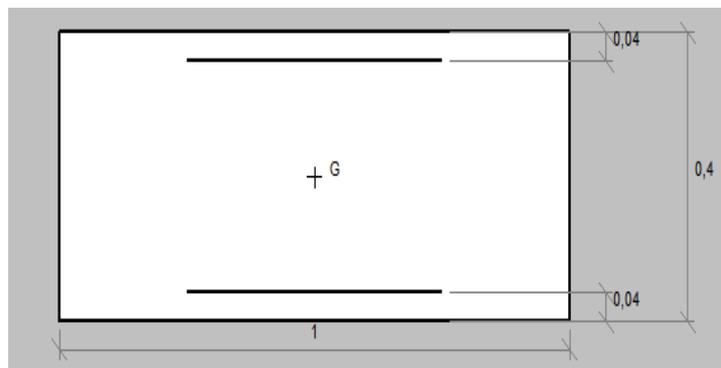


Figure VII.7 : Section De la voûte présentée sur le logiciel SCOTEC.

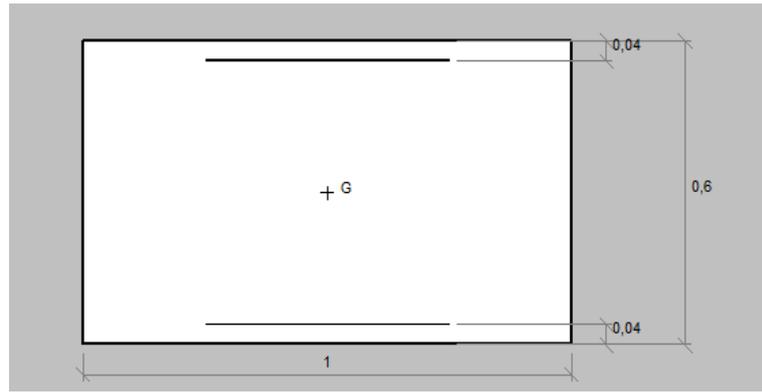


Figure VII.8 : Section du radier présentée sur le logiciel SCOTEC.

a) Ferrailage longitudinal

Le ferrailage longitudinale est défini dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Ferrailage longitudinal (cas statique).

Section	b (m)	h (m)	d (m)	d' (m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Choix des barres	
							Supérieur	Inferieur
Voûte	1	0.4	0.04	0.04	14.5	22.1	5 HA25	5 HA20
Radier	1	0.6	0.04	0.04	15.7	15.7	5 HA20	5 HA20

b) Ferrailage transversal

La fissuration étant préjudiciable, d'après le BAEL on a :

- Fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3 \text{ MPa}$$

Avec:

τ_u : La contrainte tangentielle conventionnelle

V_u : L'effort tranchant ultime

c) Vérification du cisaillement

Voûte $\Rightarrow \tau_u = 1.2 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Vérifié**

Radier $\Rightarrow \tau_u = 0.704 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Vérifié**

Armatures verticales $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

La vérification de l'état ultime :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d} \leq 0,9 \rho_t \times (\sin \alpha + \cos \alpha) \times \frac{f_e}{\gamma_s}$$

d'où
$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - \tau_0}{0,9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha) \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

* ρ_t : Pourcentage d'armatures transversales.

* S_t : L'espacement entre les armatures transversales.

$$\tau_0 = 0,3 f_{tj}^* \times K$$

Avec :
$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \\ f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \end{array} \right.$$

$$\tau_0 = 0,3 \times 2,4 \times 1$$

$$\tau_0 = 0,72 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 30 = 2,4 \text{ MPa}$$

$$f_{tj}^* = \min \{ f_{tj}; 3,3 \text{ MPa} \} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,72}{391,3} \quad A_t \geq \frac{(\tau_u - 0,72) \times b_0 S_t}{391,3}$$

Tel que $S_t \leq S_{tmax} = \min \{ 0,9 d; 40 \text{ cm} \}$

Le ferrailage transversale est résumé dans le Tableau VII.4:

Tableau VII.4 : Ferrailage transversal (cas statique).

<i>Elément du revêtement</i>	τ_u (MPa)	<i>Choix de A_t</i> (cm ²)	S_t (cm)	S_{tmax} (cm)
<i>Voûte</i>	1.2	5 T10 (3.92)	20	32
<i>Radier</i>	0.704	5 T10 (3.92)	20	40

➤ **Armatures de répartition**

Nous disposerons des armatures de répartition parallèlement à l'axe du tunnel tel que :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{22.1}{4} = 5.52 \text{ cm}^2 \text{ (4 T14 /ml)}$$

d) Schémas de ferrailages

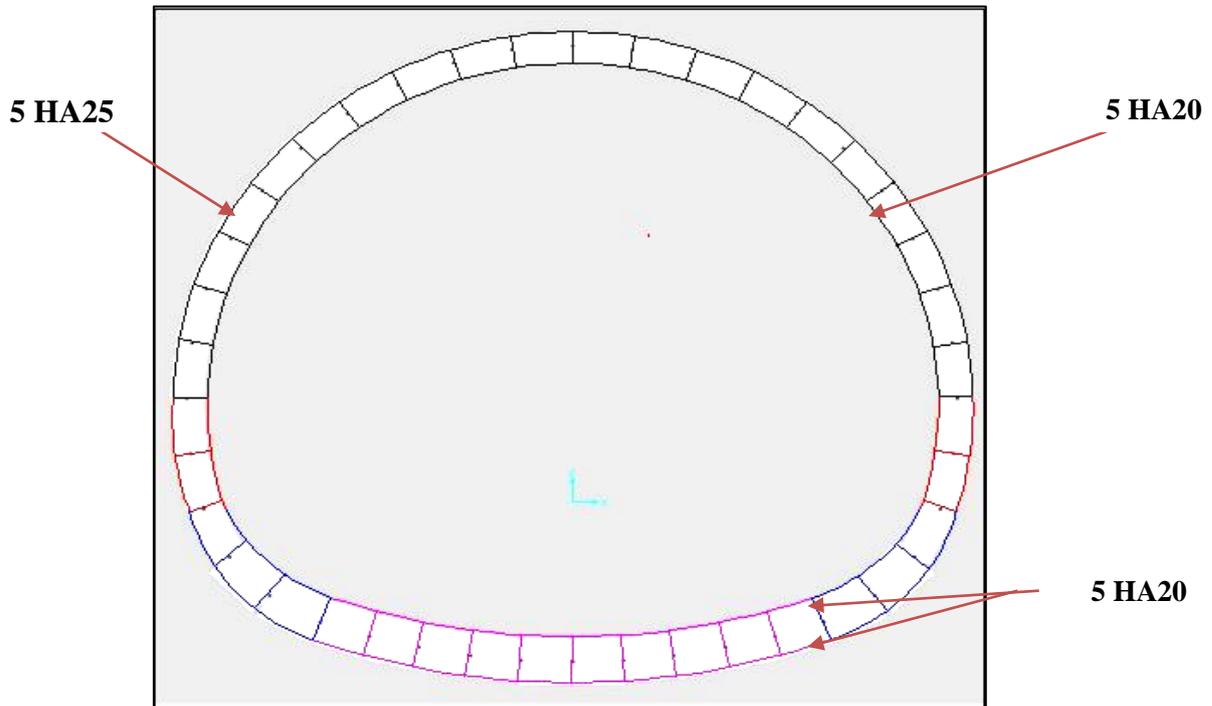


Figure VII.9 : Disposition des armatures dans les différents éléments de la structure globale.

