

***République Algérienne Démocratique et Populaire***  
***Ministère de L'Enseignement Supérieur***  
***Et de la Recherche Scientifique***



***Université Mohammed Seddik Ben Yahia -Jijel***  
***Faculté des Sciences et Technologie***  
***Département Génie Civil et Hydraulique***



***Mémoire de Fin d'Etudes pour l'Obtention du Diplôme***  
***de Master Académique***  
***Option : géotechnique***

***Thème***

**Stabilisation de soutènement provisoire d'un  
tunnel autoroutier**

***Présenté par :***

- ❖ ***Ségouat Faten***
- ❖ ***Bougherra Hala***

***Encadrant par :***

***Mr : Djaghadar Djamel***

***Promotion: Juin 2018***

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ





## Remerciements

*Quelques mots en préambule de cette étude, qui met un point  
D'orgue à une année riche et intense.*

*Nous tenons tout d'abord à remercier dieu le tout puissant et  
Miséricordieux qui nous a donné la force et la patience d'accomplir  
Ce modeste travail.*

*On souhaite adresser nos remerciements les plus à monsieur  
**DJAMEL DJEGHADER***

*Pour leur patience, leur guide et leur conseil le long de cette période.*

*Ainsi nous remercions Mr **DARBANE**, m<sup>elle</sup> **AREBAT**, Mr **CHEKIREB** et  
Mr **foughali** pour son aide scientifique Pour la modélisation de l'ouvrage.*

*Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront  
Dans Le but d'examiner ce modeste travail. Et tous les enseignants  
De département de Génie civil.*

*Nous remercions aussi tous nos amis de la promotion 2018.*



**HALA et FATEN**





## *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*À mon chère père qui a veillé sur moi pendant toute ma vie.*

*À Ma mère, sans elle, je n'aurais pas abouti à ce stade d'étude, que Dieu puisse m'aider à la honorer, la servir et la combler*

*À mes frères: **Chawki** , **Mohammed**, **Abd alwahab** , **Badis** , **Salah** , **Ziyad** , **Zaki** , **Ayoub** et **Radwan**.*

*À ma sœur **Madiha** et à tout la famille « **BOUGHERRA** » et mes proches.*

*À tous ma oncle **Ahmed** et mes tante **Salima** , **Sabrina** et **massouda** .*

*À mes meilleur Amies **karima**, **Amina**, **Nadjwa**, **Amina** , **Salma** , **Razika** et **Horia** .*

*À ma chère binôme" **Faten**".*

*À Tout mon les étudiants du Master 2 Géo promotion 2017/2018.*

*Et enfin tous ceux qui m'ont aidé et soutenu de près ou de loin durent l'élaboration de ce travail .*

## *HALA*





## Dédicace

*Au nom d'ALLAH, le tout Miséricordieux le très Miséricordieux  
Je remercie Allah Le tout puissant, clément et Miséricordieux de m'avoir motivé à réaliser  
ce modeste travail, en suite je remercie infiniment mes parents qui m'ont encouragé et  
aidé à arriver à ce stade de formation.*

*Je dide ce modeste travaille à mon père SALEH, qui m'a accompagnée durant les  
moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation.*

*Ma mère YAMINA qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous  
les Consentis et ses précieux consentis et ses précieux conseils, pour toute  
Son assistance et sa présence dans ma vie.*

*Mes frères et sœurs (grand sœur SAMIA, YASMINA, WERDA, SARA  
et grand frère YAZID, ABD ELGHANI, et petit sœurs KENZA  
Qui n'ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance,  
de courage et de générosité.*

*Spéciale dédicaces à mes frères ABD ELFETAH merci pour ton encouragement  
A tout la famille SEGOUAT Et mes proches à tous mes oncles et tante.  
A tous les enfants de mes frères RASSIM, BAYLASSAN, ASSINAT,  
ALAA, ADAM, BASANT*

*A mon binôme et confrère : HALA  
A tous mes chers Ames KHAWLA, HANANE, RIMA,  
WIDADE, ZINEB, HALIMA, LINA, SAMIRA,  
HADJER, MAROUA et a tous les amies architectes  
A toutes les promotions 2018 géotechnique ;*

**FATEN**

*إن الذين نحبهم ونعزهم مكانتهم ليست بين الأسطر و الصفحات لان مقامهم اجل وأغلى  
فالقلب سكتاهم والذكرى نكراهم والفؤاد لن ينساهم*



## ملخص

تتكون هذه مذكرة من دراسة جيوتقنية وتهيئة لانجاز مشروع نفق دو اتجاهين نفق تكسنة متواجد ضمن طريق سيار شرق غرب رابط بين جيجل وعلمة طوله حوالي 1,9 كلم بعد تعرف علي خصائص فيزيائية وميكانيكية لتشكيلات صخرية و بعد تصنيف و تحقق تقنية مختارة لحفر هي حفر ميكانيكي معين و طريقة نمساوية جديدة كوسيلة اسناد مؤقت تتكون من براغي ثقيلة, HEB و رسانة مرشوشة، غطاء نهائي لنفق يتكون من قشرة رسانة غير مسلحة 28 سنتيمتر في مذكرة استعملنا برنامج ال Plaxis 8.2 وذلك من اجل تقييم مختلف الاجهادات مؤثرة علي نفق و دراسة سلوكه دون اهمال شروط موقع .

الكلمات المفتاحية: النفق ، الطريقة النمساوية الجديدة ، الاحتفاظ ، الخرسانة المرشوشة ، الحفر ، التشوه, NATM ,

PLAXIS

## Résumé

Ce mémoire concerne l'étude géotechnique et conception pour l'exécution d'un projet de tunnel Texanna faisant part de la pénétrante à l'autoroute Est-Ouest et reliant Jijel-El Elma d'une longueur de 1900 m .

En évaluant les caractéristiques physiques et mécaniques des formations rocheuses, et après la classification et vérification des roches, la technique choisit pour l'excavation est le creusement mécanique par attaque ponctuelle. La nouvelle méthode autrichienne comme moyen de pré-soutènement qui se compose de boulons d'ancrage répartie, cintres lourds HEB avec béton projeté. Le revêtement définitif du tunnel est formé d'une couche de béton non armé de 28 cm.

La modélisation numérique réalisée dans notre mémoire a été faite en utilisant les logiciels pour vérifier la stabilité des soutènement et Plaxis 8.2 ,pour évaluer les différentes sollicitations agissant sur le tunnel et étudier son comportement en tenant compte les condition de site.

**Mots clés :** tunnel, nouvelle méthode autrichienne, soutènement, béton projeté, Excavation, Déformation , NATM.

## ABSTRACT


This project consists of the geotechnical study and design of a two –way « texanna tunnel », as a part of the penetrating to east-west highway , linking jijel-El Elma .Its length is about 1900 m .

By assessing the physical and mechanical characteristics of rock formation, and after the classification and verification of rocks, the chosen technique for the excavation is the mechanical excavating by punctual attack, and the new Austrian method as a way of a supporting system , which consists of rock bolts , heavy steel ribs HEB with shot concrete.

The super cover of the tunnel is forming by an unreinforced concrete layer of 28cm The numerical modeling carried out in our memory has been done using two software , plaxis 8.2 to evaluate the different stresses acting on the tunnel and to study its behavior taking in account site conditions .

Key words : tunnel , deformation , Excavation , NATM, new Austrian method , supporting , schot concrete .





*SOMMAIRE*



## Sommaire

---

Introduction générale .....	1
-----------------------------	---

### Chapitre I : Généralité et reconnaissances sur les tunnels

I.1. Introduction :.....	3
I.2.Définition d'un tunnel : .....	3
I.3.Classification des tunnels: .....	3
I.3.1.Classification des tunnels selon leur objet: .....	4
I.3.2.Classification des tunnels selon leur mode d'exécution: .....	4
I.3.3. Classification des tunnels selon la forme des ouvrages: .....	5
I.4. Reconnaissances géologiques : .....	5
I.4.1.moyens de reconnaissance géologique : .....	5
I.4.1.1. inventaire des données géologiques existantes :.....	5
I.4.1.2. levé géologique de surface : .....	6
I.4.1.3. géophysique : .....	6
I.4.1.4.sondages : .....	6
I.5.reconnaissances hydrogéologiques :.....	7
I.5.1. Moyens de reconnaissances hydrogéologiques : .....	7
I.5.1.1. Inventaire des données existantes :.....	7
I.5.1.2.Levé hydrogéologique de surface : .....	7
I.5.1.3. Géophysique :.....	7
I.5.1.4. sondages : .....	8
I.6.reconnaissances géotechniques : .....	8
I.6.1. Moyens de reconnaissances géotechniques : .....	8
I.6.1.1. inventaire des données existantes : .....	8
I.6.1.2. Géophysique : .....	8
I.6.1.3.Sondage : .....	9
I.7.Conclusion : .....	9

### Chapitre II : Méthodes et Techniques de réalisation des tunnels

II.1. Introduction :.....	10
II.2.Les méthodes de creusements : .....	10

## Sommaire

---

II.2.1 Méthode de creusement à pleine section :.....	11
II.2.2 Méthode de creusement à demi section :.....	11
II.2.3 Méthode de la section devisée :.....	12
II.3. Procèdes de creusement des ouvrages souterrains :.....	13
II.3.1. Méthode traditionnelle :.....	13
II.3. 2. Machine de construction des tunnels - tunneliers et boucliers :.....	15
II.4.Soutènements et revêtements : .....	16
II.4.1.Le soutènement provisoire :.....	16
II.4.1.1. Classifications du soutènement : .....	16
II.4.1.2. Choix d'un mode de soutènement :.....	17
II.4.1.3.Les différent type de soutènement provisoire :.....	17
II.4.1.4. Profils-types de soutènement :.....	30
II.4.2.Revêtement : .....	30
II.4.2.1.Les différent type de revêtement : .....	30
II.4.2.2. Fonction mécanique du revêtement : .....	32
II.5.Etanchéité des tunnels :.....	32
II.5.1. Choix du système d'étanchéité :.....	33
II.5.2. Type de produit d'étanchéité :.....	33
II.6.Conclusion : .....	34

### Chapitre III : Classification des massifs rocheux

III.1. Introduction : .....	35
III.2.Soutènement .....	35
III.2.1.Méthodes empiriques :.....	35
III.2.1.1. Méthode de Terzaghi : .....	36
III.2.1.2.Dans la méthode de Protodiakonov : .....	37
III.2.1.3. Les méthodes quantitatives directes : .....	37
III.2.1.4. Classifications de l'AFTES :.....	40
III.2.1.5. Domaine d'application du Q-system : .....	41
III.2.1.6.Méthode de l'indice de résistance géologique GSI (Geological strength Index) : .....	43
III.2.2.Méthode Analytiques :.....	44
III.2.2.1.Les Méthodes analytique élastiques :.....	44
III. 2.2.2. Les Méthodes analytiques élasto-plastique :.....	45



## Sommaire

---

III.3. Les méthodes numériques: .....	46
III.3.1. Méthodes numériques appliquées aux tunnels : .....	46
III.3. CONCLUSIONS : .....	47
<b>Chapitre IV : Evaluation des chargesimn et Dimensionnement</b>	
IV.1. Introduction : .....	48
IV.2. Types et origines des poussées souterraines : .....	48
IV.2.1. Poussée de détente : .....	48
IV.2.2. Poussée géologique : .....	49
IV.2.3. Poussée de gonflement : .....	49
IV.3. Méthodes de détermination des pressions souterraines : .....	50
IV.3.1. Pressions verticales: ( $\sigma_v$ ) .....	50
IV.3.1.1. Théorie de TERZAGHI : .....	50
IV.3.1.2. Théorie des poids des terres : .....	51
IV.3.2. Pressions horizontales ( $\sigma_h$ ) : .....	52
IV.3.2.1. Théorie de TERZAGHI : .....	52
IV.4. Evaluation des pressions hydrostatiques : .....	52
IV.5. Charges et surcharges : .....	53
IV.5.1 Charges intérieures : .....	53
IV.5.2. Charges extérieures : .....	53
IV.6. Soutènement provisoire : .....	53
IV.6.1. Réalisation soutènement provisoire : .....	53
IV.6.2. Système statique de soutènement : .....	54
IV.6.3. Hypothèses du calcul : .....	54
IV.6.4. Détermination des efforts : .....	54
IV.6.5. Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté: .....	56
IV.6.5.1. Rigidités des cintres métalliques : .....	57
IV.6.6. Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement : .....	57
IV.6.6.1. La vérification du cintre : .....	58
IV.6.6.2. La vérification du béton projeté : .....	58
IV.6.6.3. Vérification à L'ELU : .....	58
IV.6.6.4. Vérification à L'ELS : .....	59
IV.6.6.5. Vérification du cisaillement : .....	59

## Sommaire

IV.7. Logiciel de calcul : .....	60
IV.7.1. Présentation de PLAXIS : .....	60
IV.8. Conclusion : .....	60

### Chapitre V : présentation du projet

V.1. Introduction .....	61
V.2. Situation géographique de la région du tunnel : .....	61
V.3. Présentation de la région de la texenna : .....	61
V.4. Présentation du projet : .....	62
V.5. Les travaux de reconnaissance : .....	63
V.6. Etude géotechnique : .....	64
V.6.1 Campagne d'investigation géotechnique sur le site : .....	64
V.6.2. Présentation quelques essais in situ : .....	65
V.6.2.1. Essai préssiométrique : .....	65
V.6.2.2. Essai de perméabilité : .....	66
V.6.3. Essai de laboratoire : .....	66
V.6.3.1 Essai d'identification : .....	66
V.6.3.2. Essais mécaniques : .....	67
V.6.3.3 Essais chimiques : .....	67
V.7. Classification de la masse rocheuse du site du tunnel .....	67
V.7.1 Classification de la masse rocheuse du site par le système RQD .....	68
V.7.2 Classification de la masse rocheuse selon le système Q : .....	68
V.7.3 Classification de la masse rocheuse du site du tunnel par RMR : .....	68
V.7.4. Classification de la masse rocheuse selon le système GSI : .....	69
V.8. Travaux d'excavation au tunnel .....	69
V.9. Technique utilisé au tunnel du Texanna : .....	70
V.10. Critère du choix de soutènement : .....	70
V.10. 1 Soutènement de classe B : .....	71
V.11. Présentation de la section d'étude : .....	73
V.12: Conclusions .....	74
<b>Chapitre VI : Calcul des charges agissant sur le soutènement du tunnel</b>	
VI.1. Introduction : .....	75
VI.2. Calcul des charges agissant sur le soutènement du tunnel : .....	75





## Sommaire

---

VI.2.1. Calcul de la pression verticale active descendante sur le Soutènement en demi-section supérieure du tunnel $\sigma_v$ : .....	75
VI. 2.2. calcul de la pression horizontale active descendante sur le Soutènement en demi-section supérieure du tunnel : .....	77
VI.2.3 .calcul de la pression verticale active agissant sur le Soutènement de la structure globale : .....	78
VI.2.4 calcul de la pression horizontale active agissant sur le Soutènement de la structure globale : .....	79
VI.3.Définition des charges agissant sur l'ouvrage : .....	79
VI.3.1.Pour la demi-section supérieure : .....	79
VI.3.2.Calcul des moments et efforts de soutènement provisoire : .....	83
VI.3.2.1.Les caractéristiques du soutènement provisoire : .....	83
VI.2.3.2. Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté: .....	83
VI.4.Conclusion : .....	84
<b>Chapitre VII :Modélisation et Vérification</b>	
VII.1. Introduction: .....	85
VII.2. Caractéristiques du terrain et de soutènements : .....	85
VII.2.1. Caractéristiques géotechniques du terrain : .....	85
VII.2.2. Caractéristiques de soutènements : .....	86
VII.3. Modèle géométrique et conditions aux limites : .....	86
VII.3.1. 1es Phase de calcul : .....	87
VII.3.2 Présentation des modèles sous Plaxis : .....	88
VII.4. Résultats et discussion: .....	90
VII.4.1 Influence de la longueur des boulons de renforcement sur la stabilité des parois de tunnel : .....	90
VII.4.1.1 L'effet des boulons d'ancrages sur le comportement de la calotte de tunnel : .....	90
VII.4.1.2. L'effet de la section de renforcement sur le comportement de tunnel au niveau des stress : .....	103
VII.4.1.3. L'effet de la section de renforcement sur le comportement de tunnel au niveau de Radier : .....	109
VII.5.Vérification de soutènement : .....	115
VII.5.1.Dans le cas de calotte de tunnel gauche : .....	115
II.5.2. Cas de stress : .....	119

## Sommaire

---

VII.5.3.Cas de radier : .....	123
VII.6.Conclusion : .....	127
Conclusion générale.....	128



## List des tableaux

<b>Tableau V.1:</b> Les caractéristiques générales du tunnel.....	62
<b>Tableau V.2:</b> coordonnées et profondeur des sondages.....	64
<b>Tableau V.3 :</b> Résultatats de l'essai pressiométrique pr T-1 (à coté de FT-1 ).....	65
<b>Tableau V.4:</b> Perméabilité de site du tunnel bitube 1 (à coté de FT-1 ).....	66
<b>Tableau V.5 :</b> Essais d'identification des paramètres physiques (à coté de FT-1 ).....	66
<b>Tableau V.6 :</b> Résultats des analyses mécaniques effectuées (à coté de FT-1 ).....	67
<b>Tableau V.7:</b> Résultats des analyses chimiques (à côté de FT-1 ).....	67
<b>Tableaux V.8 :</b> Caracterisatique de soutènement utilisé dans le calcul.....	73
<b>Tableau VI.1:</b> Les coefficients des réactions des appuis.....	81
<b>Tableaux VI.2:</b> de caractéristique de béton projeté.....	83
<b>Tableau VI.3:</b> caractéristiques mécaniques.....	84
<b>Tableau VII.1:</b> les données géotechnique de chaque couche.....	85
<b>Tableau VII.2:</b> paramètres mécaniques utilisés lors de la modélisation.....	86
<b>Tableau VII.3:</b> Variante des types de soutènement utilisés.....	88
<b>Tableau VII.4 :</b> Taux de changement de déplacement vertical dans la calotte.....	93
<b>Tableau VII.5 :</b> Taux de changement du déplacement horizontal dans la calotte.....	96
<b>Tableau VII.6 :</b> Taux de changement de l'effort normal dans la calotte.....	98
<b>Tableau VII.7 :</b> Taux de changement de l'effort tranchant dans la calotte.....	100
<b>Tableau VII.8 :</b> Taux de changement de moment fléchissant de la calotte.....	103
<b>Tableau VII.9 :</b> Taux de changement de déplacement vertical dans les stross.....	106
<b>Tableau VII.10 :</b> Taux de changement de déplacement horizontal des stross.....	109
<b>Tableau VII.11 :</b> Taux de changement de déplacement vertical de radier.....	112

## liste des figures

<b>Figure I.1:</b> tunnel routier.....	4
<b>Figure I.2 :</b> galerie de navigation.....	4
<b>Figure I.3 :</b> tunnel ferroviaires.....	4
<b>Figure II.1:</b> creusement à pleine section.....	11
<b>Figure II.2:</b> creusement en demi section.....	12
<b>Figure II.3:</b> Méthode de section divisée.....	13
<b>Figure II.4:</b> plan de tir séquentiel optimisé pour le tunnel de chamoise (CETU).....	14
<b>Figure II.5:</b> illustration du cycle classique de creusement à l'explosif (kitcheh).....	14
<b>Figure II.6:</b> tunnelier pour la construction du tunnel de base st .gothard. soutènement par ancrage , cinteres et béton armé(simic).....	15
<b>Figure II.7 :</b> bouclier à pression boue (chantier METEOR à paris (CETU).....	16
<b>Figure II.8:</b> les cintre métallique lourds.....	18
<b>Figure II.9:</b> les cintres légers.....	19
<b>Figure II.10 :</b> soutènement par blindage.....	19
<b>Figure II.11:</b> Blindage et enfilage.....	20
<b>Figure II.12:</b> Soutènement par boulonng section type d'une couronne .....	20
<b>Figure II.13:</b> Boulon à ancrage ponctuel [sin].....	21
<b>Figure II.14:</b> boulon à fente et coin [sin].....	22
<b>Figure II.15 :</b> boulon à coquille d'expansion [sin].....	22
<b>Figure II.16:</b> boulon à ancrage ponctuel scellé à la résine [sin].....	23
<b>Figure II.17:</b> boulon à scellement réparti .....	23
<b>Figure II.18 :</b> boulon à fente [sti].....	25
<b>Figure II.19:</b> boulon expansif [sti].....	25
<b>Figure II.20:</b> mise en œuvre manuelle du boulonnage [sti].....	26
<b>Figure II.21 :</b> semi-automatisation du boulonnage à l'aide du jumbo de tir[sti ].....	26
<b>Figure II.22:</b> automatisation du boulonnage à l'aide d'un jumbo spécialisé[sti].....	27



<b>Figure II.23 :</b> type de soutènement et de revêtement des tunnels.....	32
<b>Figure II.24:</b> Étanchéité d'un tunnel.....	34
<b>Figure III.1:</b> Zone décomprimée au-dessus d'une cavité (K.Terzaghi ).....	36
<b>Figure III.2:</b> Classification de Z.BIENIAWSKI.....	39
<b>Figure III.3:</b> Relation entre ( $Q - De$ ) et les catégories de soutènement (Barton et al ).....	42
<b>Figure III.4:</b> Les contraintes et les déplacements.....	44
<b>Figure IV.1:</b> Processus d'affaissement du coin de voûte surmontant une excavation.....	49
<b>Figure IV.2 :</b> Les principales hypothèses de la théorie de TERZAGHI.....	51
<b>Figure IV.3 :</b> Représentation schématique la Théorie des poids des terres.....	52
<b>Figure IV.4 :</b> Représentation des symboles utilisés dans le soutènement provisoire.....	55
<b>FigureV.1 :</b> situation géographique du tunnel (extrait de la carte de jijel 1/25000).....	61
<b>Figure V.2:</b> Les deux entrées de Tunnel.....	62
<b>Figure V.3:</b> coupe transversale type du Tunnel.....	63
<b>Figure V.4:</b> les unités lithologiques du tunnel.....	64
<b>FigureV. 5 :</b> localisation des sondages par rapport au tracé du tunnel.....	65
<b>Figure V.6 :</b> RQD en fonction de la profondeur (portail nord du tunnel ) 1 (à côté de FT-1 ) .....	68
<b>Figure V.7:</b> Avancement du creusement.....	70
<b>Figure V.8 :</b> Coupe transversale du soutènement provisoire classe B.....	71
<b>Figure V.9 :</b> schéma de boulons d'ancrage.....	73
<b>Figure V.10 :</b> Coupe transversale de la partie d'étude de tunnel.....	74
<b>Figure VI. 1:</b> coupe de calcul pour la variante 1. ( V1).....	75
<b>Figure VI.2:</b> Vérification préliminaire du soutènement provisoire.....	79
<b>Figure VII.1:</b> Modèle géométrique du tunnel.....	86
<b>Figure VII.2:</b> Maillage du modèle.....	87
<b>Figures VII.3 :</b> Différents types de soutènement provisoire.....	90

<b>Figure VII.4 :</b> Déplacement vertical de la calotte pour chaque type de soutènement.....	92
<b>Figure VII.5 :</b> Déplacement vertical de la calotte en fonction des types de soutènement.....	93
<b>Figure VII.6 :</b> Déplacement horizontal de la calotte pour chaque de soutènement.....	95
<b>Figure VII.7 :</b> Déplacement horizontal dans la calotte en fonction de types de soutènement .....	95
<b>Figure VII.8 :</b> Efforts normaux dans la calotte pour chaque type de soutènement.....	97
<b>Figure VII.9 :</b> Effort normal dans la calotte en fonction de type de soutènement.....	98
<b>Figure VII.10 :</b> Effort tranchant dans la calotte pour chaque type de soutènement.....	99
<b>Figure VII.11 :</b> Effort tranchant dans la calotte en fonction de type de soutènement.....	100
<b>Figure VII.12 :</b> Moment fléchissant de la calotte pour chaque type de soutènement.....	102
<b>Figure VII.13 :</b> Moment fléchissant dans les calottes en fonction de type de soutènement..	103
<b>Figure VII.14 :</b> Déplacement vertical de stross pour chaque type de soutènement.....	105
<b>Figure VII.15 :</b> Déplacement vertical dans les stross en fonction type de soutènement.....	106
<b>Figure VII.6 :</b> Déplacement horizontal $U_x$ dans le stross pour chaque type de soutènement. .....	108
<b>Figure VII.17 :</b> Déplacement horizontal dans les stross en fonction de type de soutènement. .....	<b>109</b>
<b>Figure VII.18 :</b> Déplacement vertical du radier pour chaque type de soutènement.....	111
<b>Figure VII.19 :</b> Déplacement vertical dans le radier en fonction de type de soutènement..	112
<b>Figure VII.20:</b> Déplacement horizontal dans le radier pour chaque type de soutènement....	114
<b>Figure VII.21 :</b> Déplacement horizontal du radier en fonction de type de soutènement.....	115



## INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'augmentation de la densité et la présence des obstacles naturels dans la ville sont deux facteurs principaux qui conduisent à la saturation des réseaux de transport et entravent le déplacement dans la ville ou entre les villes. Pour éviter ces facteurs la réalisation des travaux souterrains donnant passage à une voie de communication de transport liée les zones considérées et atteint le besoin de déplacement. La construction des tunnels est une activité importante dans la civilisation humaine. Le tunnel le plus ancien a été construit en Mésopotamie sous l'Euphrate il y a 4000 ans à l'époque de la reine Sémiramis

Le développement des voies de communication constitue un instrument incontournable de toute politique d'aménagement de territoire et de développement d'un pays. En Algérie, le trafic routier concentré au Nord, présente plus de 80% du total du trafic routier du pays, pour cela les autorités ont décidé de réaliser l'autoroute Est-Ouest. Certainement, la conception de l'autoroute Est-Ouest nécessite, en une importance capitale. La réalisation des pénétrantes autoroutières qui peuvent relier et assurer la fluidité entre les différents pôles économiques tels que villes industrielles zones industrielles, ports aéroport...etc ,ainsi la jonction entre les grands centres urbains.