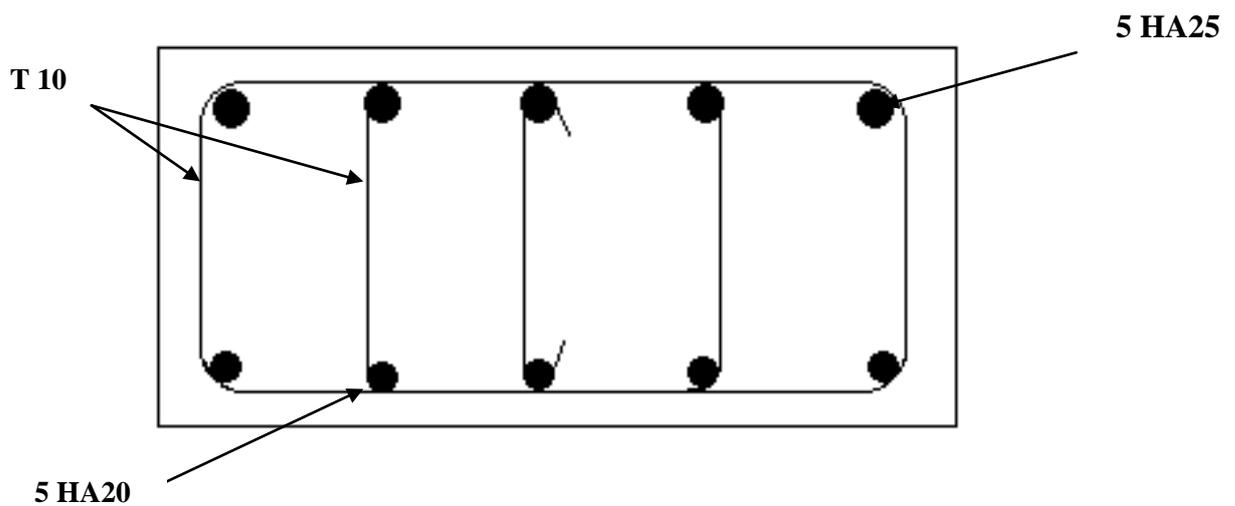


Figure VII.10 : Ferrailage de la voûte.

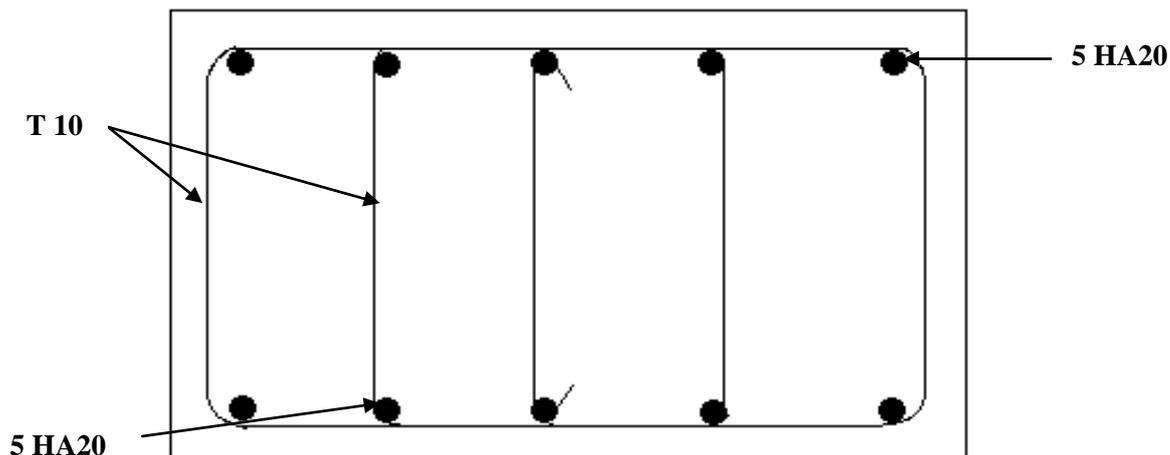


Figure VII.11 : Ferrailage du radier.

VII.2 ETUDE SISMIQUE [14]

VII.2.1 Objet

Le calcul sismique dont fera l'objet notre étude concernera essentiellement les sollicitations de type sismique. En dépit du bon comportement des ouvrages souterrains face aux séismes, un calcul dynamique dans le cadre de notre projet s'impose afin de palier à tout risque d'instabilité lors d'un séisme. Le principal objectif est la sauvegarde du plus grand nombre possible de vies humaines en cas de secousses sévères.

VII.2.2 Principes généraux

Le concepteur adaptera au mieux l'ouvrage aux zones sismiques et en particulier il veillera à ce que le tracé évite les singularités telles que les failles actives reconnues, les traversées de terrains fortement contrastés, ainsi que les zones susceptibles d'instabilité (liquéfaction, glissement de terrain...). La présence de singularités, au regard d'un contexte sismique, donne lieu à des dispositions constructives spécifiques. Il en est de même de la transition d'une catégorie d'ouvrage à l'autre ou bien dans le cas de variations brusques de la géométrie du revêtement.

VII.2.3 Déformabilité et ductilité

L'augmentation de la ductilité accroît la capacité de la structure à emmagasiner de l'énergie potentielle ou bien à supporter de grandes déformations. Dans le cas des tunnels, c'est cette seconde caractéristique qui est recherchée. La ductilité nécessaire est à rechercher dans la qualité et les dispositions des matériaux constitutifs des ouvrages souterrains qui sont habituellement du béton non armé ou du béton armé ou leur combinaison dans une même section transversale.

VII.2.4 Classification des tunnels

Pour la prise en compte du risque sismique, et en particulier de la valeur du coefficient d'accélération de zone A, les tunnels sont classés en deux groupes.

➤ Groupe 1 : Tunnels stratégiques

Ce groupe recouvre les tunnels stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire, soient :

- ▲ Les tunnels autoroutiers ;
- ▲ Les tunnels sur routes nationales ;
- ▲ Les tunnels ferroviaires et de métro.

➤ Groupe 2 : Tunnels importants

Dans ce groupe sont classés les tunnels qui se trouvent sur les chemins de wilaya, chemins communaux ou autres voies.

Les tunnels classés dans le groupe 2 pourraient être surclassés d'un rang si leur endommagement provoquerait des dommages à un bâtiment, équipement ou installation d'importance moyenne à vitale.

Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage.

VII.2.5 Action sismique le long de l'axe du tunnel: compression et flexion

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.

VII.2.6 Déplacements et déformations en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel

A. Déplacement axial

Les déplacements du terrain en champ libre le long de l'axe du tunnel génèrent 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 :

$$u_x(x) = D_0 \sin \theta \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta \right) ; \text{ « Eq. VII.1 »}$$

Avec $D_0 = A \cdot g \cdot D$; « Eq. VII.2 »

Tel que

- * A : Coefficient d'accélération de zone.
- * g : Accélération de la pesanteur.
- * D : Donné par le Tableau VII.5.

Tableau VII.5 : Coefficients d'accélération de zone A.

Classe de l'ouvrage	Zone sismique			
	I	II a	II b	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau VII.6 : Valeurs de la vitesse et du déplacement, pour une accélération A de 100 cm/s², en fonction du type de site.

Type de site	A (cm/s ²)	V (cm/s)	Déplacement D (cm)
S1	100	6	3
S2	100	8	5
S3	100	10	7
S4	100	12	9

D'où, après dérivation, la déformation axiale de la ligne matérialisant le tunnel :

$$\varepsilon(x) = \frac{V_0}{c} \sin \theta \cos \theta \cos \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta \right) \text{ « Eq. VII.3 »}$$

V_0 étant la vitesse particulière au niveau de l'axe du tunnel, et la longueur d'onde L étant donnée par :

$$L = \frac{c}{f} \text{ ; « Eq. VII.4 »}$$

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 :

$$C = \min (1000 \text{ m/s}, V_s) \quad \text{« Eq. VII.5 »}$$

$$f = \frac{1}{2\pi} \frac{1}{\sqrt{r}} \frac{V}{D} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{V^4}{AD^3}} \quad ; \text{ « Eq. VII.6 »}$$

Où : V_s représente la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans les terrains traversés.

B. Déplacement transversal

Le déplacement est donné par la formule suivante :

$$u_y(x) = D_0 \cos \theta \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta \right) ; \quad \text{« Eq. VII.7 »}$$

La courbure de la ligne matérialisant le tunnel est donnée par :

$$\frac{1}{r}(x) = \frac{A_0}{c^2} \cos^3 \theta \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta \right) ; \quad \text{« Eq. VII.8 »}$$

A_0 : étant l'accélération particulière au niveau de l'axe du tunnel.

Dans le cas où l'on connaît les mouvements en surface, il conviendra de tenir compte de la profondeur de l'axe du tunnel. L'amplitude D_0 ainsi que la vitesse V_0 et l'accélération A_0 ($A_0 = 4 \pi^2 f^2 D_0$) au niveau de l'axe du tunnel, peuvent être déterminées à partir d'un calcul de réponse en champ libre en fonction de la sollicitation sismique et des caractéristiques géodynamiques des formations géologiques: masses volumiques, vitesses de propagation des ondes ou modules de rigidité au cisaillement, coefficients de Poisson, niveaux de nappe.

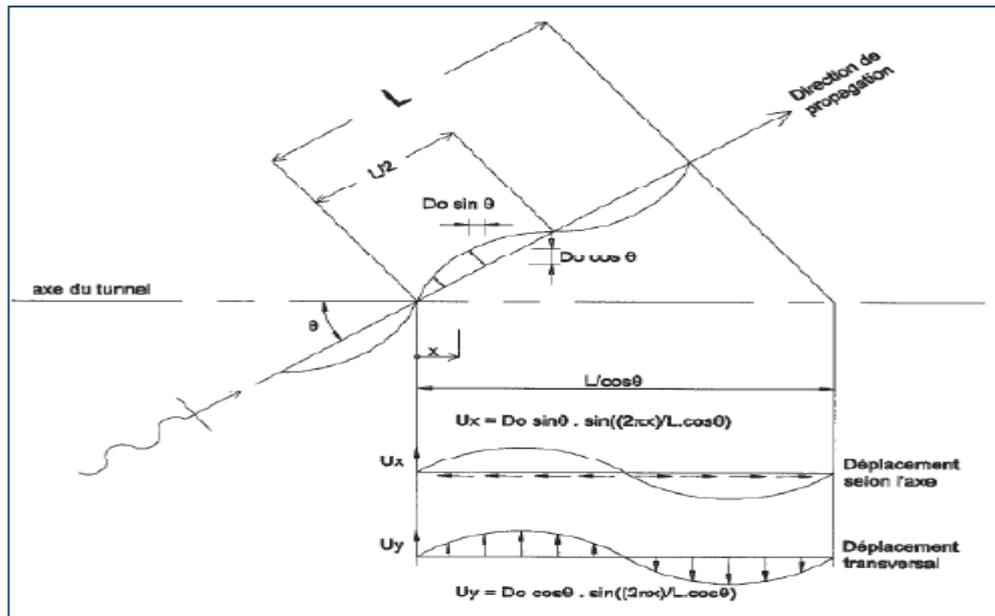


Figure VII.12: Déplacement du terrain en champ libre.

La figure ci-dessus 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. Des indications sont données dans l'annexe C sur la détermination pratique de la fréquence f à utiliser pour le calcul de la longueur d'onde L .

VII.2.7 Sollicitations induites sur le tunnel

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 de formules donnant 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)**

$$N = \frac{2\pi}{L} E S D_0 \sin\theta \cos\theta ; \text{ « Eq. VII.9 »}$$

Cet effort est maximum pour $\theta = 45^\circ$:

$$N_{max} = \frac{\pi}{L} E S D_0 ; \text{ « Eq. VII.10 »}$$

- **Flexion longitudinale**

Pour $x = L$

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0 \cos^3 \theta \quad ; \text{ « Eq. VII.11 »}$$

Ce moment est maximal pour $\theta = 0$:

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0 \quad ; \text{ « Eq. VII.12 »}$$

- **Effort tranchant**

$$T = \frac{2\pi \cos \theta}{L} M \quad ; \text{ « Eq. VII.13 »}$$

La non prise en compte de l'interaction terrain-structure correspond au cas d'un tunnel dont la structure peut être considérée comme très souple par rapport au terrain encaissant. Cette méthode fournira par ailleurs un majorant des efforts pouvant apparaître quand la raideur du tunnel n'est plus négligeable par rapport à celle du terrain encaissant. Pour le béton, le module à prendre en compte est le module instantané du béton (soit environ 30 000 MPa) en particulier dans la direction longitudinale, sauf justification du caractère admissible de la fissuration de l'ouvrage. Pour l'acier, le module est de 200 000 MPa.

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

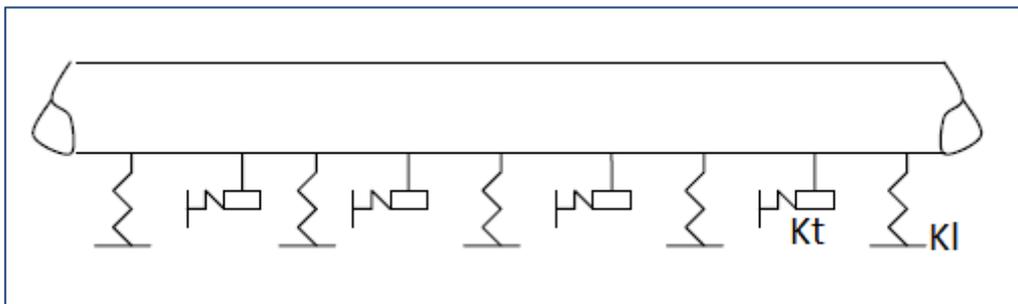


Figure VII.13: Interaction terrain-structure.

On admet que : $k_l = k_t = 0.5 \frac{G}{H} = 2.75 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$

- * G module de cisaillement du sol
- * H = 9.1 m la hauteur de l'ouvrage
- ▲ Pour la couche (QM) :

$$G = 500 \text{ MPa}$$

3. Tunnels de structure continue sur une longueur supérieure à la longueur d'onde sismique

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**

$$N_{max} = \frac{\pi}{L} ESD_0 \frac{k_l}{\frac{ES}{2} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + k_l}$$

- **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**

$$V_{max} = \frac{2\pi}{L} M_{max}$$

❖ **Données de calcul****Tableau VII.7 : Données de calcul.**

A (m/s²)	0.3	f (HZ)	0.086
g (m/s²)	9.81	L (m)	4651.16
Vs (m/s)	400	D₀ (m)	0.206
D (cm)	7	E (kN/m²)	3×10^7
R (m)	5.01	r (m)	4.51
C (m/s)	400	G (MPa)	500
V (cm/s)	10	S (m²)	14.95
A (cm/s²)	100	I (m⁴)	169.87

Les efforts internes développés dans la section du revêtement définitif pour le cas sismique sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII.8 : Les efforts internes maximum exercés sur l'ouvrage (cas sismique).