A ce propos, les autorités ont lancé un projet de jonction du port de DjenDjen avec l'autoroute Est -Ouest, qui est prévu au niveau de la ville d'El-Eulma, dans le cadre de l'aménagement de la pénétrante autoroutière. Dont leur tracé va traverser une région de relief accidenté, il arrive qu'il soit peu économique et parfois même pratiquement impossible de le continuer en surface ce qui exige de le passer parfois en souterrain. Pour cela, il est prévu de la réalisation d'un tunnel bitube aux hauteurs de la ville de Texana à de 1.9Km de longueur environ pour chaque tube.

L'un des problèmes majeurs liés à ces ouvrages est le choix de type de soutènement qui assure la stabilité complète de l'ouvrage ainsi le cout minimum de ceci. Le tunnel de Texana constitue de deux tubes similaires réalisés par la méthode de creusement en demi-section pour la classe de soutènement B avec une mise en place de Calotte, Stross, béton projeté, treillis soudés et boulon d'ancrage. Ce dernier pose un problème important, en particulier pour le choix du diamètre des boulons ainsi que leur longueur optimale.

L'objectif principal de ce travail est d'étudier la stabilité de soutènement provisoire d'une partie de tunnel de Texana avec la mise en place de plusieurs types de soutènement en utilisant des boulons d'ancrages a différentes longueurs. Pour cela on opte le plan du travail suivant :

Un premier Chapitre présente des généralités sur les tunnels, avec l'étude géologique et géotechnique du terrain

Un deuxième chapitre consacré sur les techniques de creusement ainsi que les conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables.

Troisième chapitre apporté des classifications des massifs rocheux et les différentes méthodes de dimensionnement des tunnels.

Quatrième Chapitre mettre en disposition les méthodes d'évaluation des charges agissantes sur le tunnel et les méthodes de dimensionnement de soutènement provisoire.

Cinquième Chapitre s'occupe à la présentation de projet de Texana avec les caractéristiques géotechniques du terrain ainsi que les variantes du soutènement étudié.

Sixième Chapitre consacré au calcul des charges agissantes sur le soutènement provisoire pour la partie de calcul de tunnel de Texana.


Septième Chapitre donne les résultats de modélisation des différents types de soutènement étudié sous Plaxis avec l'analyse, l'explication et la discussion des résultats.

Enfin une conclusion générale avec les recommandations





*Chapitre I*



*Généralité et  
reconnaisances  
sur les tunnels*

## **I.1. Introduction :**

L'extension des voies de communication (routes, autoroutes, voies ferrées) impose souvent des franchissements difficiles qui conduisent généralement à la construction de tunnels. De même l'encombrement de la surface du sol dans les villes rend nécessaire la construction d'ouvrage souterrain (voiries et métros). Les ouvrages souterrains sont donc de types d'usages et de dimensions très diverses, on distingue deux grandes catégories :

- Les ouvrages souterrains et structures enterrées (usines et gare souterraine, parkings, lieux de stockage, excavations minières).
- Les ouvrages de section plus ou moins régulière (tunnels, buses, galeries, tuyaux, canalisations) .

Les problèmes majeurs liés à la construction de ses ouvrages sont :

- La stabilité du terrain pendant les travaux notamment au front de taille .
- Le choix du type de soutènement et de revêtement à mettre en œuvre pour assurer la tenue des parois à court terme, puis à long terme .
- La maîtrise des mouvements engendrés en surface par le creusement particulier : lorsque l'ouvrage est construit à une faible profondeur ou à proximité d'autre structures(en site urbain) .
- Maîtrise des phénomènes hydrauliques (présence d'une nappe aquifère).

Dans cet objectif, ce chapitre bibliographique présentera un aperçu sur l'évolution des différents modes de creusement des tunnels, particulièrement le creusement par un tunnelier pressurisé (son principe de fonctionnement et ses différentes phases de creusement).

## **I.2.Définition d'un tunnel :**

Le tunnel est un ouvrage d'art souterrain destiné à donner passage à une voie de communication en réduisant un itinéraire sous une montagne pour éviter un sommet, sous un plan aquatique ou une rivière pour éviter un long détour, mais aussi dans les grandes zones urbaines les tunnels assurent une harmonie du transport, limitent les nuisances et la pollution du trafic et économisent des espaces dans les grandes villes, le terme de "galerie" désigne des ouvrages hydrauliques consacrés pour transporter les liquides[1].

## **I.3.Classification des tunnels:**

Il existe plusieurs paramètres de classification des tunnels :

### I.3.1. Classification des tunnels selon leur objet:

On peut distinguer plusieurs types de tunnels :

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



**Figure I.1 :** tunnel routier.



**Figure I.2 :** galerie de navigation.



**Figure. I.3 :** tunnel ferroviaire.

- ❖ Les tunnels de transport :
  - Adductions d'eau.
  - Galeries hydrauliques.
  - Égouts.
  - Galeries de canalisations.
- ❖ Les tunnels et cavités de stockage :
  - Garages et parkings.
  - Stockages liquides ou gazeux.
  - Dépôts.

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

On distingue:

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



### **I.3.3. Classification des tunnels selon la forme des ouvrages:**

On distingue [3]:

- ❖ Circulaire.
- ❖ Voutée.
- ❖ Rectangulaire.

### **I.4. Reconnaissances géologiques :**

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

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

Plusieurs méthodes de description et de classification des roches ont été développées , notamment ces dernières années , spécifiquement en vue du dimensionnement des ouvrages souterrains .

#### **I.4.1.moyens de reconnaissance géologique :**

Ces moyens sont nombreux . Ils ne sont pas exclusifs aux reconnaissances géologiques pour l'étude d'un ouvrage souterrain .

##### **I.4.1.1. inventaire des données géologiques existantes :**

Il est indispensable de réunir la quasi-totalité des données et documents existants sur le massif étudié et la géologie , morphologie et tectonique régionale . Leur liste est généralement la suivante:

- ❖ cartes géologiques (1 /50 000 , 1/25 000) .
- ❖ Photographies aériennes (1/15 000 environ ) .
- ❖ Documents et études géologiques provenant du BRGM , des facultés et écoles : par exemple banque de données des sondages , étude structurale , reconnaissance par télédétection .
- ❖ Documents spéléologiques éventuels .
- ❖ Documents climatiques et météorologiques .
- ❖ Archives de construction d'ouvrage souterrain dans des conditions analogues ou situées à proximité , et éventuellement des constructions de surface .
- ❖ Relevés de carrières souterraines .

#### **I.4.1.2. levé géologique de surface :**

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

Le levé géologique doit comporter :

- ❖ le levé des affleurements .
- ❖ l'inventaire des éléments concernant la tectonique ( plissements failles ).
- ❖ L'étude des discontinuités ( stratification , schistosité , fissures... ) avec orientation répartie sur un diagramme .
- ❖ La description des accidents de surface : altération , fauchage , appels au vide , glissements , effondrements .
- ❖ L'examen des sites des têtes et nécessaire des accès .

#### **I.4.1.3. géophysique :**

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

Les valeurs des profondeurs d'investigations sont celles indiquées par les sociétés spécialisées dans ce type de reconnaissances . De l'avis des auteurs , les résultats sont difficilement interprétables et utilisables efficacement au-delà de quelques centaines de mètres de profondeur .

Les méthodes les plus couramment employées dans le cadre du projet d'ouvrage souterrain sont la sismique réfraction et la résistivité électrique . Des applications de ces méthodes sont utilisées en sondage .

#### **I.4.1.4.sondages :**

Les renseignements tirés des sondages (en particulier des sondages carottés) sont des plus précieux, car ils permettent de voir la roche et de prélever des échantillons. Mais ils ne fournissent que des informations ponctuelles qui sont en général insuffisantes . En effet le nombre des sondages est forcément limité vu leur cout élevé , surtout lorsque la couverture dépasse plusieurs centaines da maitres . L'exécution des sondages doit être envisagée en liaison étroite avec le levé géologique et les prospections géophysiques . Ils restent utilisés seuls quand on ne peut effectuer ni levé de surface ni géophysique , par exemple en zone très urbanisée[4].

## **I.5.reconnaiçcances hydrogéologiques :**

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

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

Ces renseignements permettent de définir :

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

### **I.5.1. Moyens de reconnaissances hydrogéologiques :**

#### **I.5.1.1. Inventaire des données existantes :**

documents et études donnant des indications sur les nappes et les caractéristiques hydrauliques des terrains dans la zone concernée ( sondages antérieurs , pompage ... ) .

- ❖ Inventaire des circulations souterraines .
- ❖ Documents climatiques et météorologiques .
- ❖ Archives de construction d'ouvrages souterrains dans conditions analogues ou situées à proximité , puits de pompage en site urbain ...

#### **I.5.1.2.Levé hydrogéologique de surface :**

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

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

#### **I.5.1.3. Géophysique :**

La méthode de résistivité électrique peut servir pour la recherche des nappes , pour la recherche de la profondeur et de la continuité d'un horizon étanche (argileux ou marneux ) sous une formation perméable (calcaire ou gréseuse par exemple). L'interprétation des données électriques est délicate . Elles doivent être étalonnées par sondages .



#### **I.5.1.4. sondages :**

Les sondages ,quel que soit leur type , 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[4] :

- ❖ D'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 les carottes ...

- ❖ De la pose de piézomètres (ou même de cellules de mesure de pression interstitielle) pour préciser les niveaux de la ou des nappes , leur interdépendance éventuelle , la réaction aux agents atmosphériques .

- ❖ D'essais in situ pour quantifier les caractéristiques des terrains (perméabilité) et de la nappe (extension , coefficient d'emmagasinement , transmissivité ... ) ces essais sont décrits rapidement dans le paragraphe qui suit.

#### **I.6.reconnaiçcances géotechniques :**

Les reconnaissances et études géotechniques complètent celles réalisées par la géologie et l'hydrogéologie .

Elles doivent permettre de préciser la description des terrains traversés , leur état de contraintes in situ et de prévoir leur comportement pendant l'exécution puis l'exploitation de l'ouvrage , enfin , de définir les méthodes d'exécution ,le dimensionnement des ouvrages , les précautions particulières et /ou les traitements spéciaux à envisager pendant la construction . Pour compléter les classifications données dans les paragraphes précédents , on rappelle ci-dessous les classifications AFTES concernant les caractéristiques mécaniques des roches .

##### **I.6.1. Moyens de reconnaissances géotechniques :**

###### **I.6.1.1. inventaire des données existantes :**

- ❖ Documents et études donnant des indications sur les caractéristiques mécaniques des sols et des roches dans des conditions analogues .

- ❖ Archives de construction d'ouvrage souterrain situé à proximité ou dans des massifs similaires .

###### **I.6.1.2. Géophysique :**

Les modules dynamiques sont reliés aux vitesses sismiques des ondes longitudinales et transversales. Ils peuvent être déterminés par des essais sismiques simples à l'échelle de la dizaine de mètres par les méthodes cross-hole down-hole et up-hole entre deux forages.

- ❖ La méthode cross-hole permet de mesurer, entre deux points situés à la même cote dans deux forages, les vitesses des ondes longitudinales et transversales et ceci sur toute la

profondeur des forages. On détermine ainsi les modules dynamiques et le coefficient de poisson suivant la direction horizontale .

❖ Les méthodes down-hole et up-hole permettent de mesurer entre deux forages ces mêmes vitesses avec des trajets proches de la verticale. Le down-hole est caractérisé par un sens émission-réception de haut en bas. On détermine alors les modules dynamiques et coefficients de poisson suivant la direction verticale .

❖ La méthode des panneaux sismiques ou tomographies sismiques est le développement bidimensionnel des méthodes précédentes avec traitement informatique des données . Cette méthode donne la carte des vitesses d'ondes entre les deux forages . Elle détecte notamment les zones fracturées ou faillées, les vides importants ou, au contraire, les noyaux durs (boulders .. ) .

### **I.6.1.3.Sondage :**

Ils vont permettre d'effectuer des mesures in situ et éventuellement des prélèvements d'échantillons (cas des sondages carottés ) pour des essais de laboratoire .

Les principaux essais et mesures in situ sont :

❖ Pour mémoire, l'établissement du RQD ,l'interprétation des enregistrements des paramètres du forage , les essais sismiques cross-hole ,down-hole et up-hole les panneaux sismiques .

❖ Les mesures de contraintes in situ soit par carottage, soit par fracturation hydraulique

❖ Les diagraphies instantanées .


❖ 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 [4] .

### **I.7.Conclusion :**

Dans ce premier chapitre nous avons introduit les notions principales des tunnels, et donner une définition d'une façon générale sur les tunnels , leur évolution dans le temps , les types et les classifications , et les importantes reconnaissances du site à déterminer, dont les reconnaissances géologiques , hydrogéologiques et géotechniques , et de même nous avons cité les différentes études permettant leurs déterminations et les risques liés aux tunnels .



*Chapitre II*



*Méthodes et  
Techniques de  
réalisation des  
tunnels*



## II.1. Introduction :

Pour tout projet de tunnel , les responsables du projet suivent des étapes incontournables . Evidemment, les projets de tunnels peuvent être différents par leurs profondeurs, leurs géométries, la nature du terrain, la méthode d'excavation,...mais, comme le précise P.Lunardi la connaissance du milieu dans lequel on opère, de l'action du creusement et de la réaction du massif suite à l'excavation et le choix de techniques de creusement ainsi que des conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables et les différentes modes de soutènement et revêtement sont nécessaires pour tout projet de réalisation d'ouvrage souterrain.

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

- 1.amélioration (en qualité et en quantité) des études de reconnaissances géotechniques préalables à la construction, la géologie et les conditions hydrogéologiques .
- 2.mécanisation des travaux d'abattage et de soutènement .
- 3.prise en compte des problèmes d'environnement, en particulier dans les zones urbaines .
- 4.prise en compte des problèmes d'exploitation pour une meilleure conception de l'ouvrage .

L'excavation d'un tunnel produit une perturbation dans l'état du terrain, ceci engendre des mouvements de la masse tendant à rétablir l'équilibre . L'appréciation de ces mouvements se fait en tenant compte de la nature des terrains et de ses différentes caractéristiques déterminées sur la base des essais en laboratoire .on peut distinguer deux types principaux d'exécution des tunnels :

- Ceux qui sont basés sur les opérations d'avancement cycliques : creusement, soutènement , marinage .
- Ceux où les opérations de creusement et de marinage (parfois également soutènement) sont effectuées en quasi-continuité avec l'emploi de machine à attaque globale ou de bouclier.

Généralement 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 .le soutènement définitif quant à lui intervient à long terme .

## II.2.Les méthodes de creusements :

On distingue trois méthodes de creusement :

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

### II.2.1 Méthode de creusement à pleine section :

Cette méthode prévoit l'excavation complète de la section du tunnel en une seule fois. Elle est appliquée pour les terrains de bonne ou assez bonne tenue ne nécessitant pas un soutènement provisoire «cas des roches» ; mais si le rocher présente des fissures tolérantes (fissures dues à la suite d'utilisation d'explosif ou fissures propres au massif), l'utilisation d'un soutènement provisoire est conseillée. Cette méthode facilite l'organisation du chantier ; elle est la plus rapide dans les tunnels de plus de 40 ou 50 m<sup>2</sup> de section, elle nécessite de gros engins, dont l'amortissement impose en général des chantiers d'une certaine longueur (plusieurs kilomètres). La mise en place des cintres métalliques à l'avancement devenant très difficile pour des sections aussi grandes.

Dans les tunnels de plus faibles sections, elle est la méthode d'exécution habituelle. Tout au moins, dans les terrains dont la tenue est suffisante pour permettre la mise en place du soutènement.



Figure. II.1 : creusement à pleine section

### II.2.2 Méthode de creusement à demi section :

La méthode de creusement en demi-section consiste à creuser la demi-section supérieure du tunnel ( **CALLOTE** ) qui peut atteindre 5 à 6 mètres de hauteur, on la met en sécurité avec la mise en place de cintres et bétonnage puis on creuse la deuxième moitié inférieure ( **STROSS** ). Elle est conseillée pour les tunnels de grande dimension (plus de 40 à 50 m<sup>2</sup>), car elle permet de maîtriser les problèmes de stabilité au vu de la dimension réduite de front de taille.



**Figure. II.2** : creusement en demi-section .

### **II.2.3 Méthode de la section devisée :**

Son application est longue et coûteuse. Elle ne se justifie que s'il n'est pas possible d'utiliser une autre méthode. Avec un creusement en sections devisées, chaque phase des travaux comprend l'excavation des terrains sur des sections réduites. Par cette méthode, la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la dépression des terrains est plus limitée. Elle s'applique soit [6] :

- ❖ Aux grandes excavations souterraines dont les dimensions dépassent la vingtaine de mètres, par exemple ; centrales hydrauliques souterraines, des laboratoires de recherche nucléaire et des ouvrages de génie civil souterrains.
- ❖ Aux tunnels dans des mauvais terrains, lorsque les autres méthodes de creusement présentent des risques d'exécution ou conduisent à des tassements différentiels par exemple en zone urbaine sous faible profondeur.

La division de la section est fonction de la dimension maximale de l'excavation élémentaire, qui peut rester stable pour elle-même avant la mise en place du soutènement.





**Figure.II.3 :** Méthode de section divisée .

### **II.3. Procédés de creusement des ouvrages souterrains :**

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, de 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).

On distingue deux grandes méthodes pour creuser un tunnel [11] :

- 1- Le creusement conventionnel (ou traditionnel).
- 2- Le creusement au tunnelier.

#### **II.3.1. Méthode traditionnelle :**

La technique de l'excavation à l'explosif est très ancienne, mais reste encore, dans de nombreuses situations, la plus économique.

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

La perforation de la face de tunnel se fait aux marteaux perforateurs à l'air comprimé, la longueur de trous de mines est généralement comprise entre 2 et 5 m. L'abattage se fait par passes ou volées dont la longueur varie suivant le type de roches (1 à 5m). Il peut être pleine section (on excave toute la section du tunnel) ou par sections divisées. En général, on réalise

au maximum deux sections dites calotte et stross avec un décalage suffisant pour attendre la stabilisation des convergences. Le plan de tir (Fig.II.4) est le plan d'implantation des forages où sont introduits les explosifs, figure également les différents retards des détonateurs. Il faut répartir les charges explosives et leurs retards de façon optimale pour obtenir le résultat escompté.

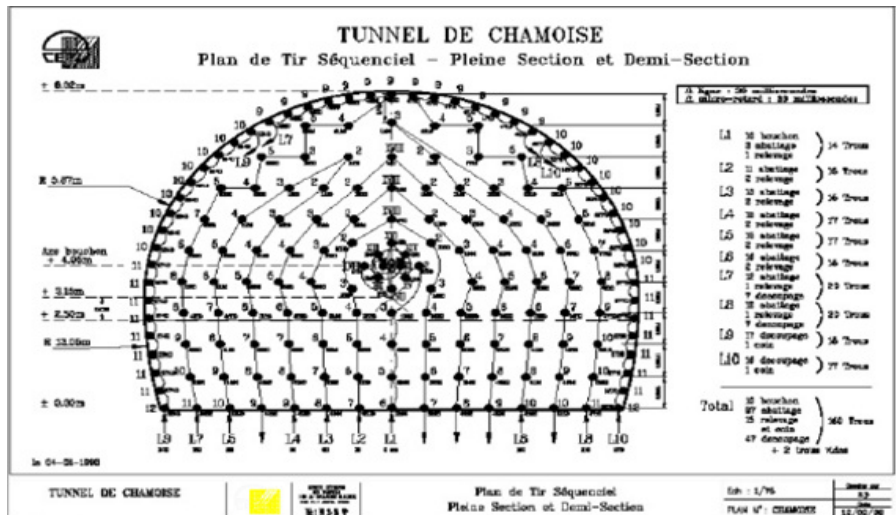


Figure II.4 : plan de tir séquentiel optimisé pour le tunnel de Chamoise [11].