	<i>Cas de non prise en compte de l'interaction terrain-structure</i>	<i>Cas de prise en compte de l'interaction terrain-structure</i>
N_{max}	$6.24 \times 10^4 \text{ KN}$	$6.15 \times 10^4 \text{ KN}$
M_{max}	1915.76 KN.m	1915.76 KN.m
T_{max}	2.58 KN	2.58 KN

Le revêtement définitif est construit par bloc de 9 m environ, les blocs sont séparés par des joints afin que chaque bloc puisse se déformer sans influencer les blocs adjacents. La vérification du revêtement définitif sous l'effet sismique a été établie sous le logiciel BAELC, les résultats sont montrés sur la feuille de calcul ci dessous :

Logiciel développé par 	BaelC - Version 1.02.035	01/05/2013
	calcul tunnel sous effet sismique	
	calcul tunnel sous effet sismique	Page 1 / 1

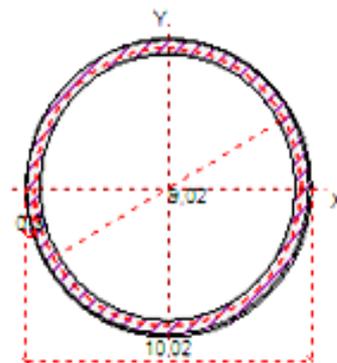
Données saisies :

Diamètre extérieur de la section annulaire :	10,02	m
Diamètre intérieur de la section annulaire :	9,02	m
Distance du cdg des armatures au parement :	0,3	m
Contrainte du béton : f_{c2}	30	MPa
Limite d'élasticité d'acier : f_s	500	MPa
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1	
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15	
Effort normal ELU :	62 400	kN
Moment fléchissant ELU :	1 916	kN*m

Résultats des calculs aux ELU

Section totale d'armatures : 0 cm²

La section est entièrement comprimée.

**VII.3 CONCLUSION**

La section est entièrement comprimée dans le cas des charges dynamique donc on a pris en considération le cas statique pour le ferrailage du revêtement définitif.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail nous a permis d'avoir une première approche sur la construction de tunnel de grande envergure et de constater qu'il y'aura toujours une part imprévisible dans la connaissance des conditions naturelles et dans la prévision du comportement complexe tunnel-terrain encaissant.

Nous avons étudié les principales techniques de creusement des tunnels. Les techniques traditionnelles utilisant les explosifs d'une part, et les techniques utilisant l'abatage mécanisé et les tunneliers d'autre part. Nous avons pu conclure qu'il n'y a pas de techniques idéales dans tous les cas. Un choix du mode doit être fait en fonction du type de sol à creuser, le temps imparti pour les travaux, la taille du tunnel et sa longueur.

A cause de la nature très mauvaise de notre sol (sol meuble), pour l'exécution de notre tunnel on a opté pour la méthode NATM vue les avantages qu'elle nous donne en matière de contrôle du comportement du sol et l'état des contraintes pendant le déroulement des travaux.

Le tunnel est excavé en sections divisées, en commençant par la section supérieure (la calotte), puis le stross et enfin le radier, en utilisant une machine d'attaque ponctuelle.

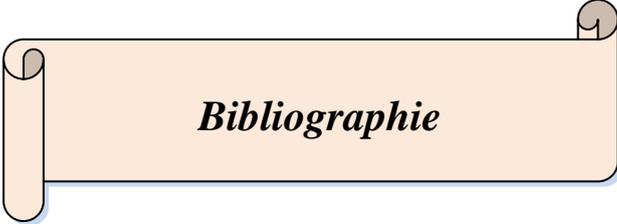
Le soutènement est constitué de cintres HEB200 espacés de 80 cm (longueur de passe d'excavation) et du béton projeté avec du treillis soudé.

Les étapes d'exécution du tunnel D10 sont résumées comme suit :

1. L'excavation de la demi-section supérieure (calotte).
2. Sécurisation du front de taille avec des boulons d'ancrage et de 3 cm de béton projeté.
3. Montage du cintre suivi d'une mise en place d'une première couche de béton projeté, l'installation du treillis soudé et projection de la deuxième couche de béton.
4. Excavation de la demi-section inférieure en commençant par le stross puis le radier.
5. Injection du béton projeté avec du treillis soudé en deux couches et sécurisé le front de taille au niveau de la demi-section inférieure.

L'application du revêtement définitif se fera lorsque le tassement du soutènement provisoire accuse un taux de déplacement de 2 mm/mois.

On s'est également intéressé au soutènement et revêtement du tunnel où on a détaillé les différentes méthodes de calcul. Nous retenons l'importance de la reconnaissance du sol ainsi que le caractère empirique de la démarche. Ainsi que l'importance et la nécessité d'effectuer des auscultations pendant les travaux. Ceci permettra de tester et valider les modèles de calcul.



Bibliographie

- [1] **GUY COLOMBET, FRANÇOIS ESTEULLE, ANNE BOUVARD-LECOANET**
« *Ouvrages souterrains Conception - Réalisation - Entretien 1992* ».
- [2] **ETUDE GEOLOGIQUE HYDROGÉOLOGIQUE GEOTECHNIQUE « EMA 2012 ».**
- [3] **FRANÇOIS. MARTIN, ADRIEN. SAÏTTA** « *Cours de travaux souterrains et de mécanique des roches ENS CACHAN* ».
- [4] **PANET.M** « *Le Calcul Des Tunnels Par La Méthode Convergence-Confinement* ». (presse de l'ENPC, PARIS 1995)
- [5] **C.CHERCHALI** : « *Tunnel Calcul Soutènement Provisoire Tome I* ». OPU (1993).
« *Tunnel Calcul Revêtement Définitif Tome II* ». OPU (1993).
- [6] **S.BELKACEMI** : Note de cours « *Mécanique Des Sols* » (ENP. ALGER).
- [7] **R.BOUTEMEUR**: Note de cours « *Béton Armé & Béton Précontraint* » (ENP. ALGER).
- [8] **HAMOUTENNE**: Note de cours « *Charpente Métallique* » (ENP. ALGER).
- [9] **DOSSIER PILOTE DES TUNNELS/GENIE CIVIL** : Section 2 (*Géologie, Hydrogéologie, Géotechnique*)
- [10] **DOSSIER PILOTE DES TUNNELS/GENIE CIVIL** : Section 4 (*Procédés de creusement et de soutènement*)
- [11] **DOSSIER PILOTE DES TUNNELS/GENIE CIVIL** : Section 5 (*Etanchement et revêtement*).
- [12] **NOTE DE CALCUL** : « EMA 2012 ».
- [13] **TECHNIQUE D'INGENIEUR** « *c5570 Tunneliers* ».
- [14] **REGLES PARASISMIQUES APPLICABLES AU DOMAINE DES OUVRAGES D'ART RPOA 2008 (PARTIE II – TUNNELS)**

SITES INTERNET

- [15] - LE SITE DE L'AFTES. <http://www.aftes.asso.fr/>.
- LE SITE DE CETU <http://www.outils-cetu.fr/didactu/tunnel/Intro.php>
- LE SITE Science Directe : <http://www.sciencedirect.com>. www.snd11.arn.dz

ANNEXES

ANNEXE A

ABATTAGE

Opération de défonçage et de désagrégation de la roche, provoquant sa chute au pied de la paroi attaquée où les déblais sont repris par les engins de marinage.

L'abattage est généralement opéré par l'une des cinq méthodes suivantes :

- ▲ Au tunnelier, en mode ouvert, dans les terrains durs.
- ▲ Au tunnelier, en mode fermé, dans les terrains tendres.
- ▲ A l'explosif.
- ▲ En attaque ponctuelle, à l'aide de haveuses.
- ▲ Par jet d'eau sous pression dans des terrains particulièrement tendres, capables de se déliter facilement.

A noter que dans la terminologie ancienne, l'abattage désignait spécifiquement l'attaque latérale des parois de la galerie pilote ou de la galerie d'axe pour réaliser l'arrondi de la voûte du tunnel.

ALESAGE

A partir d'une section initiale plus petite, mise au gabarit de la section finale (ou pleine section) par divers moyens d'attaque ponctuelle, généralement des haveuses.