Le marinage (l'évacuation des déblais) s'effectue après purge du toit et du front et éventuellement ancrage ou soutènement des blocs instables. Une technique d'abattage s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes (voir figure. II.5). Les vibrations produites par l'usage d'explosifs lors de la construction d'un tunnel sont susceptibles d'endommager celui-ci ou, plus souvent, la structure rocheuse dans le voisinage de celui-ci. En effet, une partie de l'énergie explosive utilisée pour fragmenter et abattre la matrice rocheuse se propage et se dissipe dans l'environnement du tunnel sous forme d'ondes vibratoires qui s'amortissent avec la distance [11].

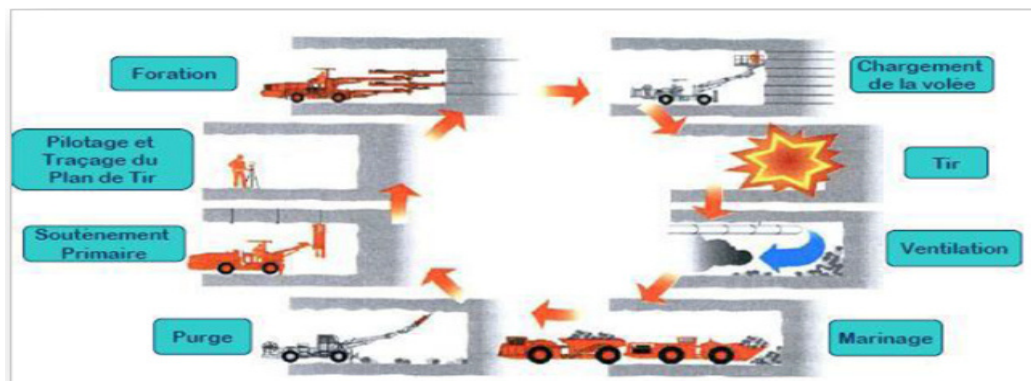
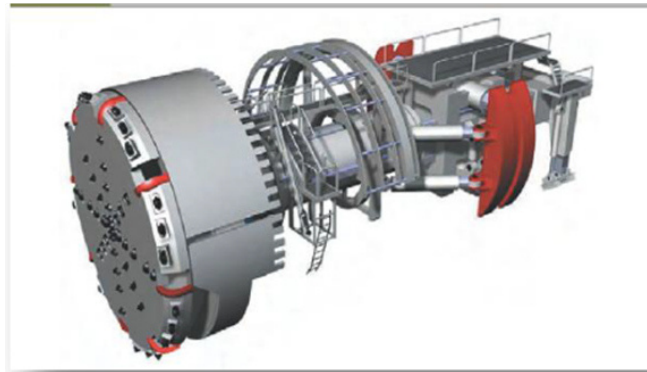


Figure II.5 : illustration du cycle classique de creusement à l'explosif [11].

### II.3. 2. Machine de construction des tunnels - tunneliers et boucliers :

Les machines de construction des tunnels sont destinées au creusement et à la construction de tunnels dont les parois nécessitent un soutènement où même un revêtement définitif immédiat; mais dont le front d'attaque est stable pendant une durée suffisante pour ne nécessiter aucun soutènement. Les tunneliers constituent un outil aujourd'hui irremplaçable pour le creusement d'ouvrages dans des situations géologiques extrêmement diverses. Ils ont complètement transformé l'organisation même de ces chantiers parce qu'ils ont obligé à une analyse plus rigoureuse des tâches de chacun des membres de l'équipe. Ces tâches se sont trouvées à la fois allégées physiquement, mais aussi responsabilisées. Actuellement, le creusement de tunnels à faible profondeur en site urbain est essentiellement réalisé par des tunneliers à front pressurisé (pression de terre, de boue ou d'air). Dans ce cas, une grande attention doit être apportée à l'évaluation des mouvements induits par le creusement, en particulier les tassements de surface qui peuvent affecter les constructions. Les différentes opérations réalisées par le tunnelier, on parle de : excavation, soutènement du front de taille, pose du revêtement, injection du vide annulaire,... rendent très complexes la compréhension des phénomènes induits par le creusement et l'identification des paramètres de fonctionnement du tunnelier prépondérant.

Ces paramètres sont en effet liés à de nombreux éléments tels que la nature et les caractéristiques des sols rencontrés, les dimensions du tunnel, son tracé et la performance du creusement assurée par le tunnelier. Toutefois, la connaissance des paramètres influençant les mouvements du sol peut aider à mieux contrôler ceux-ci lors du creusement [11].



**Figure II.6 :** tunnelier pour la construction du tunnel de base st .gothard. soutènement par ancrage, cintres et béton armé [11].



**Figure II.7 :** bouclier à pression boue (chantier METEOR à paris [11]).

## **II.4.Soutènements et revêtements :**

Le creusement d'un tunnel perturbe le système de contraintes naturelles autour la cavité créée et généralement le terrain encaissant agit par certaine réaction. Cette réaction dépend directement de la nature et de la résistance mécanique du terrain excavé et les caractères géométriques de la cavité. Donc pour mieux faire participer le terrain à la résistance de l'ensemble, soit on utilise un soutènement anticipé ou un dispositif (revêtement) capable d'exercer sur le terrain un effort actif de décompression.

Dans la pratique, on distingue entre soutènement et revêtement : Le premier joue un rôle provisoire et est mis en œuvre pendant les travaux d'excavation [10] .

### **II.4.1.Le soutènement provisoire :**

Le creusement d'une galerie nécessite généralement la mise en place d'un soutènement d'importance variable selon la nature du terrain, la dimension de l'excavation et la méthode utilisée.

Celui-ci peut être inexistant dans les cas les plus favorables (galerie forée dans une roche résistante homogène et peu fracturée) ou aller jusqu'à l'exécution d'un pré soutènement en avant du front de taille, voire jusqu'à l'utilisation d'un bouclier à front pressurisé en très mauvais terrain.

Le soutènement a pour but de garantir la sécurité du personnel travaillant dans la galerie, d'assurer la stabilité des parois de celle-ci dès la phase d'abattage du terrain et, si nécessaire, d'en limiter les déformations et de protéger le terrain dans le cas où celui-ci est susceptible de subir une évolution défavorable (altération, déconsolidation, etc...) après ouverture, conduisant à une diminution inacceptable de ses caractéristiques. [7].

#### **II.4.1.1. Classifications du soutènement :**

On distingue quatre classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain :



❖ **Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant :**

- le béton projeté seul,
- le béton projeté associé à des cintres légers.

❖ **Les soutènements agissant à la fois par confinement :**

Il s'agit du boulonnage sous ses 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).
- Barres foncées.

❖ **Les soutènements agissant par sup portage :**

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

❖ **Les soutènements agissant par consolidation du terrain:**

- injection de consolidation.
- Air comprimé.
- Congélation.

**II.4.1.2. Choix d'un mode de soutènement :**

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

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

❖ Une phase complémentaire d'analyse économique qui fait intervenir d'une part le dimensionnement du soutènement qui est l'un des éléments de calcul du coût, d'autre part les éléments de prix de revient propres à l'organisation du chantier considéré.

**II.4.1.3. Les différents types de soutènement provisoire :**

**II.4.1.3.1. Soutènement métallique :**

**A. Les cintres :**

Les cintres peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage et dont les membrures sont placées le long des parois où elles sont calées, soit directement, soit par l'intermédiaire d'une peau de blindage.

Il s'agit d'une structure rigide de caractère discontinu, qui n'est pas liée de façon intangible au terrain.

Suivant le rôle qu'ils assurent, les cintres peuvent être des éléments :

- ❖ de protection (contre la chute des blocs isolés sans chercher à s'opposer aux déformations d'ensemble).
- ❖ De soutènement (pour ralentir la convergence des parois).
- ❖ De renforcement, s'il s'agit de consolider un ouvrage ancien.

Du point de vue de la façon dont ils sont constitués, il existe différents modèles de cintres.

### **A.1. Les cintres métalliques lourds :**

Constituer de profilés de forte inertie cintrés ou assemblés de façon rigide sont capables d'agir comme de véritables soutènements dans la mesure où la section du souterrain n'est pas trop importante. Suivant leur mode d'assemblage, il peut s'agir de profilés simples, accouplés ou à treillis. Les profils les plus fréquemment utilisés vont du H 140 au H 260. On peut aussi classer dans cette catégorie les cintres mobiles ou téléscopiques que l'on déplace au fur et à mesure de l'avancement du front.



**Figure.II.8 :** les cintres métalliques lourds .

### **A.2. Les cintres métalliques légers et coulissants :**

sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de U, dont le dispositif d'assemblage permet le coulissement contrôlé des éléments d'un même cintre les uns par rapport aux autres . Leur capacité de portance est ainsi limitée à l'effort nécessaire pour provoquer le glissement de l'assemblage [3].

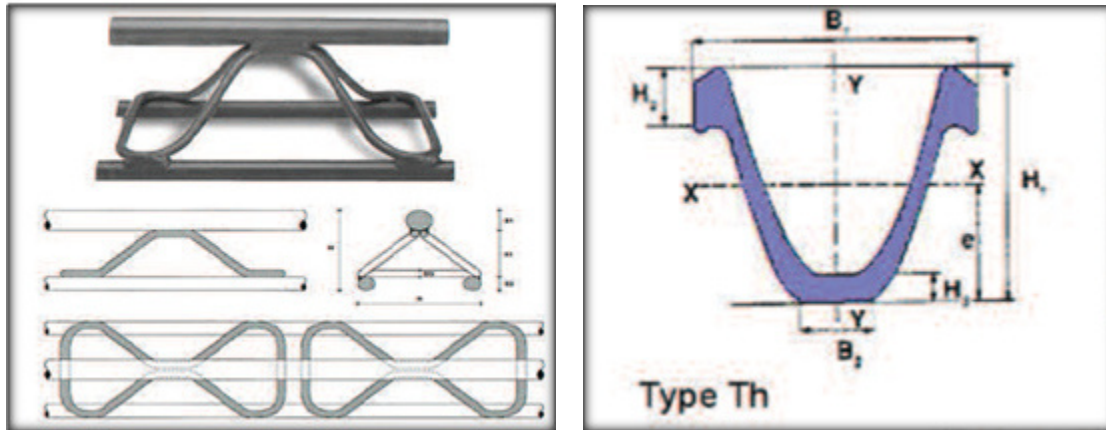


Figure .II.9 : les cintres légers .

### A.3. Les cintres en bois :

sont de plus en plus rarement utilisés en raison notamment du fait qu'ils nécessitent une main-d'œuvre très qualifiée pour la mise en œuvre ; ils sont réservés aux petits ouvrages ou aux ouvrages de section irrégulière.

#### II.4.1.3.2. Soutènement par blindage :

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



Figure. II.10 : soutènement par blindage.

### II.4.1.3.3. Soutènement par enfilage :

Les plaques (plus épaisses que les plaques de blindage) barres ou rails sont ici foncés dans le terrain préalablement à l'excavation de celui-ci [7].

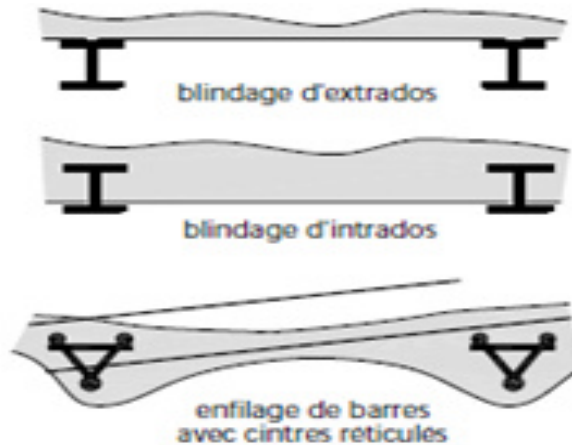


Figure. II.11 : Blindage et enfilage.

### II.4.1.3.4 Soutènement par Boulonnage :

On appelle boulonnage le renforcement du terrain encaissant au moyen de barres généralement métalliques et de longueur comprise entre 1 et 7 m, placées à l'intérieur du terrain à partir de la surface libre. Les tirants se distinguent des boulons par deux caractères principaux : leur longueur dépasse généralement 10 m et ils sont mis en traction volontairement à une fraction importante de leur charge de rupture. Les tirants, qui sont des éléments actifs (par opposition aux boulons qui sont passifs) sont assez rarement utilisés dans les travaux souterrains, sauf dans le cas des cavernes de grandes dimensions (centrales souterraines).

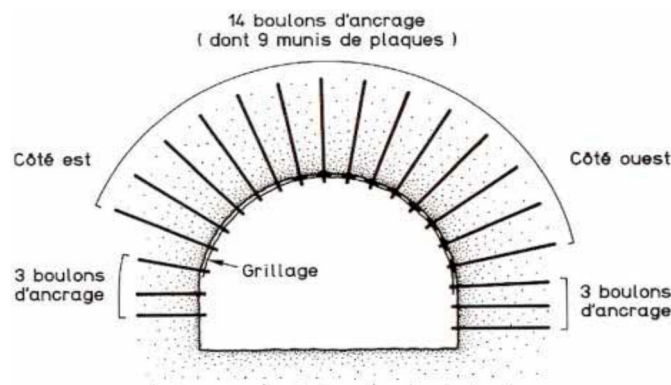


Figure. II.12 : Soutènement par boulonnage. Section type d'une couronne.



Contrairement aux cintres qui agissent par supportage, les boulons agissent surtout par confinement, c'est-à-dire qu'ils développent, le long de la paroi du tunnel, une contrainte radiale qui, même si elle est faible, permet d'augmenter dans des proportions très importantes la résistance du terrain dans la direction tangentielle. Même s'il a localement dépassé sa limite de rupture, le rocher est ainsi capable de retrouver un nouvel état d'équilibre grâce à la formation de voûtes de décharge tout autour de l'excavation. Les boulons agissent également comme armatures en améliorant la résistance au cisaillement du terrain fracturé et en lui conférant une sorte de cohésion fictive. On voit que le mode d'action du boulonnage est très différent de celui des cintres dans la mesure où, dans le premier cas, le terrain est aidé à se soutenir lui-même en utilisant ses propres capacités alors qu'il joue, dans l'autre cas, un rôle un peu plus passif.

Il est vrai que, en dehors de cette action de confinement, on utilise également parfois le boulonnage pour « épinglez » un bloc de rocher situé en parement et qui a été ébranlé et partiellement détaché au moment du creusement (ou en équilibre instable en raison de la conjonction défavorable de fissures préexistantes). Suivant leur configuration, il existe plusieurs types de boulons [3] .

#### A. Boulons à ancrage ponctuel :

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique (généralement coquille d'expansion à filetage inverse ) qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur (une dizaine de centimètres). Ce type de boulonnage présente de nombreux avantages et notamment sa grande rapidité de mise en œuvre et son utilisation possible même en cas de venues d'eau dans le forage. En contrepartie, il nécessite un rocher suffisamment résistant pour ne pas fluer au voisinage de l'ancrage et sa pérennité n'est pas assurée, du fait de la possibilité de corrosion s'il n'est pas injecté. Il s'agit donc essentiellement d'un mode de boulonnage provisoire utilisable dans les roches dures ou mi-dures même fissurées. On peut assurer l'épinglez de blocs instables.

Les boulons à ancrage ponctuel sont autoserrants, c'est-à-dire qu'ils se mettent automatiquement en tension sous l'effet de l'expansion des terrains, l'effet de coincement de l'ancrage augmentant avec la tension du boulon. Néanmoins, pour obtenir une bonne garantie d'efficacité, il est souhaitable de procéder dès la pose à une mise en tension partielle du boulon à l'aide d'une clé dynamométrique.

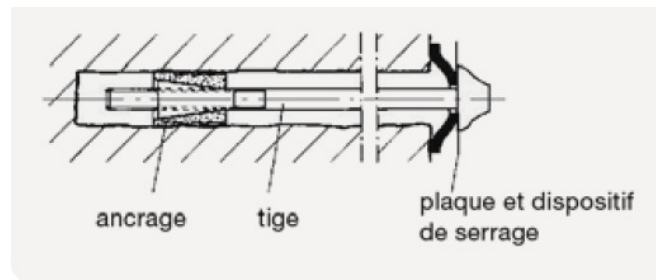


Figure. II.13. Boulon à ancrage ponctuel [3] .

L'ancrage en fond de forage peut être de trois types :

### A.1.Fente et coin :

L'extrémité de la tige est fendue sur une longueur de 150 mm environ. Dans la fente est inséré un coin en acier de 130 mm de longueur, cet assemblage est placé au fond du forage et le coin est rentré dans la fente en frappant à l'autre extrémité à l'aide d'un marteau pneumatique. Au cours de la frappe, le coin s'appuyant sur le fond du trou, pénètre dans la fente en l'élargissant et les deux arêtes viennent au contact du terrain formant ainsi l'ancrage. Cette première version du boulonnage à ancrage ponctuel a aujourd'hui totalement disparu.

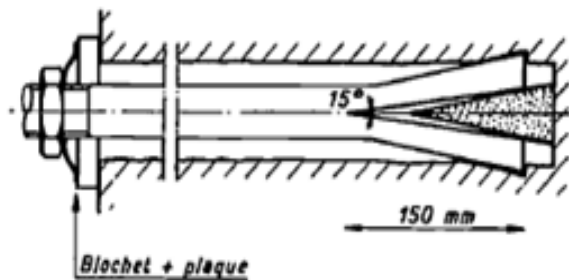


Figure. II.14 : boulon à fente et coin [3].

### A.2.Coquille d'expansion:

L'ancrage est obtenu grâce à la sollicitation d'une noix centrale en forme de coin qui écarte deux demi-coquilles et les bloque contre la paroi du trou. Cette sollicitation provient d'une traction mécanique que l'on applique en vissant l'écrou placé en tête du boulon. L'efficacité de ce système va dépendre de la force qui est appliquée pour le serrage et une tension minimale à mettre en œuvre va donc en découler.

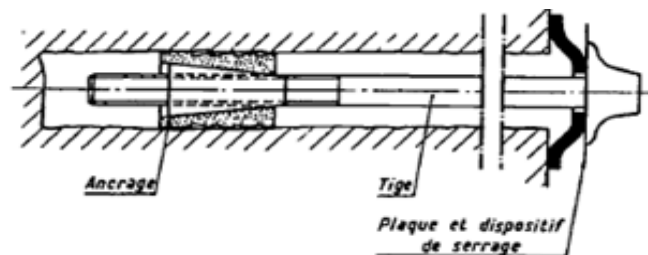
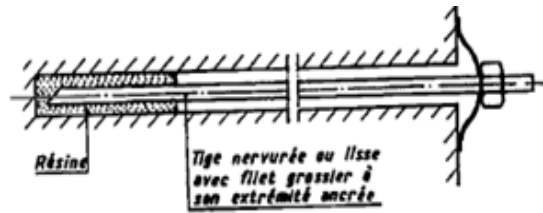


Figure. II.15 : boulon à coquille d'expansion [3].

### A.3.Scellé 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. Il faut pour assurer une bonne adhérence avec le scellement que la surface de la tige présente une certaine rugosité. Cette condition peut être remplie grâce à un filetage ou des nervures. Ce procédé d'ancrage permet de réaliser des économies substantielles par rapport aux boulons à coquille expansive.



**Figure. II.16 :** boulon à ancrage ponctuel scellé à la résine [3].

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 dé-confinement améliorant ainsi la portance du massif.

### **B. Boulons à ancrage réparti :**

Le boulonnage à scellement réparti est constitué à la paroi, 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 [4]. 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. Il est recommandé d'utiliser des tiges nervurées qui augmentent l'adhérence de la barre à l'intérieur du scellement plutôt que des tiges lisses. Leur diamètre varie entre 16 et 32 mm.



**Figure. II.17 :** boulon à scellement réparti .

#### **B.1.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 boulon 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.

### **B.2. 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. La quantité de résine nécessaire dont le coût est supérieur à celui du mortier de ciment est ainsi réduite au minimum. 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. Cette différence peut permettre de réduire le dé-confinement du terrain qui s'opère avant que le scellement au mortier soit efficace.

### **C. Barres foncées dans le terrain :**

Elles s'utilisent lorsqu'il est impossible de forer un trou dont les parois soient stables pendant le temps nécessaire à la mise en place d'un boulon. On peut dans ce cas foncer, à l'aide d'une perforatrice, des barres nervurées qui sont vissées dans le terrain. La résistance à l'arrachement dépend de la nature du terrain.

Les diamètres des tiges des boulons varient généralement de 16 à 32 mm et leur longueur de 2 à 5 m. La qualité de l'acier dépend des conditions d'utilisation : sous faible couverture et s'il s'agit de limiter strictement les déformations, on pourra utiliser des aciers relativement durs ; sous forte couverture où il peut être nécessaire « d'accompagner » la déformation de la roche, on aura avantage à utiliser les aciers à fort allongement.

Les têtes des boulons sont généralement filetées, munies d'une plaque d'appui déformable (éventuellement à rotule), d'une contre-plaque et d'un boulon.

### **D. Le boulonnage à friction :**

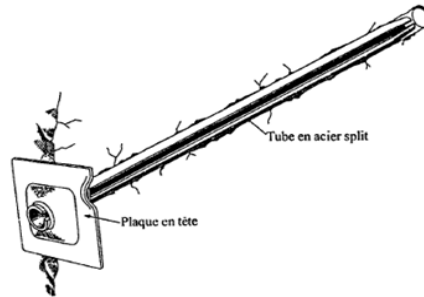
Les boulons à friction sont le développement le plus récent de la technologie du boulonnage. Il s'agit de tubes creux dont la liaison avec le terrain est générée lors de la mise en œuvre par une force radiale qui s'applique sur les parois du trou d'ancrage [4]. La résistance des boulons face au dé-confinement 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 et les boulons expansifs. Si leur principe de base est le même, ils présentent d'importantes différences dans leur conception.

#### **D.1. 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. Le diamètre de ce tube est de 39 ou 46 mm avec une



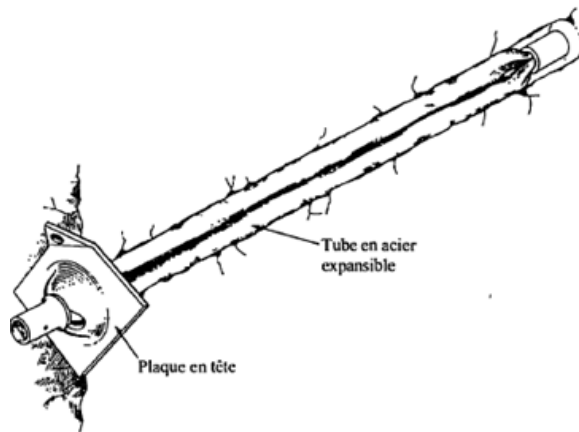
ouverture de 18 mm de largeur le long de sa matrice. La mise en place de ces boulons se fait en force dans un trou d'ancrage de 36 ou 42 mm de diamètre à l'aide d'un marteau perceur. L'ouverture passe alors à 10 ou 12 mm. C'est lors de ce fonçage du boulon que les efforts radiaux au forage se développent et que la liaison entre le boulon et le terrain se crée. La longueur limitée des boulons à fente en raison de l'effort nécessaire à leur mise en place, peut aller de 0,9 à 3,6 m.