ANTI-DEFLAGRANT

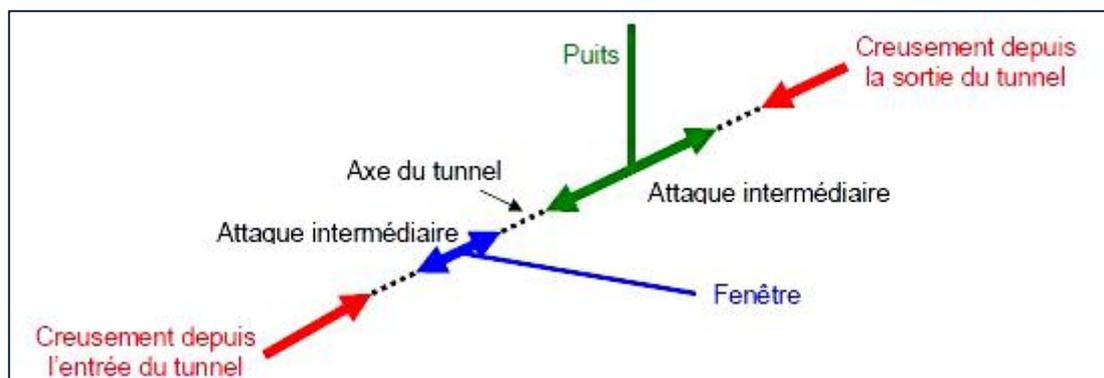
Protection dans laquelle sont enfermées les pièces qui peuvent enflammer une atmosphère explosive.

ATTAQUE

Toute méthode mise en œuvre pour réaliser l'abattage.

On détermine généralement trois types d'attaques :

- L'attaque globale réalisée en pleine section par les tunneliers.
- L'attaque ponctuelle (bien souvent alésage) réalisée par les haveuses.
- L'attaque intermédiaire réalisée en avant de la galerie en cours de percement au moyen de fenêtres ou de puits préalablement creusés sur l'axe.



Principe de creusement par attaques intermédiaires réalisées à partir de fenêtres ou de puits.

AUSCULTATION (radar)

Moyen d'investigation utilisant la réflexion des ondes électromagnétiques sur les roches et permettant de rechercher la formation de cavités derrière le revêtement du tunnel (décollements) et d'apprécier l'apparition d'une convergence éventuelle.

AVANCE

Longueur de tunnel creusée dans un temps donné. L'avance peut se définir à la journée, à l'heure, à la durée d'un poste de travail, au tour (c'est-à-dire profondeur de roche creusée lorsque la tête de forage du tunnelier fait un tour complet sur elle même), etc....

AVANCEMENT

Autre synonyme pour désigner l'avance.



BATTAGE

Action d'enfoncer verticalement un tube, des pieux ou les palplanches d'un batardeau.

BLINDAGE

Opération consistant à bloquer les terrains instables autour de l'excavation. Le blindage est obtenu la plupart du temps à l'aide de plaques en métal ou en béton, jointives ou non, calées au terrain encaissant et s'appuyant sur des cintres. Ce terme peut aussi désigner le matériel utilisé pour cette opération. Voir soutènement.

BLOCAGE

Mise en place d'un matériau de calage (généralement du béton) utilisé pour le remplissage de l'espace vide entre un soutènement et la surface excavée.

BOISAGE

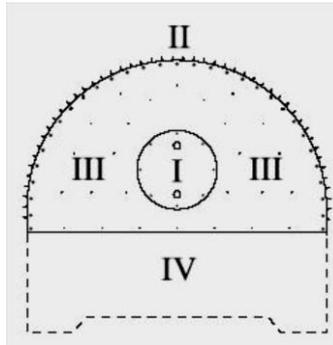
Dans les tunnels anciens, action de poser des bois de soutènement lors du creusement. Voir soutènement.



Boisages

BOUCHON

Trou creusé au centre du front de taille pour être ensuite agrandi par alésages successifs. Il peut être creusé manuellement, mécaniquement, ou à l'explosif.



Méthode de creusement par alésages successifs. en I, le bouchon.

BOULONNAGE

Opération consistant à renforcer le terrain par pose de boulons d'ancrage.

BOURRAGE

Injection de béton pour combler le vide entre l'extrados du revêtement et le terrain encaissant.



CALAGE

Opération consistant à bloquer un terrain ou un engin pour éviter qu'il ne bouge. Concernant les terrains, cette opération est souvent effectuée à l'aide de béton.

CAQUOIDE

Forme particulière de section de tunnel inventée par Albert Caquot et utilisée dans la plupart des grands tunnels actuels.



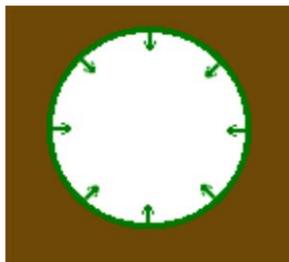
Exemple de galerie caquoïdale.

COFFRAGE

Action de construire ou mettre en place un coffrage.

CONFINEMENT

Pression artificielle appliquée sur les parois du tunnel par le biais de soutènements divers pour contrecarrer la convergence, ou par le biais de la tête d'abattage du tunnelier pour limiter l'extrusion.

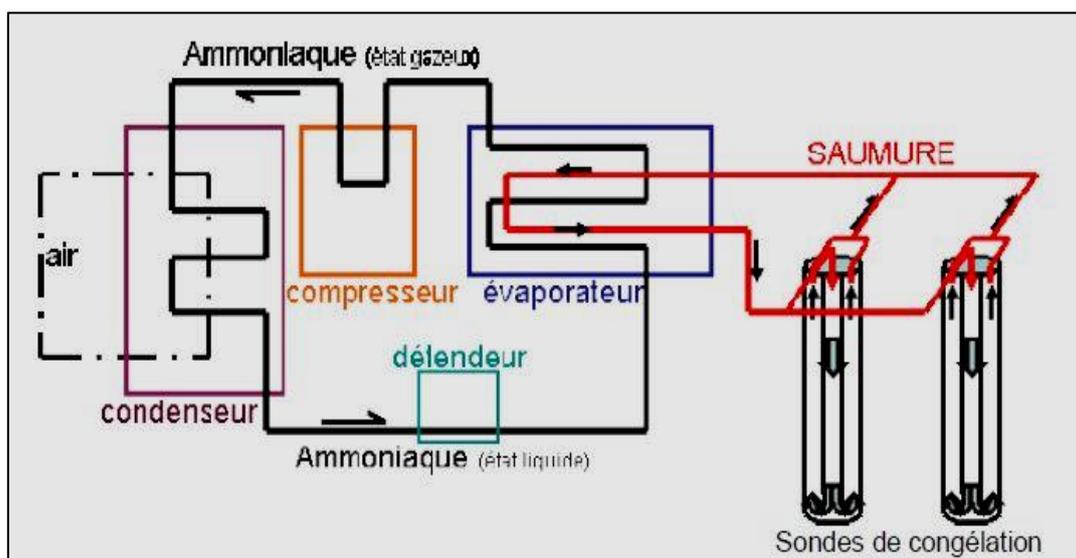


Principe de convergence confinement.