**Figure. II.18 : boulon à fente [9].**

#### **D.2. Les boulons expansifs :**

La fabrication d'un boulon expansif démarre d'un tube mince en acier qui est aplati puis roulé de nouveau en forme de tube (figure. II.19). Le diamètre de ce tube est alors nettement inférieur à celui du tube initial. Des manchons sont soudés à chaque extrémité et un trou d'injection est percé dans l'un des manchons jusqu'à l'intérieur du tube. 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 [9].



**Figure. II.19 :boulon expansif [9].**

#### **II.4.1.3.4.1. Le matériel de boulonnage :**

La pose d'un boulon comporte trois opérations élémentaires [9]:

- ❖ le forage du trou de boulonnage.

- ❖ la mise en place des éléments du soutènement .
- ❖ le serrage éventuel.

Ces trois opérations peuvent être réalisées soit manuellement, soit de manière semi-automatisée, soit totalement automatique.

### A. Boulonnage manuel :

Cette méthode est rarement utilisée de nos jours. Les mineurs se servaient d'une perforatrice portable à air comprimé pour forer le trou de boulonnage. Le boulon généralement scellé à la résine était introduit à la main et le serrage obtenu soit à l'aide d'une clé à choc pneumatique, soit avec une clé à main manipulée par un ou deux hommes. Pour boulonner le toit de la voûte, ces opérations étaient souvent réalisées sur le tas de matériaux obtenu après le tir d'explosifs.

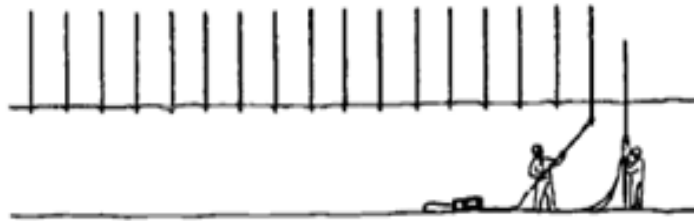


Figure. II.20 : mise en œuvre manuelle du boulonnage [9].

### B. Boulonnage semi-automatique :

Le forage étant l'opération la plus difficile et la plus longue, la mécanisation a d'abord concerné cette opération. Les premiers jumbos utilisés pour le boulonnage furent ceux qui servaient pour réaliser les trous de mines . L'appareil de foration est placé à l'extrémité d'un bras télescopique doté de divers mouvements qui permettent sans changer l'implantation du chariot porteur, d'approcher les outils des emplacements où il sera nécessaire de poser des boulons. Les jumbos peuvent être équipés d'une nacelle élévatrice depuis laquelle la mise en place des boulons est possible.

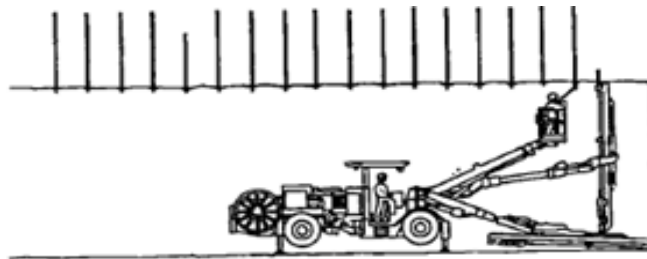
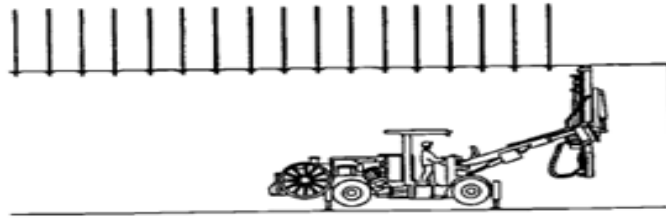


Figure. II.21 : semi-automatisation du boulonnage à l'aide du jumbo de tir [9].

### C. Boulonnage automatique :

On assiste à l'apparition de plus en plus fréquente de jumbos spécialisés qui assurent toutes les fonctions : creusement du trou, pose du boulon et serrage nécessaire .



**Figure. II.22** : automatisation du boulonnage à l'aide d'un jumbo spécialisé [9].

Outre le temps gagné et la meilleure qualité du travail, l'intérêt de l'automatisation des tâches dévolues au boulonnage réside aussi dans l'amélioration de la sécurité, car l'outillage à main nécessitait de travailler à la verticale de l'emplacement du boulon qui est une zone non protégée et donc dangereuse pour les ouvriers [9].

#### II.4.1.3.4.2. Le rôle des boulons :

La définition du rôle des boulons est un élément important pour parvenir à la compréhension des mécanismes en jeu et à leur description théorique [Dej], [Eti], [Pig], [Mm][9]. Ceci est d'autant plus vrai que le dimensionnement du boulonnage sera différent suivant le rôle qui lui sera attribué. Les nombreuses réflexions qui ont porté sur le sujet ont finalement aboutit à la définition de trois fonctions pour les boulons:

- ❖ le rôle de suspension.
- ❖ Le rôle d'armature.
- ❖ Le rôle de confinement.

Les deux premiers rôles correspondent plutôt aux terrains constitués de roches dures caractérisées par leurs discontinuités. Le rôle de confinement est plus réaliste dans les massifs de roches tendres assimilables plus facilement à un milieu continu. À chaque terrain boulonné, l'un de ces rôles pourra lui être assigné. Il ne faut cependant pas oublier que, dans des cas particuliers, ces rôles peuvent se combiner ou bien se succéder dans le temps.

#### A. Le rôle de suspension :

Ce rôle des boulons est le plus simple à concevoir. Il consiste, dans les massifs fracturés, à clouer les polyèdres instables en ancrant les boulons dans la partie saine du terrain. Il faut pour cela que cette zone soit suffisamment proche de la paroi de la galerie pour que des boulons de longueur raisonnable puissent être utilisés. La sollicitation dans les boulons va ensuite dépendre de la charge du terrain qu'ils suspendront et de leur direction par rapport à l'axe gravitationnel. La détermination des paramètres du boulonnage nécessite donc de connaître le volume du terrain à retenir et la résistance que peuvent opposer les boulons.

### **B. Le rôle d'armature :**

Ce rôle se rencontre dans les massifs qui présentent des discontinuités soit sous la forme d'une superposition de bancs ,soit sous la forme d'un ensemble de blocs désordonnés, L'effet des boulons est d'épingler les discontinuités naturelles susceptibles de provoquer une instabilité locale et qui pourrait se traduire par une instabilité globale .

### **C. Le rôle de confinement :**

Le rôle confinant des boulons apparaît lorsqu'ils s'opposent à la décompression naturelle du terrain après excavation. Les déformations qui s'exercent dans le massif avant que l'équilibre soit atteint et qui provoquent un écoulement du terrain vers l'intérieur de la cavité agissent sur les boulons. Cette action s'exerce sur la plaque située à la paroi pour les boulons à ancrage ponctuel, mais également le long du boulon pour les boulons à scellement réparti.

L'allongement des boulons qui en résulte augmente leur sollicitation et donc la résistance qu'ils vont opposer au dé-confinement du terrain. La contrainte normale à la masse rocheuse ainsi créée confine la zone boulonnée et favorise la formation d'un anneau résistant. Cet anneau de roche confinée constitue un véritable soutènement qui va résister aux poussées du terrain [9] .

#### **II.4.1.3.5.Soutènement en béton :**

Le soutènement peut aussi utiliser en tout ou partie du béton préfabriqué ou non.

Les types de soutènement utilisant le béton sont les suivants :

#### **A. Béton projeté :**

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des dernières années. Si l'emploi de la gunite comme simple protection de terrain est relativement ancien, l'emploi du béton projeté, de granulométrie plus grosse, et en épaisseur suffisante pour constituer une peau de confinement améliorant les capacités de résistance du terrain encaissant, date seulement d'une vingtaine d'années. Utilisé près du front, seul ou en association avec le boulonnage et/ou les cintres légers, il constitue ce que l'on a appelé la méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage et qui est également connue sous le nom de nouvelle méthode autrichienne (NMA).

Le béton projeté présente l'avantage de constituer une peau continue qui protège le terrain des altérations dues à l'air et à l'humidité, et qui obture les interstices. Le confinement généralisé qu'il procure permet de limiter la déformation et d'éviter la chute des caractéristiques mécaniques du terrain qui résulte obligatoirement d'un desserrage trop important. Comme le boulonnage auquel il est souvent associé, il est également efficace dans le cas de grandes portées.



Plusieurs conditions cependant doivent être remplies pour permettre l'emploi du béton projeté :

- ❖ le découpage du rocher doit être assez précis pour que la coque de béton projeté présente une surface à peu près régulière .

- ❖ Le terrain doit être exempt de venues d'eau importantes qui compromettent la qualité de l'exécution et risquent de créer des sous-pressions locales incompatibles avec la résistance de la coque en béton.

- ❖ Le terrain doit présenter une cohésion minimale telle que la cavité demeure stable pendant la durée nécessaire à la projection du béton .

- ❖ Dans le cas de très fortes contraintes initiales (forte couverture) et lorsque le terrain présente un comportement plastique, les déformations de convergence indispensables à l'obtention de l'équilibre sous la pression de confinement dont est capable le soutènement risquent d'être incompatibles avec la déformabilité du béton. D'un point de vue pratique, l'épaisseur du béton projeté est généralement comprise entre 10 et 25 cm. Il est le plus souvent mis en place en plusieurs passes et armé de treillis généralement fixé à la paroi par des épingles ou par l'intermédiaire des boulons s'il y en a. On peut utiliser des granulats au module maximal de 12,5 ou 16 mm.

La projection peut se faire par voie sèche ou par voie humide. Dans le premier cas, le transport se fait de façon pneumatique et l'eau est ajoutée à la lance. Dans le deuxième cas, le mélange d'eau est réalisé au malaxeur, le transport se fait à la pompe et l'air est injecté à la lance pour assurer la projection. La voie humide permet de réduire les pertes par rebonds, mais son emploi est plus difficile si le travail n'est pas continu (nettoyage des canalisations).

On incorpore généralement au mélange des adjuvants raidisseurs améliorant l'adhérence et le maintien en place du béton et quelquefois des raidisseurs (silicate de soude) permettant de projeter en présence d'eau. Sur les chantiers importants, des appareils sur bâti ont été mis au point qui permettent de mécaniser l'opération de projection du béton en réduisant les nuisances et en améliorant les rendements, les lances étant portées par l'appareil et commandées à distance.

### **B. Pré-revêtement coffré :**

Utilisé soit sur de très courtes longueurs, soit en complément d'un soutènement par cintres métalliques pour renforcer ceux-ci. Ce pré-revêtement peut être réalisé avec un coffrage traditionnel ou avec des couchis métalliques jouant ce rôle de coffrage. Un revêtement définitif est ensuite mis en place à l'intrados du pré-revêtement.

### **C. Revêtement à l'avancement :**

Le revêtement définitif du tunnel joue alors un rôle de soutènement en complétant l'action du soutènement métallique. Une telle méthode permet éventuellement d'utiliser des cintres permettant une ré-compression du terrain et de récupérer ceux-ci avant bétonnage.

## **D. Voussoirs métalliques ou en béton préfabriqué :**

Ces voussoirs peuvent être mis en place à l'abri d'un bouclier ou directement à l'avancement (en général dans le cas de grandes ouvertures et de faible avancement). Des voussoirs particuliers (généralement en fonte) peuvent être utilisés au droit des réservations [3].

### **II.4.1.4. Profils-types de soutènement :**

Le profil en travers et les méthodes de creusement et de soutènement étant choisis, le projet se matérialise par l'établissement de profils-types qui définissent les soutènements et revêtements d'une section transversale de tunnel, ceci pour chaque zone pouvant être considérée comme homogène vis-à-vis des contraintes de terrain et d'environnement. Ils sont précisés suivant le niveau d'étude [13] :

- la forme et le volume de terrain excavé.
- L'avancement unitaire, c'est-à-dire la longueur excavée avant mise en place du soutènement.
- Le phasage du terrassement.
- Les soutènements (géométrie, nature et qualité des matériaux).
- Le phasage de leur mise en œuvre.
- Le revêtement (nature, qualité des matériaux, joints de reprises).
- Le système d'étanchement et de drainage.

### **II.4.2.Revêtement :**

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

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

Les principales fonctions du revêtement sont les suivantes [10] :

- 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.

### **II.4.2.1. Les différents types de revêtement :**

Parmi les revêtements les plus courants, on retrouve :

#### **A. Revêtement en béton coffré non-armé :**

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

#### **B. Revêtement en béton coffré armé :**

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

#### **C. Revêtement en béton projeté :**

Utilisé que dans les cas où ne se pose aucun problème lié à la stabilité de l'ouvrage, à son étanchéité et à son confort d'utilisation.

Il n'est pas économiquement envisageable pour les ouvrages dont le dimensionnement impose des épaisseurs de béton supérieures à 15 ou 20 cm.

Il ne présente pas d'excellentes qualités esthétiques (des procédés de lissage du béton projeté sont toutefois apparus ces dernières années).

#### **D. Revêtement en voussoirs préfabriqués :**

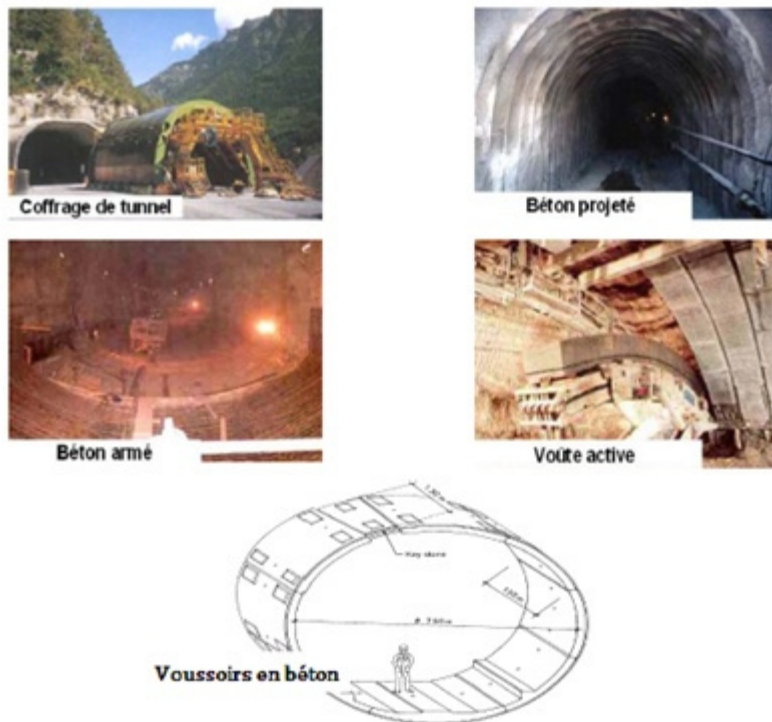
Ils assurent à la fois une fonction de soutènement et de revêtement dans les ouvrages réalisés au tunnelier.

Il s'agit en général de voussoirs préfabriqués en béton armé de 30 à 40 cm d'épaisseur, boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre voussoirs d'un même anneau et anneaux successifs.

Dans la solution des voussoirs universels, ces voussoirs sont légèrement pincés par rapport à l'axe du tunnel, ce qui permet de suivre le tracé dans toutes les directions.

- Le vide subsistant entre voussoirs et terrain doit être rempli par un produit de bourrage : coulis actif (faisant prise) ou coulis inerte.
- Il est possible de placer un second anneau de revêtement à l'intérieur du premier.
- L'utilisation de voussoirs métalliques est également possible [10].

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



**Figure.II.23** : type de soutènement et de revêtement des tunnels .

#### II.4.2.2. Fonction mécanique du revêtement :

La mise en place d'un revêtement définitif dans un tunnel routier peut être justifiée par d'autres considérations que celle de sa fonction mécanique vis-à-vis de la stabilité de l'excavation. Celles-ci sont développées en section 5 du Dossier Pilote ("Étanchement et revêtement"). Les cas où le revêtement peut être appelé à jouer un rôle important dans la stabilité à long terme de l'excavation sont les suivants [13] :

- ❖ lorsque le revêtement est mis en place rapidement à l'avancement, derrière un bouclier par exemple ou avant qu'un équilibre se soit instauré entre terrain et soutènement .
- ❖ Lorsque le massif encaissant est affecté par un comportement différé très actif résultant du fluage, de contraintes d'origine tectonique ou du gonflement par exemple .
- ❖ lorsque l'action du soutènement est supposée diminuer dans le temps en raison d'une dégradation de ses constituants : corrosion des boulons, altération des scellements, délavage du béton projeté, etc... .
- ❖ Lorsque le tunnel est implanté dans une zone sismique active .
- ❖ Lorsque la charge hydraulique susceptible de s'exercer sur l'ouvrage définitif est très importante.

#### II.5.Étanchéité des tunnels :

Le terme étanchéité a deux significations: l'une correspond à la qualité de ce qui est étanche; on parle ainsi de l'étanchéité d'un ouvrage comme une propriété de celui-ci: l'autre correspond à ce que l'on met en œuvre éventuellement pour l'obtention de cette propriété.

L'étanchéité est la fonction qui fait qu'un produit ou un ensemble de produits s'oppose au franchissement par un liquide tel que l'eau.

On peut rendre un ouvrage étanche en mettant en œuvre au contact ou à l'intérieur de sa structure un ensemble de produits d'étanchéité, cet ensemble est appelé système d'étanchéité.

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

Captage ponctuel ou surfacique d'arrivées d'eau dans un ouvrage souterrain. Cette eau est ensuite collectée et rejetée à l'extérieur par le réseau d'assainissement de l'ouvrage. Le drainage peut être provisoire, pour permettre par exemple la mise en place dans de bonnes conditions du complexe d'étanchéité, ou définitif et contribue de fait à la fonction étanchéité de l'ouvrage [10].

### **II.5.1. Choix du système d'étanchéité :**

Le choix du système d'étanchéité dépend des critères suivants [10]:

- Nature et épaisseur de la couche de couverture de l'ouvrage.
- Nature et caractéristiques mécaniques du support recevant le système d'étanchéité.
- Application du système d'étanchéité en continu ou par phasage.

Possibilités de raccordement du système d'étanchéité avec ouvrages de surface ou avec d'autres systèmes d'étanchéité existants.

- Accessibilité à l'ouvrage à étancher.

### **II.5.2. Type de produit d'étanchéité :**

L'étanchéité des ouvrages souterrains peut être réalisée avec l'utilisation de plusieurs matériaux de différents types.

Chacun de ces types a des applications différentes, situations et fonctions déterminées, modes d'emploi spéciaux, on a ;

- Géo-membranes synthétiques.
- Géotextiles.
- Géo-composites.
- Géo-membranes bitumineux.






**Figure .II.24 :**Étanchéité d'un tunnel .

## **II.6.Conclusion :**

L'objectif de ce chapitre était de rappeler les principales étapes nécessaires à suivre pour la construction d'un nouveau projet souterrain ( creusement , soutènement , revêtement , étanchéité ) et de donner les concepts initiaux correspondant à chaque étape , et le choix de la méthode d'exécution .



*Chapitre III*



*Classification des  
massifs rocheux*

### III.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 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.

### III.2.Soutènement :

Le soutènement des tunnels est une opération très délicate ou la moindre erreur peut causer des dégâts très importants et très coûteux. Pour assurer de meilleures stabilités à l'ouvrage et faire le bon choix des méthodes de creusement, plusieurs précautions doivent être prises durant les différentes phases de travaux.

Ces constatations nécessitent la connaissance de plusieurs paramètres tels que:

- la nature des terrains rencontrés, pour le choix du matériel.
- La localisation des nappes aquifères, pour leur rabattement et leur drainage.
- Le comportement des terrains, pour le dimensionnement de l'ouvrage.

Il existe actuellement de nombreuses techniques permettant la construction de tunnels dans n'importe quelle circonstance qui puisse se présenter. Le choix de la méthode convenable permet d'obtenir des résultats satisfaisants.

Les méthodes principales de calcul des tunnels et leur comportement sont [4]:

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

#### III.2.1.Méthodes empiriques :

Ces méthodes associent généralement des résultats issus de l'observation d'ouvrages réels et des calculs basés sur des hypothèses relativement restrictives. Bien que ne traitant pas de toute la complexité des phénomènes associés au creusement d'un tunnel, elles sont très utiles pour évaluer les caractéristiques de l'ouvrage de soutènement et, dans le cas des ouvrages peu profonds, l'amplitude des tassements générés en surface. Les méthodes de calcul de soutènement sont surtout utilisées au niveau des études préliminaires.

Du fait de différences, tant au niveau du comportement observé que des méthodes de caractérisation du matériau encaissant, il convient de distinguer le cas des tunnels au rocher,

d'une part, et celui des tunnels dans les sols, d'autre part. Ceci est surtout vrai des méthodes de calcul des soutènements [7].

### III.2.1.1. Méthode de Terzaghi :

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

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

$$H_p = K (B + H_t) \quad (III.1)$$

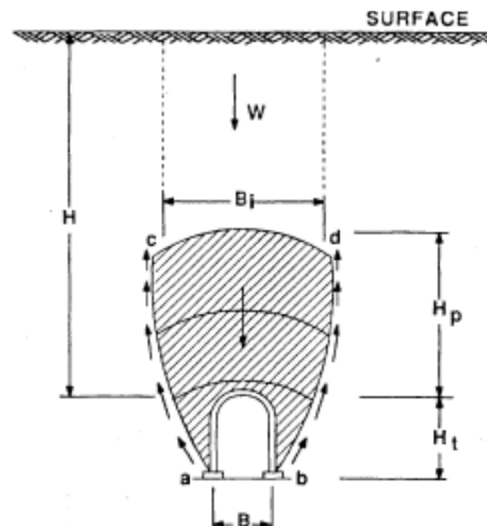
$H_p$  : Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale.

$B$  : Largeur de la galerie.

$H_t$  : Hauteur de la galerie.

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

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



**Figure III.1** : Zone décomprimée au-dessus d'une cavité (K. Terzaghi) [7].

Sur l'imprécision de la valeur donnée, Terzaghi affirme « Même si des programmes de calcul peuvent donner des valeurs plus correctes vis-à-vis de situations précises, ils ne donnent que

des valeurs peu pratiques pour un prédimensionnement, au vu de l'incertitude des conditions de roches voisines à l'excavation »

### III.2.1.2. Dans la méthode de Protodiakonov :

(1965) la zone décomprimée est supposée être de forme parabolique, la base  $b$  de la parabole (figure III.1) étant donnée par l'expression :

$$b = D' + 2 D \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (\text{III.2})$$

et la hauteur de la zone décomprimée par la relation

$$H_p = \frac{b}{2f} \quad (\text{III.3})$$

où  $f$  est un coefficient, fonction de la résistance du terrain. La méthode considère six catégories de roches très spécifiques. Les valeurs de  $f$ , ainsi que les poids volumiques correspondants à chacune des catégories de roches prises en compte par la méthode sont donnés sur le tableau III.2. Le domaine d'application de cette méthode serait limité à des couvertures  $C$  comprises entre  $b/2f$  et  $b/f$  (Bouvard et al. [7]).

### III.2.1.3. Les méthodes quantitatives directes :

Consistent à caractériser le massif rocheux de manière quantitative. Ceci peut notamment être réalisé au moyen du R.Q.D. (Rock Quality Designation), introduit par Deere (1964) pour mesurer le taux de recouvrement de sondages carottés et défini comme le pourcentage des fragments supérieurs à 10 cm par passe de carottage.

$$\text{R.Q.D} = \frac{100 \times \sum \text{des longueurs de carottes de longueur} > 10 \text{ cm}}{\text{longueur de la passe de carottage}} \quad (\text{III.4})$$

#### III.2.1.3.1. Les méthodes de Deere :

[6] et de Meritt [6] sont basées sur ce paramètre. Elles consistent à préciser le type de soutènement à mettre en place, en fonction du R.Q.D. et de la portée de l'ouvrage. Celle-ci est définie comme la plus petite des deux longueurs suivantes : la largeur de l'ouverture ou la distance entre le front de taille et le soutènement (Lauffer, [6]) La plupart des méthodes tendent, toutefois, à utiliser plusieurs paramètres pour caractériser le terrain encaissant. C'est le cas des méthodes de Barton [6], Bieniawski [6] et Wickham et al [6].

#### III.2.1.3.2. Méthode de Z. Bieniawski :

Z. Bieniawski [7] utilise six paramètres pour classer les roches :



❖ La résistance de la matrice rocheuse : Bieniawski reprend la classification de la résistance à la compression uni axiale de la roche intacte proposée par Deere. Il propose également l'évaluation par le test de la charge ponctuelle dans lequel une carotte est chargée suivant un diamètre par deux pointes en acier (Broch & Franklin, [7] On déduit le  $I_s$  (appelé Indice Franklin).

$$I_s = \frac{P}{D^2} \quad (\text{III.5})$$

Et la résistance à la compression uni axiale par :

$$\sigma_c = (14 + 0,175D) I_s \quad (\text{III.6})$$

Avec :

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

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

- ❖ La Qualité de la roche via RQD de Deere.
- ❖ L'espacement des discontinuités de la roche : Le terme discontinuités reprend ici les joints, failles, stratifications et autres plans de faiblesse. A nouveau, Bieniawski s'inspire de la classification proposée par Deere.
- ❖ La qualité des discontinuités de la roche : Ce paramètre prend en considération l'ouverture des joints, leur continuité, leur rugosité et la présence éventuelle de matériaux de remplissage.
- ❖ Les conditions hydrologiques : Des tentatives de prise en considération de l'influence de l'eau souterraine sur la stabilité des excavations, sont présentées sous diverses formes telles que : les mesures du débit d'eau entrant dans l'ouvrage, le rapport entre la pression d'eau dans les joints et la contrainte principale maximale et une observation qualitative des venues d'eau.
- ❖ Orientation des discontinuités : Ce dernier paramètre est traité séparément, car l'influence de l'orientation des joints se marque différemment suivant le type d'application; à savoir les tunnels, les talus ou les fondations. Remarquons que la valeur prise par cette note d'ajustement est le fruit d'une estimation qualitative.

Chaque paramètre reçoit une note pour aboutir par addition à une note globale caractérisant la qualité de la roche et le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement.

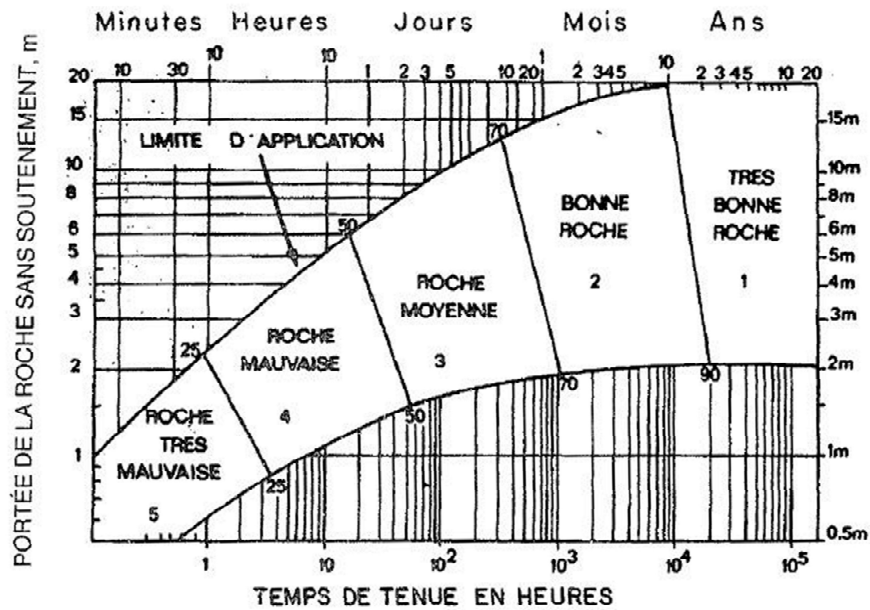


Figure III.2 : Classification de Z. BIENIAWSKI .

### III.2.1.3.3. Méthode de N. Barton :

La méthode de Barton est une classification empirique des massifs rocheux. Le principe de cette classification est le même que celui de la classification de Bieniawski, c'est à dire "noter la qualité du massif rocheux par l'intermédiaire de paramètres". La qualité du massif rocheux est représentée par l'indice  $Q$ , calculé à partir de six paramètres.

Le  $Q$ -system permet aussi de définir le mode de soutènement à mettre en place, à condition de connaître la valeur de  $Q$ , la largeur de l'excavation et la fonction de l'excavation.

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

Indice de qualité  $Q$  est déterminée par 6 paramètres de la façon suivante:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF} \quad (III.7)$$

- **RQD** : est le Rock Quality Designation de Deere.
- **$J_n$**  : est l'expression du nombre de familles principales de discontinuités.
- **$J_r$**  : caractérise la rugosité des faces des joints.
- **$J_a$**  : définit le degré d'altération des joints (épaisseur du joint et nature du matériau de remplissage).
- **$J_w$**  : spécifie les conditions hydrogéologiques : importance des venues d'eau et pression.
- **SRF** : (Stress Reduction Factor) précise l'état des contraintes dans le massif.

Barton & Al donnent les commentaires suivants, qui permettent d'expliquer le regroupement des paramètres par paire:

❖ Le premier rapport ( $R.Q.D. / J_n$ ) représente la structure du massif rocheux et est une mesure de la taille moyenne des blocs rocheux.

❖ Le second rapport ( $J_r / J_a$ ) représente la résistance au cisaillement entre les blocs. Il est directement proportionnel à la rugosité des faces des joints (élément favorable pour la stabilité du tunnel, car il en résulte une forte dilatance lors du cisaillement) et inversement proportionnel à l'épaisseur du joint (élément pouvant être extrêmement défavorable, car un remplissage en argile sera caractérisé par un angle de frottement très faible).

❖ Le troisième rapport ( $J_w / SRF$ ) reprend deux paramètres de contraintes.  $J_w$  est une mesure des pressions d'eau, qui agissent bien entendu à l'encontre de la résistance au cisaillement des joints, suite à une réduction de la contrainte normale effective; et SRF est une mesure:

- Du poids des terrains à soutenir lorsque le tunnel est creusé dans un massif présentant des discontinuités.
- Du champ des contraintes préexistantes dans le cas d'une roche saine.
- De la charge induite par le fluage de roches plastiques.

Ce dernier rapport, difficile à évaluer, apparaît donc comme un facteur empirique décrivant les "contraintes actives" dans le massif rocheux.

#### III.2.1.4. Classifications de l'AFTES :

L'Association Française des Travaux en Souterrain (AFTES) a été créée en janvier [8] pour répondre aux recommandations de la Conférence Internationale sur les travaux souterrains tenus à Washington en [8] qui préconisaient la mise en place dans chaque pays d'un organisme regroupant les différents acteurs intervenant, à des titres divers, dans les travaux souterrains.

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

L'AFTES a préféré préciser clairement les divers facteurs qu'il faut s'efforcer de connaître pour la conception d'un projet souterrain dans un massif rocheux:

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

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

##### III.2.1.4.1. Des critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution:

- ❖ Les dimensions et la forme de la cavité.

❖ Le procédé d'excavation, qui peut être soit à l'explosif en utilisant ou non la technique du prédécoupage, soit purement mécanique.

#### III.2.1.4.2. Des critères relatifs à l'environnement:

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

#### III.2.1.5. Domaine d'application du Q-system :

##### III.2.1.5.1. Détermination du mode de soutènement :

Afin de pouvoir relier leur "Tunnelling Quality Index" Q à des recommandations de soutènement dans les ouvrages souterrains, Barton et al (1976) ont défini une grandeur supplémentaire qu'ils appellent la dimension équivalente ( $D_e$ ) de l'excavation:

$$D_e = \frac{\text{largeur, diamètre ou hauteur (en m)}}{\text{ESR}} \quad (\text{III.8})$$

$D_e$  : dimension équivalente de l'excavation .

Avec **ESR** (Excavation Support Ratio) étant un facteur dépendant de la finalité de l'excavation, autrement dit, du degré de sécurité recherché pour la stabilité.

##### III.2.1.5.2. Détermination des efforts :

La valeur de l'indice Q est utilisée dans le calcul de la pression qui s'exerce sur le soutènement. Au niveau de la voûte la pression s'exprime de la façon suivante :

$$P_{Voute} = \left(\frac{2}{J_r}\right) Q^{\frac{-1}{3}} \quad (\text{III.9})$$

Au niveau de la paroi, des observations ont montré que la pression qui s'exerce sur le soutènement est égale au tiers de la pression qui s'exerce au niveau de la voûte, en supposant un état de contrainte "normal" :

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_v \\ \sigma_3 &= \sigma_h \\ \frac{\sigma_h}{\sigma_v} &= 0,5 \end{aligned}$$

Un nouvel indice  $Q_p$  est recalculé. Il correspond à l'indice Q mais au niveau des piédroits et se nomme "Wall quality" ou indice de qualité au niveau des piédroits". La valeur de  $Q_p$  se calcule à partir de Q :

$$\begin{array}{lll}
 Q_p = 5Q & \text{quand} & Q > 10 \\
 Q_p = 2.5Q & \text{quand} & 0.1 < Q < 10 \\
 Q_p = Q & \text{quand} & Q < 0.1
 \end{array}$$

### III.2.1.5.3. Détermination du module de déformabilité du massif :

Le Q-system permet de calculer le module de déformabilité du massif.

Pour un même massif rocheux il existe trois valeurs de module de déformabilité : un module minimum ( $E_{\min}$ ), un module maximum ( $E_{\max}$ ) et un module moyen ( $E_{\text{moy}}$ ).

Ces trois modules peuvent être calculés à l'aide de l'indice Q:

$$E_{\min} = 10 * \log Q$$

$$E_{\max} = 40 * \log Q$$

$$E_{\text{moy}} = 25 * \log Q$$

Barton présente aussi la formule ci-après qui permet de calculer ( $E_m$ ) à partir de l'espacement des discontinuités ( $S$ ), de la raideur normale des joints ( $K_n$ ) et du module de déformabilité de la roche intacte ( $E_i$ ) :

$$\frac{E_m}{E_i} = \frac{K_n \times S}{K_n \times S + E_i} \quad (\text{III.10})$$

Toutes les formules précédentes permettent de calculer ( $E_m$ ) dans le cas d'excavation avec soutènement. Pour des excavations sans soutènement le module de déformabilité est calculé à l'aide de la largeur de l'excavation (SPAN) et du coefficient ESR :

$$E_{\max} = 100 \times \log \left( \frac{\text{SPAN}}{2 \times \text{ESR}} \right) \quad (\text{III.11})$$

#### Remarque :

Après avoir établi l'indice de qualité Q du rocher, les dimensions et la destination de l'ouvrage, la (figure II.3) renvoie à l'un des 38 numéros de catégories de soutènement :



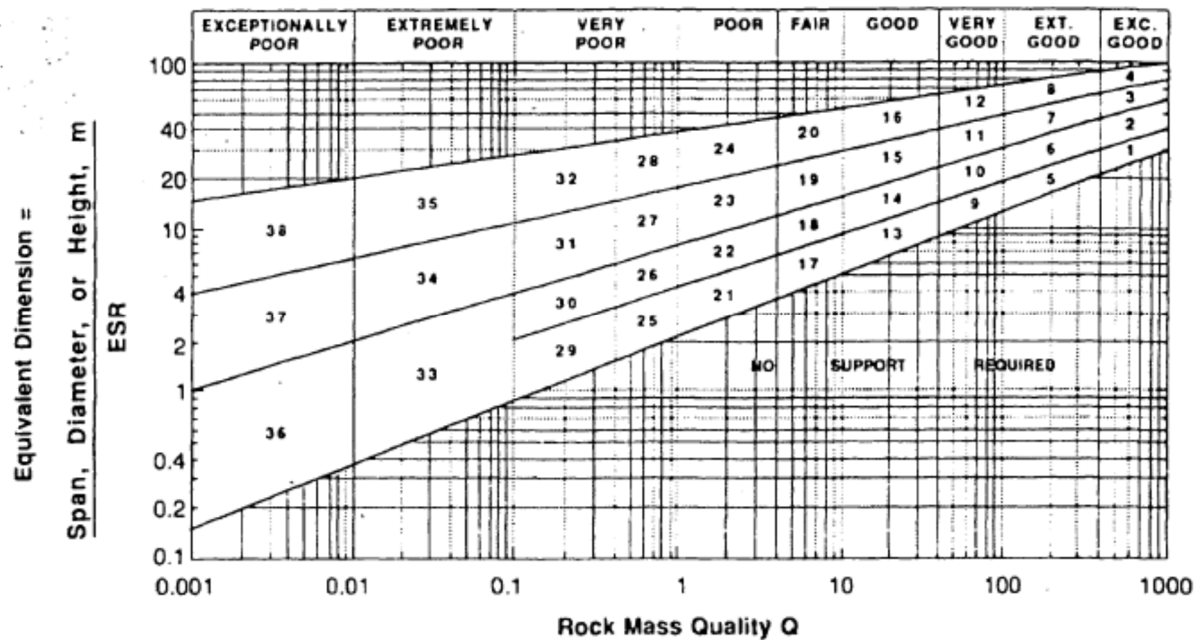


Figure.III.3 : Relation entre (Q - De) et les catégories de soutènement (Barton et al) [7].

### III.2.1.6.Méthode de l'indice de résistance géologique GSI (Geological strength Index) :

L'un des problèmes majeurs dans la conception des ouvertures souterraines est d'estimer les Paramètres de résistance de la masse rocheuse in situ. Le module de résistance et de déformation des massifs rocheux ne peuvent pas être déterminé directement, puisque les dimensions des échantillons représentatifs sont trop grandes pour les tests de laboratoire. Cette limitation a une difficulté importante lorsque l'on étudie les massifs rocheux fracturés. Hoek et Brown [7] a proposé un critère de rupture empirique de surmonter cette difficulté. La note de (RMR) a été introduite dans le critère de Hoek-Brown par ses auteurs (Hoek et Brown, [7] pour décrire la qualité des masses rocheuses. Ce critère empirique a été réévalué et élargi en raison des limites à la fois dans la classification de Bieniawski.

Hoek a proposé un système nouveau pour classier les massifs rocheux appelé « géological Strength Index, GSI » en remplaçant le RMR de Bieniawski pour éliminer les limitations découlant de l'utilisation de ce schéma de classification. Le système GSI semble être plus pratique que les autres systèmes de classification tels que Q et RMR lorsqu'il est utilisé dans le critère de rupture de Hoek-Brown.

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

Donc, le GSI est un nombre sans dimension, déterminé empiriquement, qui varie entre 5 et 85, et qui peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. La Méthode GSI s'appuie donc sur une observation directe de la structure du massif rocheux.

Par définition, les valeurs proches de 5 correspondent à des matériaux de très mauvaise qualité, tandis que les valeurs proches de 85 décrivent des matériaux d'excellente qualité (pour lesquels la résistance de la masse est égale à celle de la matrice rocheuse).

Cependant, en raison du manque de paramètres mesurables plus représentatifs, et de la largeur des intervalles permettant de décrire les conditions de surface des discontinuités, seules des Gammes de valeurs peuvent être estimées à partir de la classification *GSI*.

### III.2.2.Méthode Analytiques :

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

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

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

Les méthodes analytiques peuvent se diviser en deux groupes :

- ❖ Méthode analytique élastique.
- ❖ Méthode analytique élasto-plastique [4] .

#### III.2.2.1.Les Méthodes analytique élastiques :

Sont des méthodes qui traitent l'entourage de l'excavation comme un milieu élastique. Nous citons essentiellement les auteurs ayant développé des méthodes de calcul destinées à Évaluer les mouvements dans le massif, sans entrer cependant dans le détail des équations[4] :

- ❖ Goudman-shi .
- ❖ Einstein-schwartz .
- ❖ Kirsch .
- ❖ Lamé .
- ❖ Warburton .

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

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

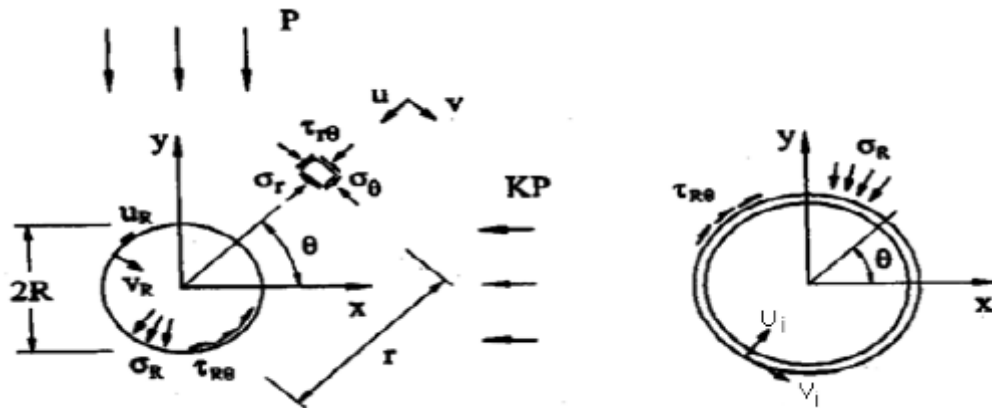


Figure III.4. Les contraintes et les déplacements.

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

➤ Calcul des forces internes dans le soutènement ( $M_s$ ,  $T_s$ ).

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

### III. 2.2.2. Les Méthodes analytiques élasto-plastique :

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

Parmi les analyses élasto-plastiques on a [4] :

- ❖ Théorème limite . [Caquot, Atkinson, Mühlhaus].
- ❖ Panet .
- ❖ Convergence-confinement .

#### III.2.2.2.1. Méthode convergence-confinement :

L'intérêt de cette méthode est de substituer un problème tridimensionnel à un problème bidimensionnel en déformation plane de l'interaction terrain-soutènement. Elle est beaucoup plus simple que le modèle tridimensionnel. En étudiant non pas le comportement du soutènement sous l'action de charges représentatives du terrain, mais le comportement du

terrain sous l'action d'une pression intérieure fictive, dite pression de confinement, qui schématise l'action du revêtement (ou du soutènement) et l'effet d'arc-boutement le long du front d'attaque.

La démarche originale de cette méthode a été suggérée par Fenner [REF] ensuite reprise par Pacher [4] (cité par AFTES [4]). Le principal défaut de ces premières approches était de ne pas tenir compte des déformations du terrain qui interviennent avant la mise en place du soutènement. Pour pallier ce défaut, Lombardi [4] a proposé une méthode en utilisant une ligne caractéristique du « noyau », une notion de convergence au front, alors que Panet et Guellec [4] ont proposé de prendre en compte les déformations qui interviennent avant la mise en place du soutènement par le truchement du taux de déconfinement. Cette méthode a fait par ailleurs l'objet de recommandations de l'AFTES [4].

Pour ramener le problème tridimensionnel à un problème de déformation plane, on admet que la pression initiale  $\sigma_0$  supportée par le noyau cylindrique de terrain avant son excavation (qui est égale à la contrainte géostatique initiale du terrain) n'est pas réduite brutalement à zéro en deçà du front de taille du fait de sa disparition, mais qu'elle se réduit progressivement au fur et à mesure que l'on s'éloigne du front, ce qui correspond en fait à l'effet d'arc-boutement longitudinal.

Le problème de l'étude de la déformation du terrain encaissant et de la convergence des parois au voisinage du front est ainsi ramené à l'étude de la convergence dans une section plane lorsque l'on fait décroître progressivement à partir de  $\sigma_0$  la pression centripète exercée sur la paroi ou pression de confinement.

### III.3. Les méthodes numériques:

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

Les méthodes numériques permettent d'obtenir le champ des déplacements, contraintes et des déformations en tout point du massif autour de l'excavation ou le soutènement et de traiter une large gamme de problèmes qui sont difficiles, voire impossibles à résoudre avec d'autres méthodes. L'avantage incontestable des méthodes numériques est d'aborder des problèmes théoriques analytiquement insolubles en les remplaçant par une solution numérique approchée [4].

#### III.3.1. Méthodes numériques appliquées aux tunnels :

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

- ❖ Géométrie complexe (interaction de tunnels, tunnels non circulaires, ... etc.)

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

### III.3. CONCLUSIONS :


Les méthodes de calculs utilisées pour le dimensionnement des ouvrages souterrains reposent sur des considérations théoriques, expérimentales ou empiriques. D'un point de vue théorique, les outils de calcul utilisés pour étudier la stabilité de front de taille sont principalement basés sur la théorie du calcul à la rupture, alors que les méthodes en déplacements sont plus couramment utilisées pour le dimensionnement de l'ouvrage de soutènement, et, dans le cas des tunnels à faible profondeur, l'estimation des tassements induits en surface par les travaux.

Dans ces conditions les méthodes numériques ont connu un essor important au cours des dernières années. C'est notamment le cas de la méthode des éléments finis, qui permet en théorie de déterminer les déformations du terrain et le niveau de sollicitation du soutènement. En tenant compte précisément de la géométrie de l'ouvrage et de la lithologie des terrains rencontrés. Toutefois, la complexité du problème associé au creusement d'un tunnel, notamment à faible profondeur, rend difficile une représentation complète du processus de réalisation. Les principales difficultés rencontrées résultent de la tridimensionnalité de l'ouvrage à étudier, ainsi que de la complexité du comportement du terrain et du processus de creusement utilisé.





*Chapitre IV*



*Evaluation des  
charges et  
Dimensionnement*

## IV.1. Introduction :

Les principales charges agissant sur les constructions souterraines proviennent de la poussée des couches constituant le terrain, c'est-à-dire la poussée géologique (appelée aussi poussée du souterrain) et la pression hydrostatique.

Le calcul des sollicitations d'un ouvrage souterrain dépend de l'état de contrainte géostatique du massif, c'est-à-dire l'état de contrainte existant avant le creusement du tunnel. Cet état de contrainte étant supposé connu, par les méthodes de calcul de ces ouvrages souterrains.

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

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

Ces actions extérieures se définissent en contraintes verticales agissant sur la calotte engendrant des poussées latérales sur les flancs du tunnel.