CONGELATION

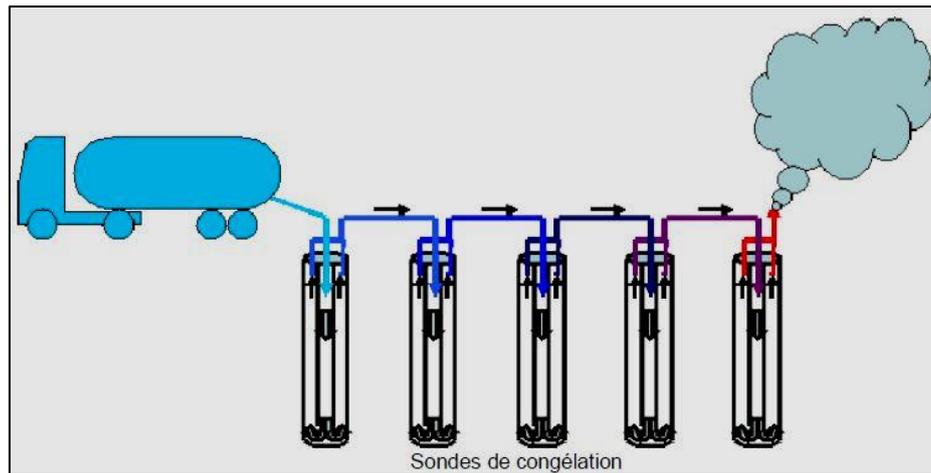
Dans des terrains imprégnés d'eau, techniques qui consistent à geler le sol pour éviter les infiltrations. Deux techniques :

- ▲ **Congélation en circuit fermé** : Un circuit frigorifique primaire, au moyen de compresseurs et de condensateurs, liquéfie de l'ammoniac. Ce dernier, en se vaporisant, assure le refroidissement du liquide réfrigérant (généralement une saumure ayant une température d'utilisation variable entre -20° et -30°) qui circule en circuit fermé dans les sondes de congélation disposées dans le sol. Cette méthode est efficace mais longue (2 à 3 semaines pour obtenir des résultats satisfaisants).



Congélation en circuit fermé

- ▲ **Congélation en circuit ouvert** : Le liquide réfrigérant est l'azote liquide qui est transporté jusqu'au chantier par des camions-citernes spéciaux où il est maintenu à une température de -196° sous pression de 5 bars environ. Cette pression sert à assurer la circulation de l'azote dans les sondes de congélation. A l'aval de la dernière sonde, une vanne libère l'azote devenu gazeux dans l'atmosphère, à une température de (-60°) environ. Le rejet de l'azote gazeux dans l'atmosphère n'est pas une nuisance, même en ville. La mise en froid du terrain encaissant est rapide : 2 à 3 jours. Ensuite, il suffit d'assurer l'entretien du froid. La résistance du sol ainsi congelé est généralement élevée. L'inconvénient principal est le coût élevé de l'azote liquide. Mais la méthode est bien adaptée aux chantiers de courte durée.



Congélation en circuit ouvert à l'azote liquide

COULAGE

Procédé d'exécution du revêtement du tunnel, improprement appelé « béton extrudé », qui consiste à injecter du béton sous pression entre le terrain encaissant et un coffrage pour réaliser en tout ou partie le revêtement définitif du tunnel.



Coulage de béton dans un coffrage de voûte
Sur la photo de gauche, noter les tuyaux qui acheminent le béton liquide.

COUPE

Tranche de roche dégagée par l'abattage.

COURONNE

Partie périphérique (contour) du front de taille.

CREUSEMENT

Ensemble des opérations d'abattage et de marirage. Au sens large, peut désigner l'ensemble des opérations de réalisation d'un tunnel et de ses galeries et puits annexes.



DEBLAI

Débris de sols ou de roches provenant de l'excavation et devant ensuite être enlevés.

DEBOUCHAGE

Percement final d'un tunnel mettant ses deux extrémités en communication directe.

DECAPAGE

Nettoyage des parois par projection de sable sous pression.

DECONFINEMENT

Diminution des contraintes créées artificiellement et volontairement sur les parois du tunnel pour compenser la convergence.

DEMI-SECTION

Désigne le creusement d'un tunnel en deux phases décalées dans le temps et dans l'espace : d'abord le creusement de la demi-section supérieure puis celui de la demi-section inférieure.

DEROCTAGE

Action qui consiste à casser et détruire la structure de la roche. Dans les anciens tunnels, qualifiait surtout le résultat du travail fait au pic à main et à la barre à mine.

DISSOLUTION

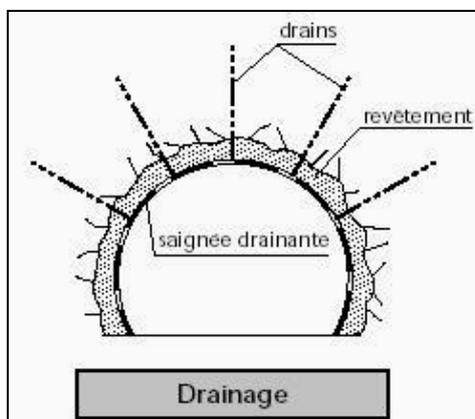
Absorption d'un solide par un liquide ; ce qui donne une solution.

DISTOMETRIE

Action qui consiste à mesurer l'importance de la convergence et son amplitude à l'aide de distomètres et autres appareils de mesure du même type (extensomètres, plaques de pression, diodes, etc...).

DRAINAGE

Action de capter et diriger les eaux d'infiltration vers un point précis pour purger le terrain et assainir la zone de travaux.

**DYNAMITAGE**

Technique de travail à l'explosif.

ENFILAGE

Soutènement réalisé avant abattage par ancrages métalliques placés sur la couronne du front de taille.

ETANCHEMENT

Opération visant à limiter à une valeur acceptable ou à annuler le débit des eaux d'infiltration qui traversent un revêtement.

EXCAVER

Effectuer l'excavation, le creusement, le percement d'un tunnel par dynamitage ou foration.

EXPLORATION (galerie)

Désigne une galerie de reconnaissance pour découvrir la structure du terrain, à l'époque où il n'existait pas encore de moyens de sondages modernes et légers à l'aide de foreuses capables de ramener des carottes de roche à la surface. Cette technique a pratiquement disparu aujourd'hui. A noter que les galeries d'exploration n'étaient pas forcément creusées à proximité du futur tunnel à réaliser. Elles pouvaient s'en trouver très éloignées.



FILTRAGE

Opération consistant à purifier les boues de forage et à séparer la bentonite des résidus de déblais.

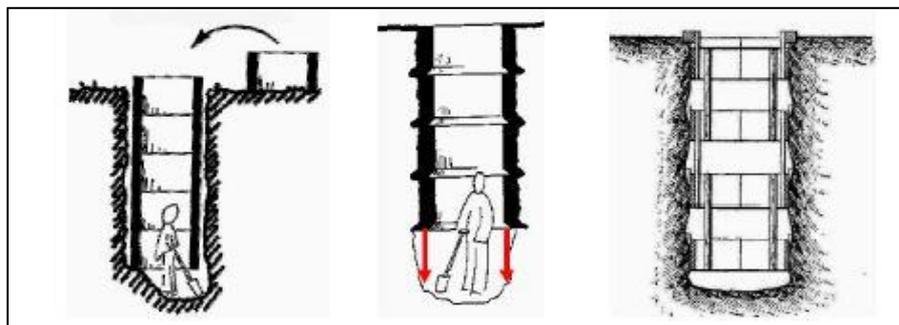
FLUAGE

Phénomène d'écoulement naturel des gaz lourds dégagés par l'usage des explosifs, le long de la pente du tunnel. Raison pour laquelle, dans les temps anciens où une ventilation efficace posait un problème, les longs tunnels étaient toujours creusés en pente légèrement remontante pour favoriser justement le fluage des gaz vers la sortie.

FONCAGE

Voir battage. Action d'enfoncer un pieu ou un tube dans le sol. Deux types de fonçages :

- ▲ Le fonçage vertical, le plus courant. Désigne aussi l'action de creuser un puits.



- ▲ **fonçage horizontal** pour réaliser des **galeries** non ferroviaires ou des gaines techniques de faible section (généralement pas plus de 2 m de diamètre). Dans ce cas, on pousse un tuyau au **marteau pneumatique**. Lorsque celui-ci a parcouru la distance désirée, son contenu est vidé à l'aide d'une **vis d'extraction** ou avec un jet d'eau sous pression. Un nouveau tuyau peut alors être soudé au premier puis poussé à son tour. Lorsque le **terrain** est trop dur pour pousser directement les tuyaux, on utilise une **tête de foration** fixée sur le premier tuyau.