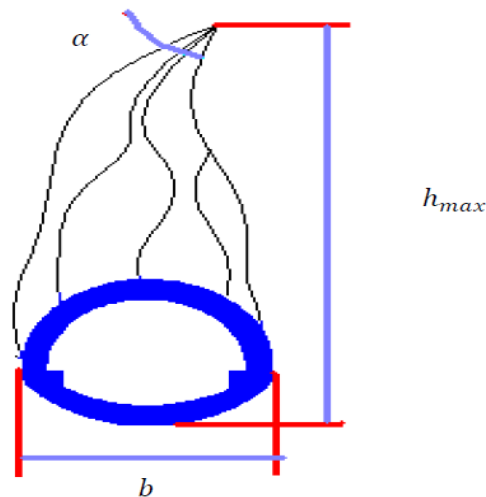
Dans ce chapitre, on va citer quelques méthodes pour la détermination des efforts engendrés sur le tunnel.

## IV.2. Types et origines des poussées souterraines :

Un ouvrage souterrain est soumis à trois types de poussées :

### IV.2.1. Poussée de détente :

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



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

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

$$h_{\max} = \frac{h}{2tg\frac{\alpha}{2}} \cong \frac{b}{2\sin\varphi} \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

**h** : hauteur de couverture .

**α** : Angle au sommet du profil d'équilibre .

**b** : ouverture de l'excavation .

**φ** : Angle de frottement interne.

#### IV.2.2. Poussée géologique :

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

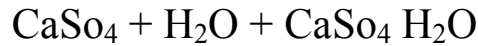
#### IV.2.3. Poussée de gonflement :

Dans quelques roches argileuses ou délitées, nous retrouverons sous certaines conditions, cette dernière forme de poussée souterraine. Cette poussée peut-être [10]:

➤ Soit d'origine physique, due à l'écoulement des eaux interstitielles en direction de la masse rocheuse provoquant une augmentation de volume par apport d'eau. Ce phénomène correspondant à une augmentation de la teneur en eau se manifeste avant tout sur les faces

non étayées et déchargées du souterrain, comme le front d'attaque et le radier, entraînant une modification des contraintes qui se manifeste sur les parois de la cavité.

➤ Soit d'origine chimique, due à une fixation d'eau dans les minéraux qui sont principalement des hydroxydes et des sulfates. Parmi les plus connus des causes chimiques provoquant le gonflement est la transformation de l'anhydrite  $\text{CaSO}_4$  au contact de l'eau :



### IV.3. Méthodes de détermination des pressions souterraines :

#### IV.3.1. Pressions verticales: ( $\sigma_v$ )

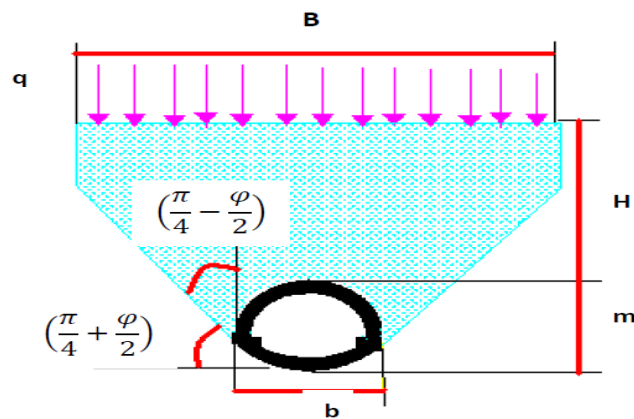
Les méthodes de détermination des pressions verticales diffèrent par la prise en compte ou non de la zone de détente entourant l'évidement. Cette zone dépend en premier lieu de la nature du terrain. Pour les terrains meubles ou peu résistants, cette zone de détente est intimement liée à la profondeur du tunnel.

Dans ce cas on utilise des méthodes qui tiennent compte de l'influence de la profondeur. Par contre, dans les terrains résistants, la zone de détente est indépendante de la profondeur de l'ouvrage.

Dans ce cas on utilise des méthodes qui ne tiennent pas compte de la profondeur du tunnel. Nous aborderons dans ce qui suit quatre de ces méthodes [10] :

##### IV.3.1.1. Théorie de TERZAGHI :

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



**Figure IV.2 :** Les principales hypothèses de la théorie de TERZAGHI

**q** : la surcharge en surface.  
**m** : la largeur de l'excavation.

**H** : la couverture de terre.  
**b** : la largeur de l'excavation.

On a :

$$B = b + 2m \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{IV.2})$$

La contrainte verticale est calculée suivant la formule :

$$\sigma_v = \frac{(B\gamma - 2C)}{2K \tan \varphi} \left[ 1 - e^{-\frac{(2KH \tan \varphi)}{B}} \right] + q e^{-\frac{(2KH \tan \varphi)}{B}} \quad (\text{IV.3})$$

**C** : cohésion du terrain.

**q** : surcharge

**φ** : angle de frottement interne.

**K** : Coefficient de poussée active. on prend :

$$K = 1 \quad \text{si } H \leq B$$

$$K = 1.5 \quad \text{si } H > B$$

#### IV.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 [11]:

$$\sigma_v = \sum_1^3 \gamma_i h_i + q \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

$\gamma_i$  : poids de la couche .

$h_i$  : hauteur de la couche .

**q** : surcharge.



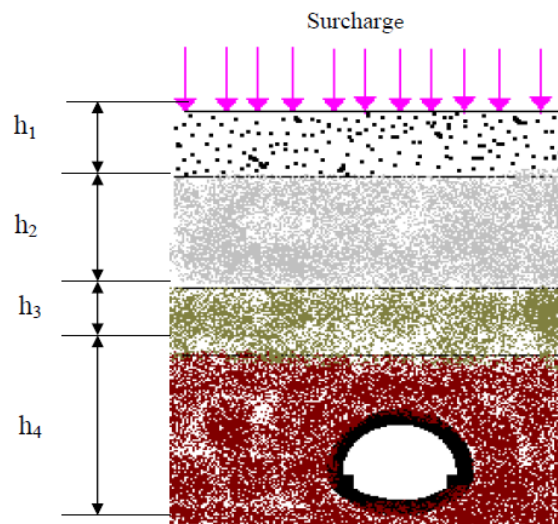


Figure IV.3 : Représentation schématique de la théorie des poids des terres

### IV.3.2. Pressions horizontales ( $\sigma_h$ ) :

La détermination de la pression latérale demande que l'on tienne compte non seulement de la pression agissant comme charge active, mais encore de l'effet de la butée des terres engendré par la déformation. L'examen attentif de cette question présente un intérêt certain du point de vue dimensionnement économique. Nous expliquerons dans ce qui suit quelques méthodes qui permettent d'évaluer ces pressions [10].

#### IV.3.2.1. Théorie de TERZAGHI :

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

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

$$\sigma_h = \gamma H \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Pour les terrains granuleux ou éboulis} \quad (\text{IV.6})$$

$$\sigma_h = \sigma_v \frac{\nu}{1-\nu} \quad \text{Pour les roches de bonne tenue} \quad (\text{IV.7})$$

$h_p$ : la hauteur de noyau de détente.

$\nu$  : coefficient de pression.

### IV.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 suite:

➤ 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.

## **IV.5. Charges et surcharges :**

### **IV.5.1 Charges intérieures :**

On néglige généralement les charges dues au poids ou à la vitesse des véhicules circulant à l'intérieure du tunnel. C'est la raison pour laquelle, à l'exception d'ouvrage soumis à de fortes pressions 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 à celui qui extérieures.

### **IV.5.2. Charges extérieures :**

Les charges des provenant du poids de bâtiments et de véhicules circulant à la surface peuvent avoir une certaine influence sur le dimensionnement. Cependant, ils ne doivent être pris en considération que s'il s'agit des tunnels à faible couverture [10].

## **IV.6.Soutènement provisoire :**

### **IV.6.1.Réalisation soutènement provisoire :**

#### **❖ Première phase :**

Excavation de deux galeries latérales à la base du tunnel. Leur soutènement sera fait à l'aide de profilés métalliques (HEB300, HEB240,...etc.) et de béton projeté.

#### **❖ Deuxième phase :**

➤ Bétonnage des culées des galeries latérales qui serviront d'appuis pour les cintres de la demi-section supérieure.

- Remblaiement de l'espace vide.

- Bétonnage des culées et remblaiement des vides par plots successifs.

#### **❖ Troisième phase :**

Excavation de la demi-section supérieure en conservant le merlon central qui servira de butée au front de taille. Elle comprend les opérations suivantes [10]:

- excavation de la travée en conservant le melon central.
- Mise en place d'une couche de 5 cm de béton projeté.
- Pose du cintre de la demi-section supérieure en prenant appuis sur les culées latérales.
- Calage du cintre au terrain pour minimiser le tassement.
- Excavation du merlon central.
- Mise en place d'une couche de 5 cm de béton projeté sur le front de taille.

### **IV.6.2. Système statique de soutènement :**

Le soutènement provisoire sera un soutènement agissant comme support, la reprise de charge aux naissances de la calotte peut être réalisée à l'aide de cintres avec jambes de force. La reprise en sous-œuvre des cintres de voute ne sera pas nécessaire dans les roches dures

(terrain dur), elle pourrait par contre, être indispensable dans les roches tendres et dans les zones broyées si le comportement du massif venait à ne pas correspondre 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 [10].

#### IV.6.3. Hypothèses du calcul :

❖ **Hypothèse 1** : Prise en considération de la réaction élastique du sol. Le soutènement provisoire (ainsi que le revêtement) se déforme sous l'action des charges extérieures. Dans les zones où les déformations du soutènement sont orientées vers l'extérieur du tunnel apparaît la réaction élastique du sol.

❖ **Hypothèse 2**: Le système de charge considéré est la charge verticale et horizontale et la réaction élastique du sol correspondant.

❖ **Hypothèse 3**: On adopte les charges verticales comme uniforme et symétriques et on néglige les charges verticales asymétriques.

Les valeurs de charges verticales symétriques ont été établies en admettant la création de la voute naturelle qui décharge le soutènement provisoire du tunnel [10].

#### IV.6.4. Détermination des efforts :

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

$$P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l} \quad (\text{IV.8})$$

**$P_v$** : Pression verticale.

**$Q$**  : Poids total de l'arc.

**$Q_0$**  : Partie uniformément répartie de la pression géologique.

**$\Delta G$** : 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.

$$e_0 = \left( \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \right) \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \sqrt{\text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} \quad (\text{IV.9})$$

$$e_1 = (H + f) \gamma_h K_a - 2C \sqrt{K_a} \quad (\text{IV.10})$$

$$K_a = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{IV.11})$$

Tel que:

$e_0$  : la charge horizontale en clé de voute.

$e_1$  : la charge horizontale en pied de longrine.

$H$ : la hauteur de la couverture.

$C$ : la cohésion.

$h$ : la hauteur de la couche.

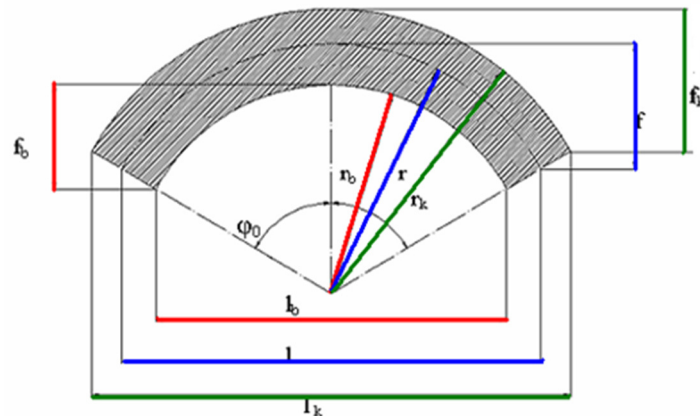
$K_a$ : coefficient de poussée active.

$f$  : dimension (voir fig. 1).

$q$ : la charge d'exploitation

$\varphi$ : angle de frottement interne

$\gamma_h$  poids volumique humide.



**Figure IV.4** : Représentation des symboles utilisés dans le soutènement provisoire.

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

$$e = (e_0 + e_1) / 2 \tag{IV.12}$$

On admet comme valeur de la pression horizontale:

$$P_h = e \frac{fk}{f} \tag{IV.13}$$

$P_h$ : La pression horizontale.

➤ **Réactions d'appuis :**



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

Les réactions d'appuis seront:

- Pour la charge verticale:

$$M_v = \alpha_m p_v l^2 \tag{IV.14}$$

$$H_v = \alpha_h P_v l \tag{IV.15}$$

Et la réaction verticale :

$$V_v = \frac{l}{2} P_v \tag{IV.16}$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2} \tag{IV.17}$$

- pour la charge horizontale :

$$M_h = \beta_m P_h l^2 \quad (\text{IV.18})$$

$$H_h = \beta_h P_h l \quad (\text{IV.19})$$

$$V_h = 0 \quad (\text{IV.20})$$

- Les sollicitations cumulées seront :

$$M_f = M_v + M_h \quad (\text{IV.21})$$

$$H_f = H_v + H_h \quad (\text{IV.22})$$

$$V_f = V_v + V_h \quad (\text{IV.23})$$

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

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

$$\sigma_{\text{naissance}} = \frac{Nv}{As} \pm \frac{Mv}{Ws} < \sigma_e \quad (\text{IV.24})$$

La section d'un élément arc de largeur unitaire.

**A**: section /unité.

**W**: module de résistance.

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

#### IV.6.5. 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, on admet une épaisseur  $d_1$  suivant le procédé en négligeant l'accroissement de l'épaisseur.

##### IV.6.5.1. Rigidités des cintres métalliques :

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

$$E_s A_s' = \frac{E_s A_s}{a} \quad (\text{IV.25})$$

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.

**B) A la flexion** : On doit vérifier que :

$$E_s I_s' = \frac{E_s I_s}{\alpha} \quad (IV.26)$$

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

$I_s$  : Moment d'inertie de profilé.

#### IV.6.5.2. Rigidités de la voûte en béton projeté :

**A) A la compression** : On doit vérifier que [11]:

$$E_b A_b' = \frac{E_b A_b}{\alpha} = \theta n E_s A_s \quad (IV.27)$$

$E_b A_b$  : 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.

$\theta n$  : Coefficient d'équivalence de l'effort normal.

$A_s$  : Section de profilé en acier.

**B) A la flexion** : on doit vérifier que :

$$E_b I_b' = \frac{E_b I_b}{\alpha} = \theta m E_s I_s \quad (IV.28)$$

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

$\theta m$  : Coefficient d'équivalence du moment de flexion.

#### IV.6.6. Les efforts agissant sur chaque élément de soutènement :

❖ **Dans les cintres:**

$$M_s = \frac{3}{3+\theta m} M \quad ; \quad N_s = \frac{3}{3+\theta n} N \quad ; \quad T_s = \frac{3}{3+\theta n} T \quad (IV.29)$$

❖ **Dans le béton projeté:**

$$M_b = \frac{\theta m}{3+\theta m} M \quad ; \quad N_b = \frac{\theta n}{3+\theta n} N \quad ; \quad T_b = \frac{\theta n}{3+\theta n} T \quad (IV.30)$$

##### IV.6.6.1. La vérification du cintre :

Dans les fibres comprimées [10]:



$$\sigma_s = \gamma_f \left( \frac{N_s}{A_{HEB}} + \frac{M_s}{W_{HEB}} \right) < \sigma_e \quad (\text{IV.31})$$

Dans les fibres tendues :

$$\sigma_s = \gamma_f \left( \frac{N_s}{A_{HEB}} - \frac{M_s}{W_{HEB}} \right) < \sigma_e \quad (\text{IV.32})$$

$\sigma_e$  : La résistance de l'acier.

#### IV.6.6.2. La vérification du béton projeté :

La vérification sera faite à l'ELU et à l'ELS. Tout d'abord, on va calculer l'inertie de la section équivalente béton-acier [10].

$$I_{\text{equ}} = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 \quad (\text{IV.33})$$

$$A_{\text{equ}} = bh + 15A_s \quad (\text{IV.34})$$

Tel que :

**b** : Largeur de la section de béton projeté.

**h** : l'épaisseur de la section de béton projeté.

**A<sub>s</sub>** : la section de treillis 15\*15cm<sup>2</sup>, pour un espacement de 1m.

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

#### IV.6.6.3. Vérification à L'ELU :

❖ Dans les fibres comprimées [10]:

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_b}{A_{eq}} + \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < F_{bu} \quad (\text{IV.35})$$

$\gamma_b$  : coefficient de pondération.

**F<sub>bu</sub>** : contrainte de compression du béton projeté.

❖ Dans les fibres tendues :

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \bar{\sigma}_s \quad (\text{IV.36})$$

$\bar{\sigma}_s$  : contrainte limite de traction des aciers.

#### IV.6.6.4. Vérification à L'ELS :

❖ Dans les fibres comprimées [10]:

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_b}{A_{eq}} + \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \bar{\sigma}_{bc} \quad (\text{IV.37})$$

$\bar{\sigma}_{bc}$  : contrainte limite de compression du béton projeté.

❖ Dans les fibres tendues :

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_b}{A_{eq}} - \frac{M_b}{W_{eq}} \right) < \bar{\sigma}_s \quad (\text{IV.38})$$

#### IV.6.6.5. Vérification du cisaillement :

##### IV.6.6.5.1. Vérification des cintres :

La vérification vis à vis du cisaillement [11]:

Il faut vérifier que:

$$\tau < \gamma_f \frac{T \times \alpha \times s}{I \times \delta} < \frac{\sigma_e}{1,54} \quad (\text{IV.39})$$

Tel que :

$\gamma_f$  : Coefficient de pondération = 4/3

**T** : Effort tranchant calculé.

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

**$\delta$**  : Épaisseur de lame du profilé.

**$\alpha$**  : Distance entre axes des cintres de soutènement.

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

##### IV.6.6.5.2. Vérification au cisaillement du béton projeté :

$$\tau = \frac{T_b^{max}}{\alpha d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{IV.40})$$

$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$  Fissuration préjudiciable.

**d** : la hauteur utile de la section [10].

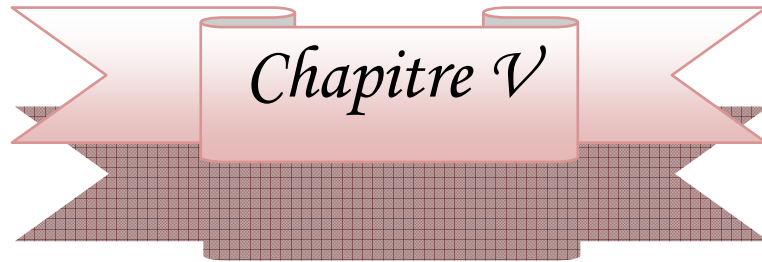
#### IV.7. Logiciel de calcul :

### **IV.7.1. Le code éléments finis PLAXIS :**

Plaxis 2D Tunnel représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné [10].

### **IV.8. Conclusion :**

Le choix de la méthode dépend de plusieurs paramètres tels que les caractéristiques hydrogéologiques et géotechniques du site d'étude ainsi que la géométrie du tunnel. Les différentes méthodes qui présentent précédemment basées sur plusieurs paramètres, on adopte la théorie de TERZAGHI pour la détermination de la pression verticale quand elle tient compte de l'influence de la profondeur et ceci en prenant toute la hauteur de la couverture et ses caractéristiques et pour la détermination de la pression horizontale la théorie de COULOMB-RANKINE.



*Chapitre V*



*Présentation du  
projet*

## V.1. Introduction

Le trafic routier en Algérie concentre de plus en plus au Nord. Il présente plus de 80% du total du trafic routier du pays, pour cela les autorités ont décidé de réaliser l'autoroute Est-Ouest. La réalisation des pénétrantes autoroutières qui peuvent relier et assure la fluidité entre les différents pôles économiques tels que les villes industrielles, les zones industrielles, les ports et les aéroports. A ce propos, les autorités ont lancé un projet du port de djendjen avec l'autoroute Est -Ouest qui est prévu au niveau de la ville d'El - Eulma.

Dans le cadre de l'aménagement de la pénétrante autoroutière, dont leur trace va traverser une région de relief accidenté. Il arrive qu'il soit peu économique et parfois même pratiquement impossible de le continuer en surface. Ce qui exige de le passer parfois en souterrain. Pour cela, il est prévu de la réalisation d'un tunnel bitube aux hauteurs de la ville de Texenna à de 1.9 km de longueur environ pour chaque tube.

## V.2. Situation géographique de la région du tunnel :

Le tunnel bitube est prévu au niveau aux hauteurs de la commune de Texenna. Cette dernière se situe à environ 28km de la ville de Jijel. Elle est limitée par Kaous au Nord. Erraguen et Beni-Yadjis au Sud. Ouadjana. Emir Abdelkader à l'E et Aouana. Selma BcnZiada à l'Ouest (fig. V.1)



FigureV.1 :situation géographique du tunnel (extrait de la carte de jijel 1/25000)

## V.3. Présentation de la région de la texenna :

La topographie de la commune de Texenna est accidentée , cela est dû à la présence de montagnes abruptes et de nombreux oueds et chaabets qui la traversent .

Les montagnes se présentent en deux chaînons, l'un se trouve à l'Est et l'autre à l'Ouest et son caractérisés par des altitudes qui peuvent dépasser les 1000 m .Entre les deux reliefs montagnes , il y a eu le Djebel Sendouh et le Djebel L'Maa L'Barad.

#### V.4. Présentation du projet :

Le projet de tunnel traverse le versant sud de Djebel Sendouh à la hauteur de la ville de Texanna . Il est de type bitube, de 1,9km de longueur environ pour chaque tube. Il s'est avéré incontournable dans la section du tracé située entre le PK24 et le PK27 (fig.V.2).

L'axe du tunnel suit un alignement droit sur environ 1170m de longueur, et prend par la suite, une courbe de 1000m vers la gauche sur environ 660m. La couverture maximale du tunnel est de l'ordre de 270 m.

**Tableau V.1:** Les caractéristiques générales du tunnel sont les suivantes :

tunnel	Tube ouest	Tube est
localisation	PK 24+840 à 26+600	PK 24 +780 à 26 +580
Longueur(m)	1760	1800
Faux tunnels		
Portail nord	PK 24+800 à 24 +840 40m	PK 24 +750 à 24+780 30m
Portail sud	PK 26 +600 à 26 +630 30m	PK 26 +580 à 26+615 35m
Longueur totale incluant les faux tunnels(m)	1830	1865
Elévation portail nord(m)	477,2	479,2
Elévation portail sud(m)	483,4	483,4
Point haut	507,5	507,9
Pente longitudinale maximale	4	4
Hauteur de recouvrement(m)	260	260



**Figure V.2:** Les deux entrées de Tunnel .

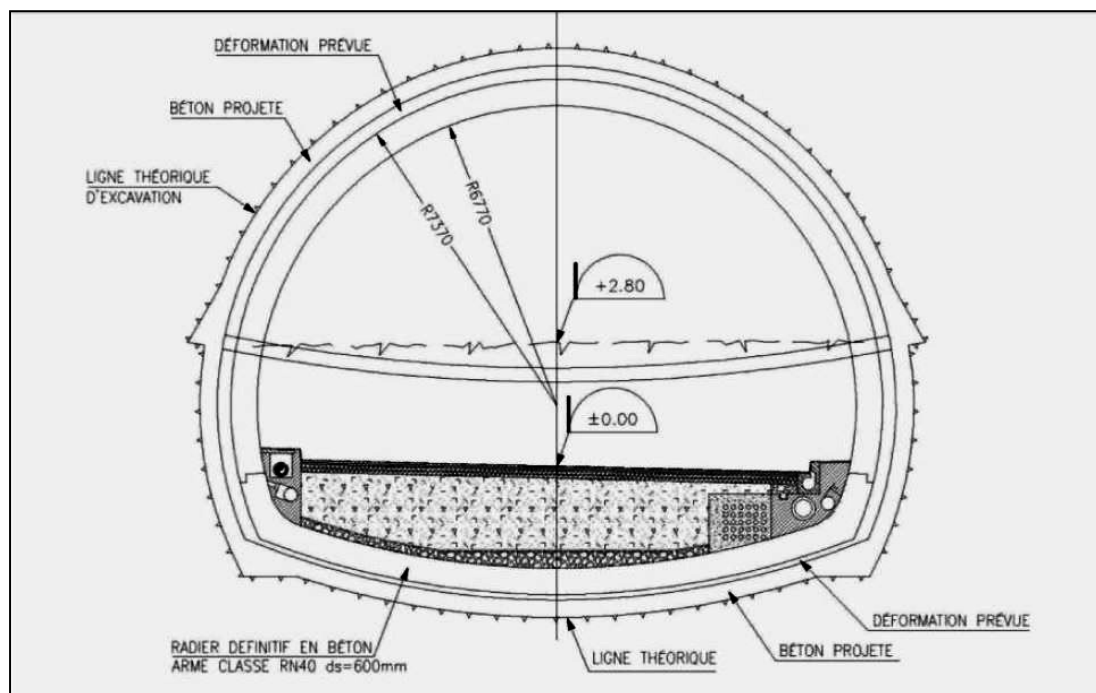
Le profil en long du tunnel présente deux alignements droits et une pente maximale de 4%. du centre vers deux cotés .Il comporte quatre (4) communications inter-tubes , dont deux (2) galeries pour véhicules (PK 25+502 et 26+254) et deux (2) galeries pour piétons (PK 25+126 et 25+878). Aussi deux interruptions du terre-plein central (ITPC) sont prévues à une



cinquante de mètres environ des deux portails du Tunnel, et ce afin d'assurer le basculement de la circulation en cas d'urgence.

La coupe transversale type du Tunnel ainsi que les données géométriques relatives à lui sont présentées dans (Fig.V.3). Elle comprend :

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



**Figure V.3:** coupe transversale type du Tunnel.

La section de tunnel comporte un profil circulaire en voute et piédroit d'un rayon à l'intrados de 6,77 m se refermant dans sa partie inférieure sur un radier contre-voute de 18 m de rayon. La jonction entre les deux rayons précités se fait par l'intermédiaire d'une profil circulaire de 1m de rayon .

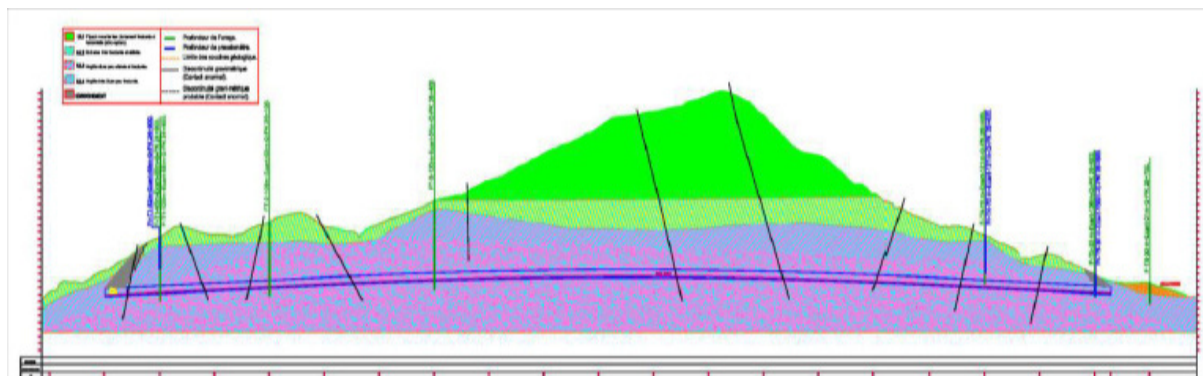
### V.5. Les travaux de reconnaissance :

Sont effectués à l'aide des sondages carottés. Les détails géologiques du trajet du tunnel étant élaboré par des études de 6 sondages (FT-1, FT-2, FT-3, FT-4, FT-5 et FT-6) (les coordonnées relatives aux sondages effectués, les cotes de l'ouverture et leurs profondeurs ont été énumérées.

D'après ces sondages on peut tirer cinq unités principales :

- l'unité lithologique 1 (UL1) : flysch;
- l'unité lithologique 2 (UL2) : schiste très fracturé
- l'unité lithologique 3 (UL3) : argilite supérieure très fracturée

➤ les unités lithologiques 4 et 5 (UL4 et UL5) : argilite inférieure moyennement fracturée à argilite saine



**Figure V.4:** les unités lithologiques du tunnel.

## V.6. Etude géotechnique :

Le programme d'investigation géotechnique pour suivi sur le site a comporté la réalisation de:

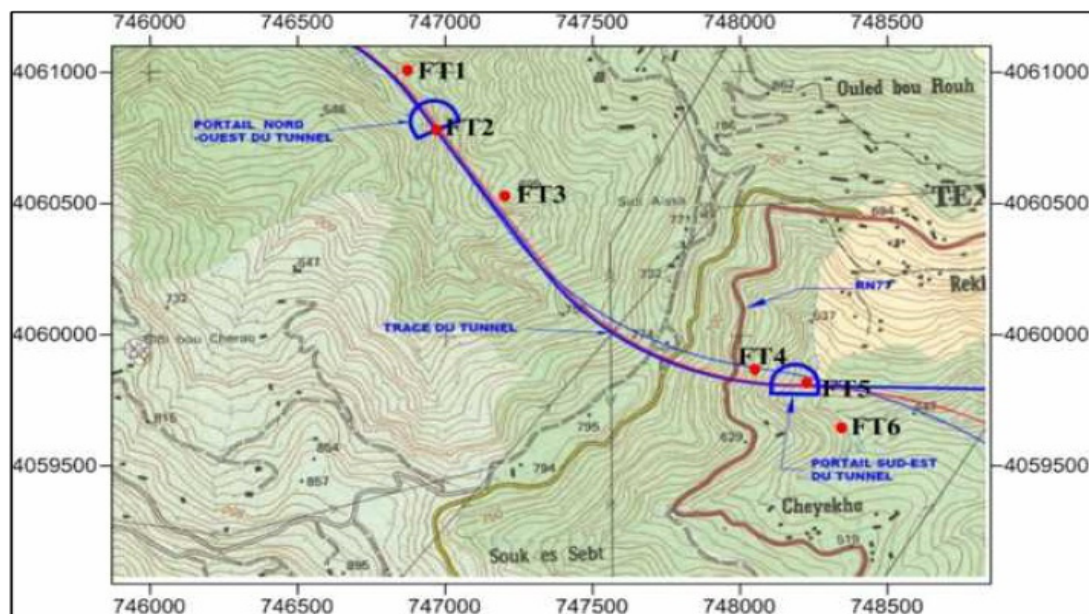
- ❖ six (6) sondages carottés avec aménagements piézométriques.
- ❖ quatre (4) sondages préssiométriques.
- ❖ huit (8) essais de perméabilité, dont deux (2) de type Lefranc et six (6) de type Lugeon.
- ❖ des essais de caractérisation physiques, mécaniques et chimiques en laboratoire.

### V.6.1 Campagne d'investigation géotechnique sur le site :

Le CTPP<sup>1</sup> et SNC.LAVALIN<sup>2</sup> a été effectué une campagne de reconnaissance géotechnique sur le site .le programme d'investigation géotechnique pour suivi a comporté la réalisation de six sondages carottés .

**Tableau V.2:** coordonnées et profondeur des sondages.

Sondages	Localisation		Elévation (m)	profondeur
	X	Y		
FT1	747042	4061076	604	120/
FT2	747135	4060884	588	105/
FT3	747343	4060668	616	128
FT4	748107	4060108	552	70
FT5	748264	4060065	510	30
FT6	748373	4059923	502	30



**FigureV. 5** : localisation des sondages par rapport au tracé du tunnel

### V.6.2. Présentation quelques essais in situ :

Dans notre projet, ils utilisaient plus les essais in situ que les essais de laboratoire. Car d'une part, les essais in situ testent directement le sol, ne nécessitent pas de prise d'échantillons et fournissent un sondage presque continu ; de plus, ils sont moins chers que les essais de laboratoire. D'autre part, les essais de laboratoire nécessitent un sondage carotté, des prises d'échantillons intacts et des essais au laboratoire avec un remaniement plus ou moins important des échantillons de sol entre le chantier de sondage et le laboratoire.

#### V.6.2.1. Essai préssiométrique :

L'essai préssiométrique est un essai géotechnique in situ réalisé dans tous les types de sols saturés ou non, y compris dans les roches (avec plus d'incertitude) et les remblais a fin de connaitre la pression limite du terrain, et le module préssiométrique du terrain et la pression du fluage du terrain.

**Tableau V.3** : Résultatats de l'essai préssiométrique pr T-1 (à coté de FT-1 ).

Profondeur prT-1 m	Pression limite Pl (MPa)	pression de fluage Pf (MPa)	Module préssiométrique Ep (MPa)	Ep/Pl
1,0	0,50	0,20	0,80	1,6
2,0	0,61	0,30	11,17	18,31
3,0	0,61	0,20	11,19	18,34
4,0	0,71	0,40	0,80	1,12
5,0	0,73	0,30	14,90	20,41
6,0	0,75	0,31	8,98	11,96
9,0	1,73	0,56	13,72	7,91
12,0	2,39	1,43	18,76	7,82
15,0	3,99	0,10	106,47	26,67
18,0	4,22	0,53	35,13	8,32
21,0	4,80	0,52	35,97	7,49
24,0	4,61	0,25	34,59	7,50

27,0	5,18	0,42	99,56	19,22
30,0	5,71	5,41	141,39	24,73
33,0	5,72	0,42	164,49	28,76
36,0	5,75	0,43	31,17	5,42
39,0	5,81	0,43	74,55	12,83
42,0	5,84	0,43	115,50	19,75
45,0	5,36	0,43	88,75	16,53
48,0	5,87	5,39	90,76	15,46
51,0	6,40	0,43	40,61	6,34

### V.6.2.2. Essai de perméabilité :

Les essais de perméabilité in situ ont été exécutés conformément aux normes NF P94-131 et NF P94-132 pour les essais Lugeon et Lefranc respectivement. Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau V.4.

**Tableau V.4:** Perméabilité de site du tunnel bitube 1 (à coté de FT-1 ).

Zone	Sondage	Type d'essais	Perméabilité ( $\text{ms}^{-1}$ )	Classe	Description
Portail Nord du Tunnel	FT1	Lugeon	$0,00204 \cdot 10^{-7}$	K4	Très faible
		Lefranc	$1,17 \cdot 10^{-7}$	K3	faible

Grâce au tableau(V.4), le massif rocheux encaissant se caractérise par une perméabilité faible à très faible de classe K3 à K4.

### V.6.3.Essai de laboratoire :

Les forages ont été sélectionnés pour faire l'objet d'essais de caractérisation en laboratoire. Ces essais ont comporté la réalisation :

- ❖ des essais d'identification des caractéristiques physique.
- ❖ des essais mécaniques : résistance à la compression uni-axiale ( $\sigma_{ci}$ ), résistance à la traction ( $\sigma_t$ ), et module d'élasticité ( $E_i$ ).
- ❖ des analyses chimiques.
- ❖ des analyses minéralogiques par diffraction RX (vérification du potentiel de gonflement de l'argilite).

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

#### V.6.3.1 Essai d'identification :

**Tableau V.5 :** Essais d'identification des paramètres physiques (à coté de FT-1 ).

Forage	Echantillon Prof (m)	W (%)	$\gamma$ KN/m <sup>3</sup>
FT1	7,60 à 8,00	0,9	1,8
	11,9 à 12,5	1,13	2,7
	35,5 à 36,00	0,87	2,73
	40,00 à 40,5	0,94	2,71

### V.6.3.2. Essais mécaniques :

1- Résistance à la compression uniaxiale :

2- Résistance à la traction :

**Tableau V.6 :** Résultats des analyses mécaniques effectuées (à coté de FT-1 ).

forage	Echantillon Prof (m)	Résistance à la Compression Uniaxiale $\sigma_d$ (Mpa)	Résistance a la compression Uniaxiale $\sigma_t$ (Mpa)	Module D'elasticité $E_i$ (Mpa)
FT-1	7,6 à 8,00	5,04	-	-
	11,90 à 12,50	1,29(1)	-	1600,00
	35,00 à 36,00	1,70(1)	-	-
	40,00 à 40,50	8,51	-	1250,00

### V.6.3.3 Essais chimiques :

Les résultats des essais chimiques tels que l'essai de chlorure, pourcentage du sulfate et PH sont présentés au tableau.V.7.

**Tableau V.7:** Résultats des analyses chimiques (à côté de FT-1 ).

Forage	chantillon prof. (m)	Chlorures (%) [NA 9297-1989]	Sulfates (%) [NA 461]	PH [NA 1039-2005]
FT-1	2,50 à 3,00	0,341	0,032	7,53
	20,50 à 21,00	0,127	0,009	6,55
	12,50 à 13,00	0,584	0,048	7,22

## V.7.Classification de la masse rocheuse du site du tunnel

Le tunnel choisi à réaliser au niveau du site, est se de type bitube (deux tunnels parallèles à doubles voies) traversent la même masse rocheuse (flysch shisto-gréseux), l'étude se focalise sur un seul tube .

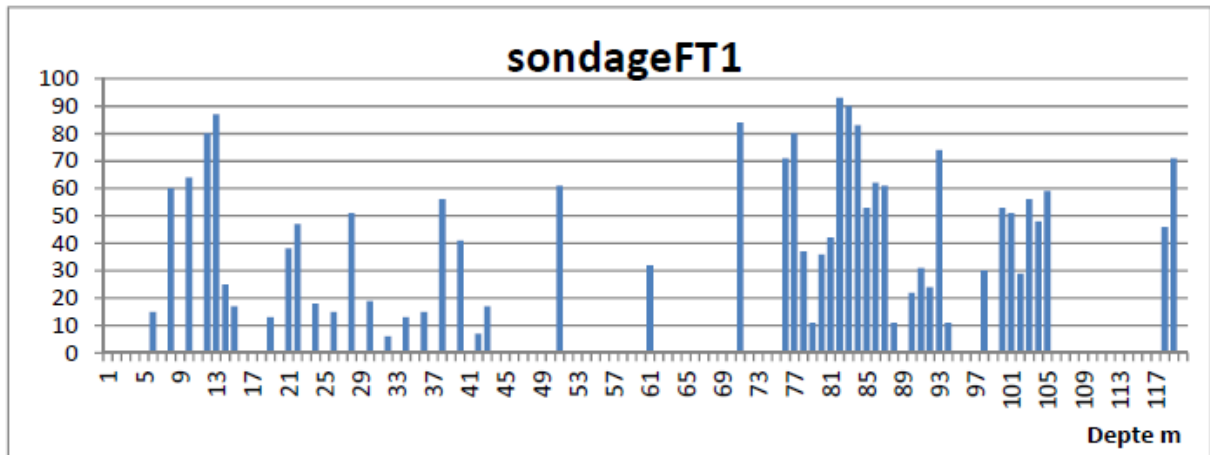
Les systèmes de classification utilisés pour déterminer la qualité de la masse rocheuse sont évaluées par deux méthodes :

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

### V.7.1 Classification de la masse rocheuse du site par le système RQD

Cette méthode est faite à partir des données sondages effectués sur le site et à partir des affleurements (scanline) et indirectement par des corrélations avec d'autres paramètres .

Les résultats du RQD obtenus par les sondages sont représentés graphiquement pour voir la qualité de la masse rocheuse et son hétérogénéité ou homogénéité en profondeur .



**Figure V.6 :** RQD en fonction de la profondeur (portail nord du tunnel ) 1 (à côté de FT-1 )

### V.7.2 Classification de la masse rocheuse selon le système Q :

Le système Q va appliquer au niveau des deux portails du tunnel séparément , en utilisant les données obtenues par la méthode du scanlin et les données sondages ( Annexe B )

- A partir des données des sondages :
- A partir des données obtenues par la méthode de Scanlin :

La masse rocheuse est extrêmement mauvaise au niveau des deux portails selon les notes du système Q obtenus par la méthode de scanlin , en revanche elle est classée comme de mauvaise qualité au niveau des deux portails : selon les notes du Q obtenu à partir des données des sondages .

### V.7.3 Classification de la masse rocheuse du site du tunnel par RMR :

La qualité de la masse rocheuse s'évalue selon le système RMR au niveau des deux portails séparément , les paramètres du RMR sont estimés directement par la méthode du scanlin et les données des sondages , et indirectement par des corrélations .

Toutes les notes du RMR obtenus par les trois méthodes d'évaluation ( scanlin , sondages , corrélation ) sont correspond à la classe 21% , 40% , ce qui montre que la masse rocheuse est de mauvaise qualité au niveau du site .

### V.7.4. Classification de la masse rocheuse selon le système GSI :

Le système GSI de la masse rocheuse est calculé selon quatre méthodes différentes directes (Tableau 10) en utilisant les diagrammes de Hock, corrélation avec RMR89, selon VB et Jc et finalement selon J condition 89 et RQD.

La majorité des notes obtenues du site du tunnel est de mauvaise qualité ( Annexe B).

## V.8. Travaux d'excavation au tunnel

Le tunnel sera construit selon la "New Austrian Tunneling Technique" (NATM). Ce qui la caractérise notamment est l'application précoce du support afin de contrôler les premières déformations et de prévenir tout relâchement au front du tunnel. Béton projeté et boulons d'ancrage sont particulièrement employés pour assurer la stabilité temporaire du tunnel.



Les travaux d'excavation du tunnel se font généralement en section divisée, à savoir excavation de la calotte en premier temps puis l'excavation des stross i en 2<sup>ème</sup> temps.

L'accès du stross inférieur au stross supérieur se fait à l'aide d'une rampe qui n'excède pas 20% de pente pour faciliter la circulation des engins.

#### ❖ Excavation en classe A

Le profil en travers de l'excavation sera subdivisé en calotte et stross bien qu'en certaines conditions il est possible d'excaver la section complète (calotte et stross ensemble). La longueur de chaque phase d'excavation varie, elle est 2 m pour la calotte et 3m pour le stross. Des forages et abattages par explosifs sont nécessaires pour les travaux de déblaiement.

#### ❖ Excavation en classe B

Le profil en travers de l'excavation sera subdivisé en calotte et stross. La longueur de chaque phase d'excavation varie entre 1 et 1,5 m pour la calotte et 3 m pour le stross. Des forages et abattages par explosifs pourront être nécessaires pour les travaux de déblaiement.

#### ❖ Excavation en classe C

La subdivision entre la calotte et le stross est impérative. La longueur de chaque phase d'excavation atteindra 1 mètre pour la calotte et ne fera pas plus de 2 m pour le stross. En général, les travaux de déblaiement sont effectués à l'aide des machines.

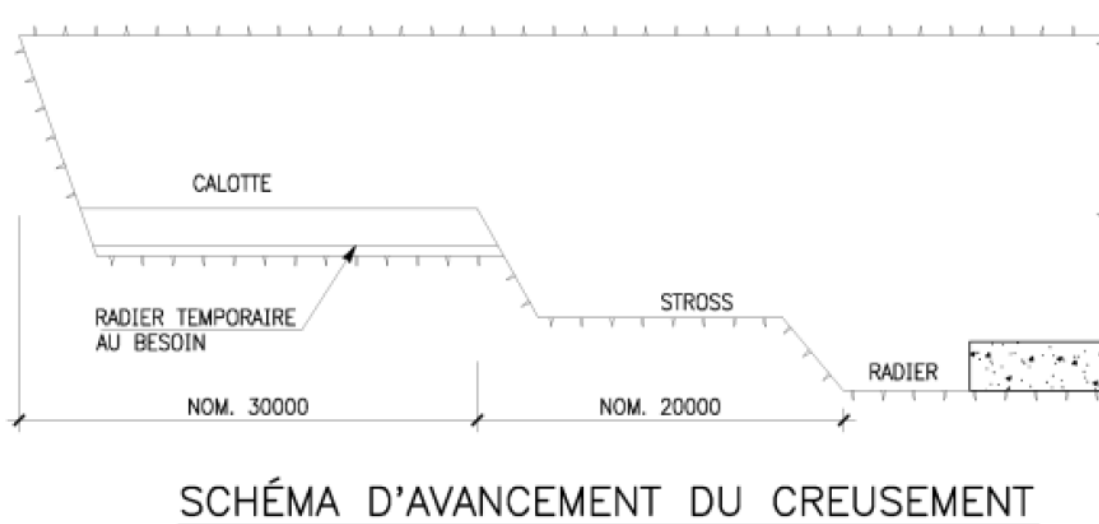
#### ❖ Excavation en classe D

Une subdivision en galeries latérales sera nécessaire afin d'éviter d'éventuels problèmes de stabilité. En outre, des éléments de soutènement seront requis pour les fronts de taille de la calotte. La longueur de l'excavation ne devra pas excéder 1,5 mètre pour la calotte et 3 m pour le stross. Cette excavation sera réalisée à l'aide d'un excavateur de tunnel.

### V.9. Technique utilisé au tunnel du Texanna :

Seules les techniques relatives à la méthode de creusement traditionnelle utilisent dans le tunnel de TEXANNA. De façon générale, trois (3) différentes techniques de creusement pourraient être utilisées en fonction du terrain:

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



**Figure V.7:** d'avancement du creusement

#### **V.10. Critère du choix de soutènement :**

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

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

Une phase économique : qui fait intervenir:

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

Pour tenter de mieux maîtriser ce problème et plus particulièrement pour aider son analyse technique que l'AFTES a publié des Recommandations qui ont pour objet de fixer un cadre d'étude en s'assurant que tous les critères qui influent sur le choix ont bien été pris en compte. En raison de leur diversité, les différents types de soutènements permettent de traiter les problèmes posés par toutes les catégories de terrain, éventuellement après un traitement de consolidation ou d'étanchéité. Le choix du soutènement n'est pas seulement lié aux exigences du terrain, mais aussi au souci de protection du personnel. A l'exception des voussoirs la décision de leur emploi peut être prise au fur et mesure de l'avancement du chantier sans qu'il en résulte un délai important d'attente, condition que leur application ait été prévue au marché et au bordereau des prix et qu'on dispose d'une quantité suffisante d'approvisionnements.

### V.10. 1 Soutènement de classe B :

on s'attend à ce que la classe B soit employée en cas de formations rocheuses médiocres qui sont prévues dans les grès compacts , grès. le terrain sera stabilisé grâce à un support constitué par une combinaison de béton projeté d'épaisseur 28 cm renforcé par des treillis soudés , des cintres réticule et de boulons .