Tuyau horizontal de forte section, foncé par de puissants vérins.

FORAGE

Résultat des diverses actions de creusement et de la foration ; c'est-à-dire le trou lui-même.

FRONT (de taille)

Tranche de terrain où s'effectue l'abattage de la roche. Le front de taille peut être à l'air libre (dans le cas des carrières) ou souterrain (dans le cas des mines ou des tunnels).



GUNITAGE

Projection de béton :

- ▲ Soit comme simple habillage (parement) d'une paroi de tunnel ou de tranchée.
- ▲ Soit comme soutènement et mise en sécurité provisoire. Dans ce cas, il est souvent réalisé sur treillis métallique préalablement disposé sur la paroi à traiter.



Gunitage de la paroi d'un tunnel

HORS-PROFIL

Volume excavé à l'extérieur d'un contour prévu.

PLAN (de tir)

Dans l'abattage à l'explosif, plan donnant la position, la profondeur, le diamètre et la direction des trous de mine dans le front de taille. Le plan de tir indique les charges mises en place dans chaque trou, le bourrage et l'amorçage utilisé.

PRE-SOUTÈNEMENT

Soutènement mis en place à la périphérie de la section à excaver, en avant du front de taille (par exemple : pré-voûte ou voûte parapluie).

PRE-VOUTE

Voûte de protection réalisée par l'injection de béton dans une saignée pratiquée sur la couronne du front de taille.

PURGE

Elimination de blocs instables sur le front de taille.



Machine à effectuer les purges en tunnel

La lame située au bout du bras est glissée entre les blocs instables pour finir de les déchausser.

RACLAGE

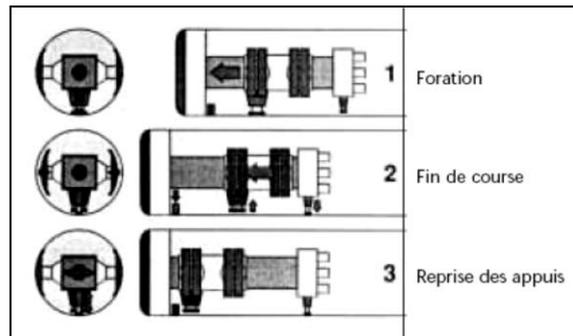
Opération d'enlèvement des déblais et de nettoyage du chantier d'abattage. S'effectue le plus souvent à l'aide d'un racleur (chargeuse).



Racleur

REPRISE (d'ancrage)

Ensemble des opérations que comporte la manœuvre de déplacement vers l'avant des grippeurs d'un tunnelier ouvert.



Principe de reprise d'ancrages sur tunnelier ouvert à grippeurs

SCIAGE

Action de découper la roche. Le plus souvent à l'aide d'une haveuse munie d'un disque de coupe.

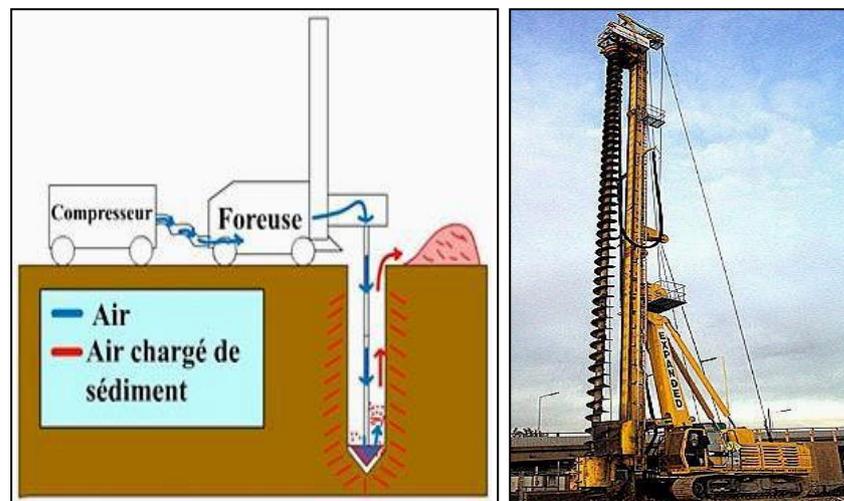


machine d'attaque ponctuelle utilisant un disque de coupe monté à l'extrémité d'un bras articulé

SONDAGE

Investigations de reconnaissance réalisées dans le terrain en vue de déterminer sa nature, sa consistance et ses propriétés. Jusqu'en 1950, la plupart des sondages s'effectuaient à l'aide de puits ou de galeries d'exploration creusés de main d'homme.

Ensuite, avec les foreuses légères, il est devenu possible de faire de vrais sondages qui permettent de remonter des carottes géologiques qui sont analysées en laboratoire et permettent de déterminer avec exactitude les capacités du terrain.



ANNEXE B

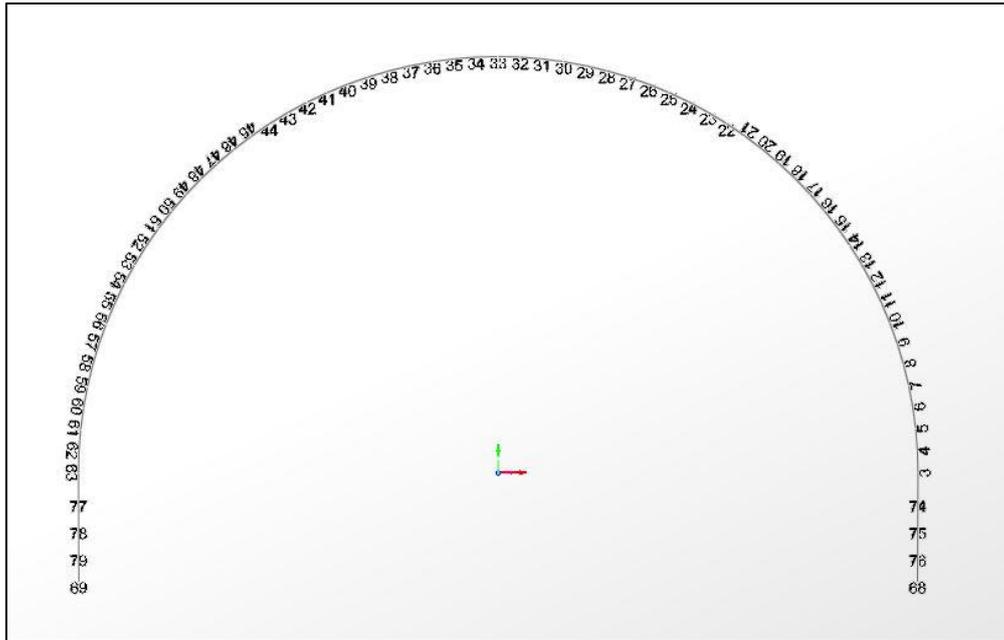


Figure B.1: La numérotation des nœuds de la demie section supérieure.

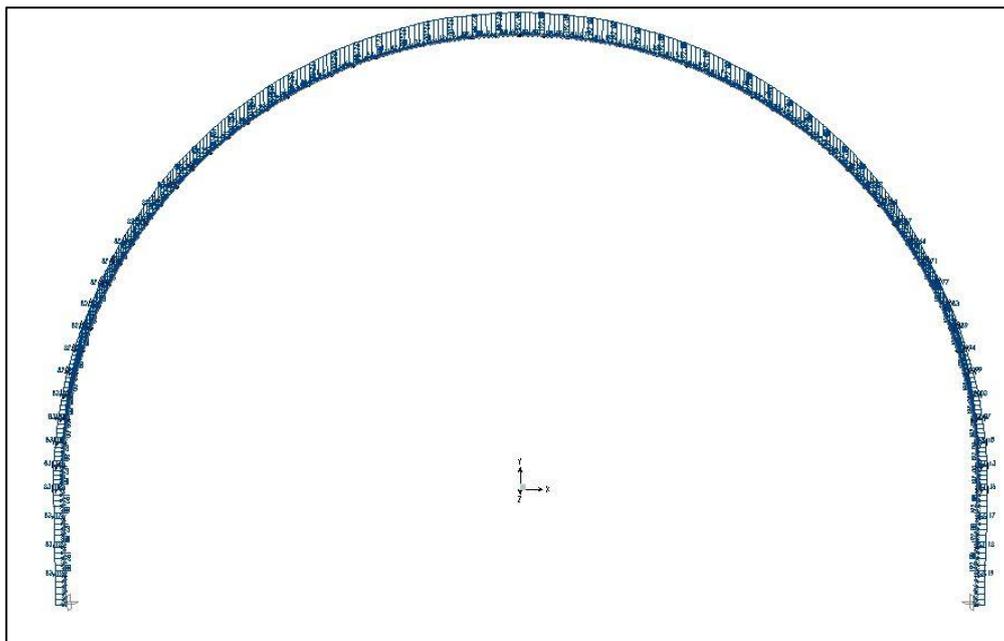


Figure B.2: Distribution de la charge verticale et horizontale agissant sur la demie section supérieure du soutènement provisoire.

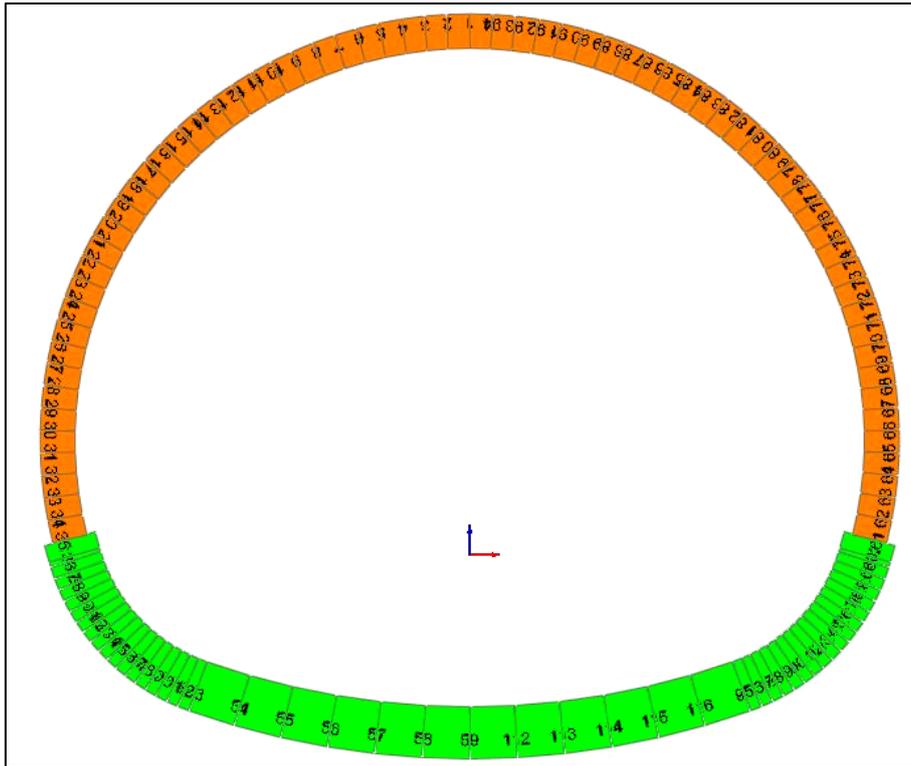


Figure B.3: La numérotation des nœuds de la section globale.

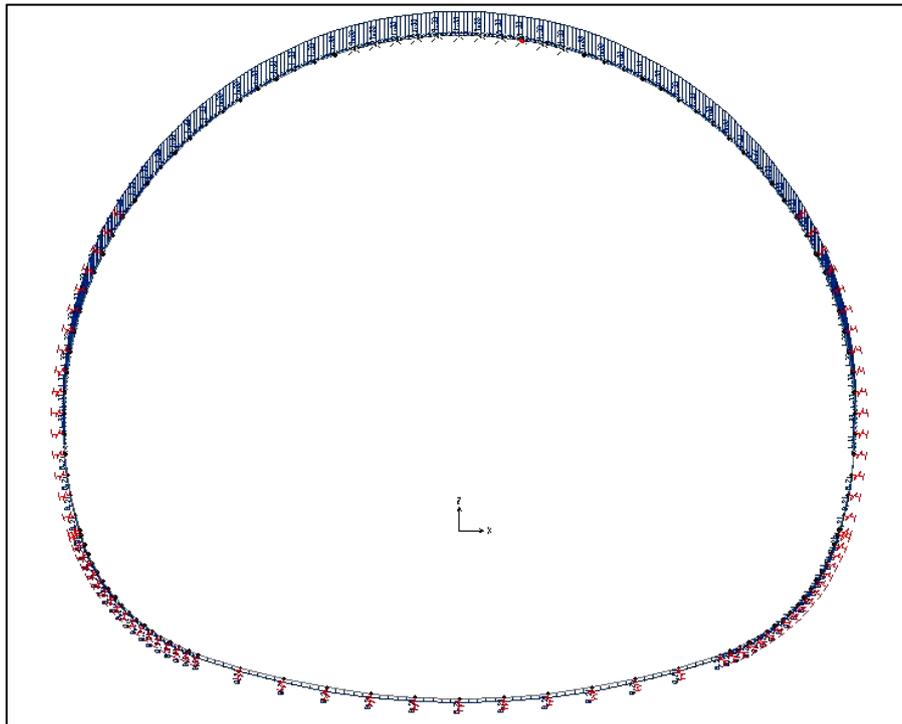


Figure B.4: Distribution de la charge verticale agissant sur le revêtement définitif de la structure globale.

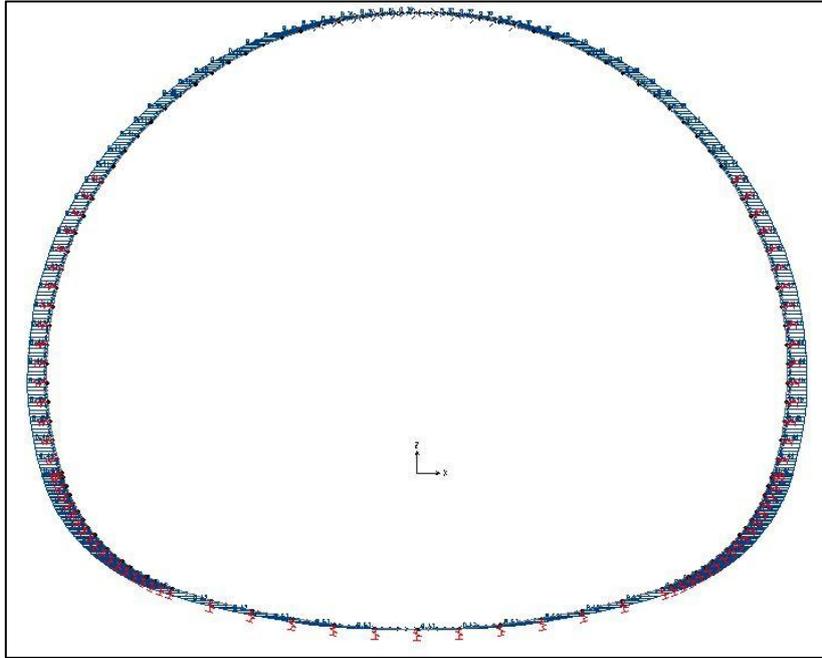


Figure B.5 : Distribution de la charge horizontale agissant sur le revêtement définitif de la structure globale.

ANNEXE C