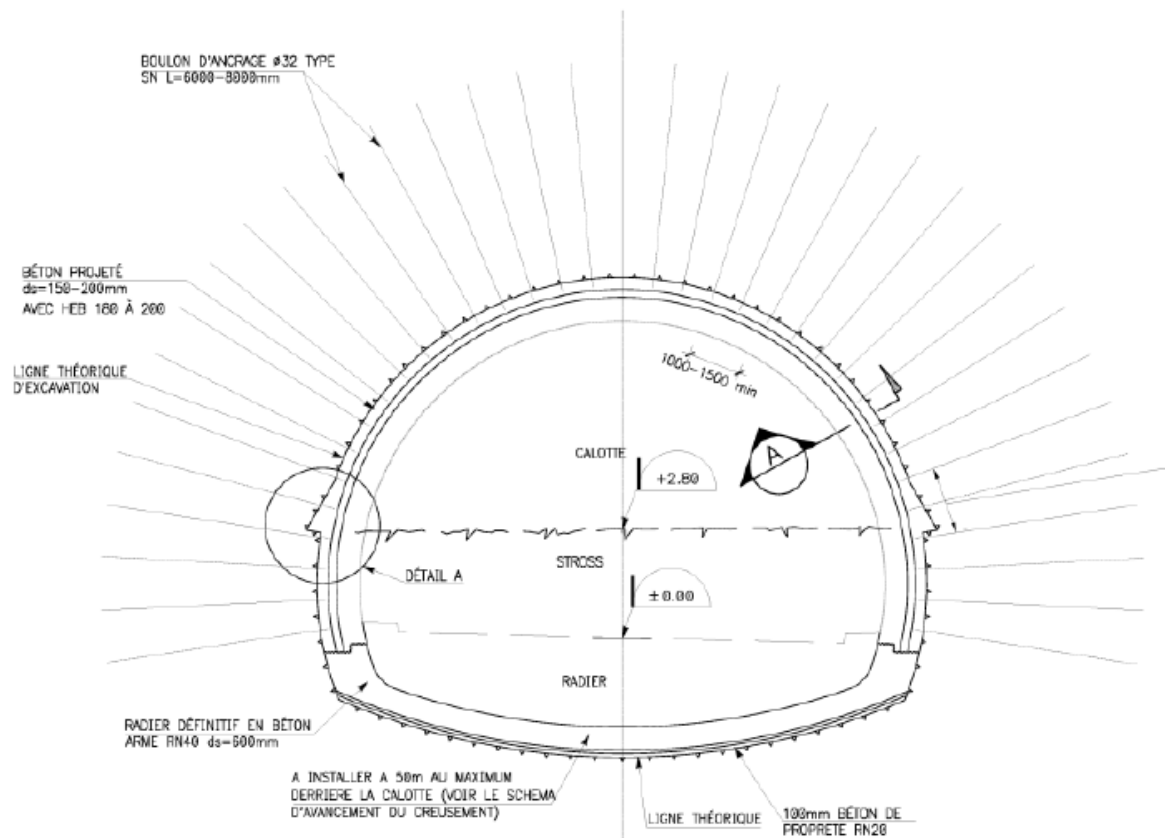


Figure V.8 : Coupe transversale du soutènement provisoire classe B

#### Pour le support de classe B

- ❖ L'espacement entre les boulons est de 2 m
- ❖ La longueur de boulon 6 sur calotte + stross.
- ❖ L'épaisseur du béton projeté est fixée à 280 mm.
- ❖ pose d'un cintre HEB 180 en contre voute.

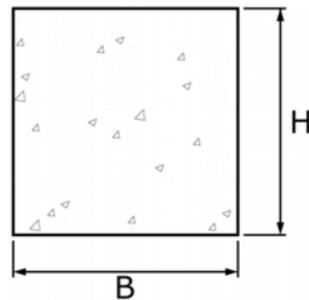
#### Caractéristiques du système de soutènement utilisé pour le tunnel

##### • Béton projeté

- ✓ Résistance caractéristique du béton  $f_c = 35\text{MPa}$
- ✓ Module d'élasticité du béton  $E_b = 2.8 \times 10^7 \text{ kPa}$
- ✓ Coefficient de poisson  $\nu = 0.2$

- ✓ Epaisseur du béton projeté pour le support temporaire :

$h=0.2\text{m}$  (Class B)

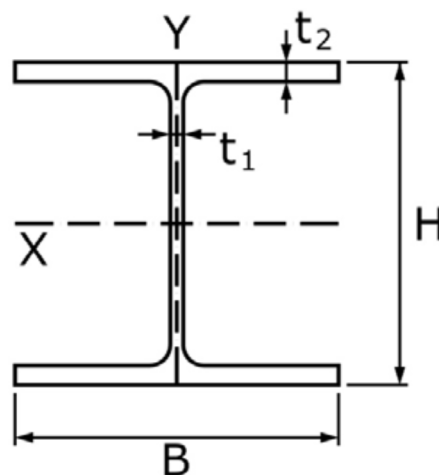


### Profils métalliques (Poutre HEB)

- ✓ Profilé métallique Arcelor HEB

HEB180 (Class B)

- ✓ Module d'élasticité de l'acier  $E_s = 2.1 \times 10^8 \text{ kPa}$



### Résistance des boulons d'ancrage

- ✓ Diamètre des boulons d'ancrage  $D = 32 \text{ mm}$
- ✓ Limite élastique de l'acier  $\sigma_y = 550 \text{ MPa}$
- ✓ Section du boulon de  $\varnothing 32 \text{ mm}$  de diamètre  $A = 25^2 \pi / 4 = 490 \text{ [mm}^2\text{]}$
- ✓ Résistance à l'arrachement des boulons  $P_{ult} = 269 \text{ KN}$

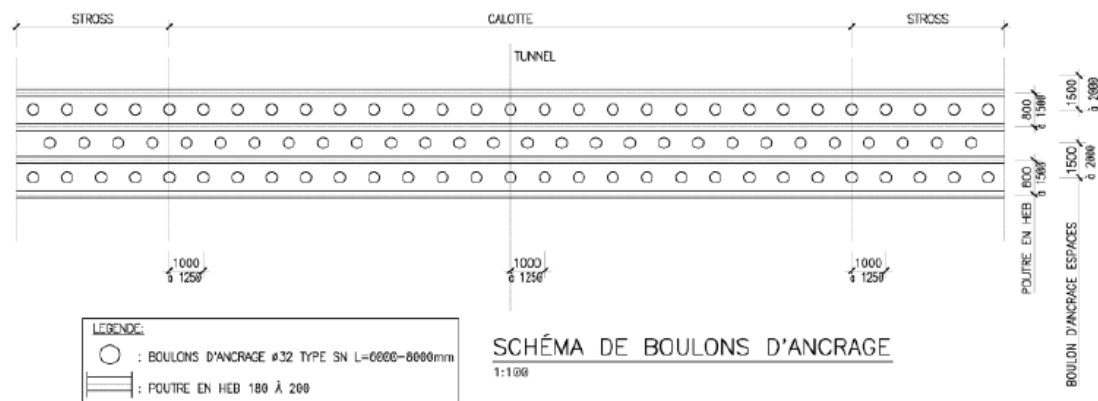


Figure V.9 : schéma de boulons d'ancrage .

### V.11. Présentation de la section d'étude :

L'objectif principal de notre travail est d'étudier l'effet de la longueur des boulons d'ancrage qui joue le rôle d'un soutènement provisoire sur la stabilité de ce dernier. Pour cela, on prend une partie de tunnel qui se situe entre le point kilométrique PK 24+840 et PK 25+400 Cette partie d'étude se trouve à côté du point de sondage FT-1 avec une profondeur de 80 m par rapport à la surface libre du terrain.

La méthode de creusement utilisée est celle le creusement en demi-section avec une classe de soutènement de type B .

Le soutènement utilisé pour supporter les charges agissantes sur le tunnel au moment d'excavation se constitue par Callote + Stross + Radier + Boulon de renforcement + Béton projeté + Treillis soudé.

Puisque la longueur des boulons d'ancrage pour le type de soutènement B est entre 6m et 8 m, et a fin de bien comprendre l'effet de ces boulons d'ancrage sur la stabilité de soutènement provisoire de tunnel, on propose sept (07) variantes de soutènement (T1,T2,T3,T4,T5,T6 et T7) dont la longueur des boulons d'ancrage qui va changée (la longueur des boulons d'ancrage allant du 1m jusqu'au 7 m, avec un pas d'augmentation de 1m) (Tableau V.8).

Tableaux V.8 : Caracterisatique de soutènement utilisé dans le calcul.

Type de cintre	Espacement entre les cintres	Epaisseur du béton projeté	Longueur des boulons d'ancrage
HEB 180	1 m	28 cm	1m - 7m, diamètre 32mm

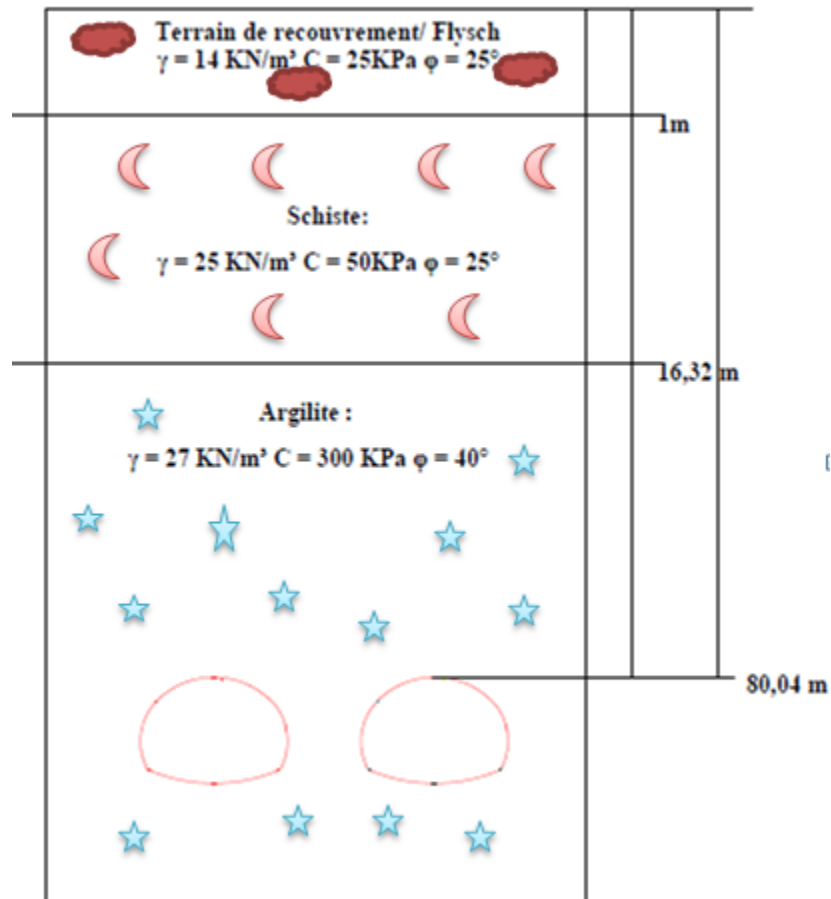
Les observations sur le terrain et le forage carotté FT-1 exécuté ont permis d'identifier les unités lithologiques (UL) dans notre partie d'étude :

**Unité UL1 :** Flysch : 0 - 1 m est une couche mince., Cohésion  $C = 25$  KPa , la densité = 14 KN/m<sup>3</sup> , l'angle de frottement = 25°, le module d'élasticité  $E = 50$  MPa

**Unité UL2 :** 1 – 16,32m Schiste : la densité = 25, la cohésion :  $C = 50$  KPa,  $E = 150$  MPa : angle de frottement = 25°

**Unité UL3** : 16,32 – 80,04 m Argilite : la densité = 27, la cohésion :  $C = 300 \text{ KPa}$ ,  $E = 4000 \text{ MPa}$  : angle de frottement =  $40^\circ$ , coef de poisson : 0,3.

La figure V.9. présente une coupe transversale de la partie d'étude avec les différentes Unités lithologique au dessus de tunnel.



**Figure. V.10** : Coupe transversale de la partie d'étude de tunnel.


## V.12:Conclusions

Une longue description du tunnel de texana a été présentée dans ce chapitre avec la proposition des sept (07) types de soutènement provisoire à fin de trouver l'effet de changement de la longueur des boulons d'ancrage sur la stabilité de soutènement provisoire de tunnel.





*Chapitre VI*



*Calcul des charges  
agissant sur le  
soutènement du  
tunnel*

**VI.1.Introduction :**

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

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

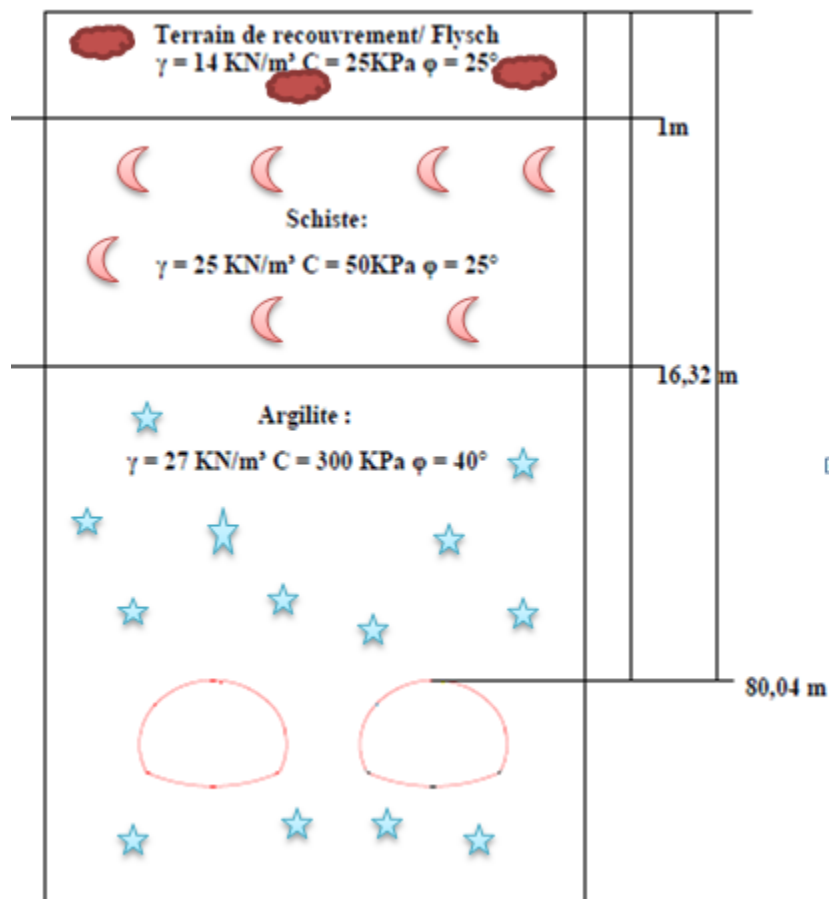
**VI.2.Calcul des charges agissant sur le soutènement du tunnel :**

Les pressions seront calculées par la méthode de TERAGHI.

**VI.2.1. Calcul de la pression verticale active descendante sur le Soutènement en demi-section supérieure du tunnel  $\sigma_v$  :**

❖ **Méthode TERZAGHI :**

pour cette variante on adopte la coupe de calcul suivante :



**Figure VI. 1:** coupe de calcul pour la variante 1. ( V1)

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

$$B = b + 2m \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{VI.1})$$

$$B = 15,340 + 2 (7,67) \operatorname{tg} \left( \frac{180}{4} - \frac{40}{2} \right) = 22,493 \text{ m.}$$

$$K = 1 \quad ; \text{ si } H < B$$

$$K = 1,5 \quad ; \text{ si } H > B$$

Dans notre cas :

$$H = 80,04 \text{ m} > B = 22,493 \text{ m} \quad \text{Donc } K = 1,5$$

La pression verticale est :

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

- Pour la couche de terrain de recouvrement :

$$C = 25 \text{ KPa}, \quad \varphi = 25^\circ, \quad \gamma = 14 \text{ KN/m}^3, \quad H = 1 \text{ m}$$

$$\sigma_{v1} = \frac{(22,493 \cdot 14 - 2 \cdot 25)}{2 \cdot 1,5 \tan 25} \left[ 1 - e^{\frac{-(2 \cdot 1,5 \cdot 1 \tan 25)}{22,493}} \right] + 0 \cdot e^{\frac{-(2 \cdot 1,5 \cdot 1 \tan 25)}{22,493}}$$

$$\sigma_{v1} = 11,551 \text{ KN/m}^2$$

- Pour la couche de schiste :

$$C = 50 \text{ KPa}, \quad \varphi = 25^\circ, \quad \gamma = 25 \text{ KN/m}^3, \quad H = 15,32 \text{ m}$$

$$\sigma_{v2} = \frac{(22,493 \cdot 25 - 2 \cdot 50)}{2 \cdot 1,5 \tan 25} \left[ 1 - e^{\frac{-(2 \cdot 1,5 \cdot 15,32 \tan 25)}{22,493}} \right] + 11,551 \cdot e^{\frac{-(2 \cdot 1,5 \cdot 15,32 \tan 25)}{22,493}}$$

$$\sigma_{v2} = 207,69 \text{ KN/m}^2$$

- Pour la couche d'argilite :

$$C = 300 \text{ KPa}, \quad \varphi = 40^\circ, \quad \gamma = 27 \text{ KN/m}^3, \quad H = 63,72 \text{ m}$$

$$\sigma_{v3} = \frac{(22,493 \cdot 27 - 2 \cdot 300)}{2 \cdot 1,5 \tan 40} \left[ 1 - e^{\frac{-(2 \cdot 1,5 \cdot 63,72 \tan 40)}{22,493}} \right] + 207,69 \cdot e^{\frac{-(2 \cdot 1,5 \cdot 63,72 \tan 40)}{22,493}}$$

$$\sigma_{v3} = 3,06 \text{ KN} / \text{m}^2$$

❖ **Théorie des pressions des terres :**

$$\begin{aligned}\sigma_v &= \sum_1^3 \gamma_i h_i + q \\ \sigma_v &= [h_1 \gamma_1 + h_2 \gamma_2 + h_3 \gamma_3 + q] \\ \sigma_v &= 2117,44 \text{ KN} / \text{m}^2\end{aligned}$$

**VI.2.2. calcul de la pression horizontale active descendante sur le Soutènement en demi-section supérieure du tunnel :**

❖ **Méthode de TERZAGHI :**

La pression horizontale est donnée par :

$$\sigma_h = 0,3\gamma (0,5m + H_p) \quad (\text{VI.3})$$

$$H_p = \frac{b}{2\sin\varphi} \quad (\text{VI.4})$$

$$H_p = \frac{15,340}{2\sin 40} = 11,932 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0,3 \cdot 27(0,5 \cdot 7,67 + 11,932) = 127,712 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**VI.2.3 .calcul de la pression verticale active agissant sur le Soutènement de la structure globale :**

❖ **Méthode de TERZAGHI :**

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

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

Dans notre cas  $H = 80,04 \text{ m} > B = 26,018 \text{ m}$  Donc  $K = 1,5$

• **Pour la couche de terrain de recouvrement :**

$C = 25 \text{ KPa}$  ,  $\varphi = 25^\circ$  ,  $\gamma = 14 \text{ KN/m}^3$  ,  $H = 1 \text{ m}$

$$\sigma_{v1} = \frac{(26,018 \cdot 14 - 2 \cdot 25)}{2 \cdot 1,5 \tan 25} \left[ 1 - e^{\frac{-(2 \cdot 1,5 \cdot 1 \tan 25)}{26,018}} \right] + 0 \cdot e^{\frac{-(2 \cdot 1,5 \cdot 1 \tan 25)}{26,018}}$$

$$\sigma_{v1} = 11,901 \text{ KN/m}^2$$

• **Pour la couche de schiste :**

$C = 50 \text{ KPa}$  ,  $\varphi = 25^\circ$  ,  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$  ,  $H = 15,32 \text{ m}$

$$\sigma_{v2} = \frac{(26,018 \cdot 25 - 2 \cdot 50)}{2 \cdot 1,5 \tan 25} \left[ 1 - e^{\frac{-(2 \cdot 1,5 \cdot 15,32 \tan 25)}{26,018}} \right] + 11,901 \cdot e^{\frac{-(2 \cdot 1,5 \cdot 15,32 \tan 25)}{26,018}}$$

$$\sigma_{v2} = 226,276 \text{ KN/m}^2$$

- Pour la couche d'argilite :

$$C = 300 \text{ KPa}, \quad \varphi = 40^\circ, \quad \gamma = 27 \text{ KN/m}^3, \quad H = 63,72 \text{ m}$$

$$\sigma_{v3} = \frac{(26,018 \cdot 27 - 2 \cdot 300)}{2 \cdot 1,5 \tan 40} \left[ 1 - e^{\frac{-(2 \cdot 1,5 \cdot 63,72 \tan 40)}{26,018}} \right] + 226,276 \cdot e^{\frac{-(2 \cdot 1,5 \cdot 63,72 \tan 40)}{26,018}}$$

$$\sigma_{v3} = 41,019 \text{ KN / m}^2$$

#### VI.2.4 calcul de la pression horizontale active agissant sur le Soutènement de la structure globale :

##### ❖ Méthode de TERZAGHI :

La pression horizontale est donnée par :

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

$$H_p = \frac{b}{2\sin\varphi} = \frac{15,340}{2\sin 40} = 11,932 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0,3 \cdot 27(0,5 \cdot 11,45 + 11,932) = 143,021 \text{ KN / m}^2$$

#### VI.3. Définition des charges agissant sur l'ouvrage :

##### VI.3.1. Pour la demi-section supérieure :

##### ❖ La charge verticale :

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

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

D'après la méthode de TERZAGHI :

$$Q_0 = \sigma_v \times a$$

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^3 \gamma_i \times h_i$$

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

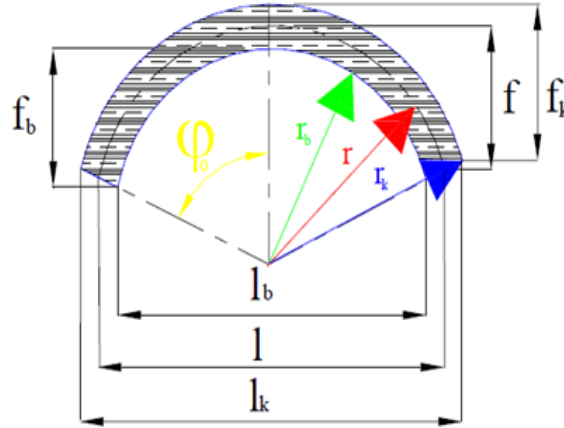
**a** : la distance entre les cintres  $a = 1 \text{ m}$

$$Q_0 = 41,019 \times 1 = 41,019 \text{ KN/m}$$

La charge d'intensité variable :  $\Delta G$

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

Les différentes dimensions sont :



**Figure VI.2:** Vérification préliminaire du soutènement provisoire.

$$R = 7,67 \text{ m} = 7670 \text{ mm}$$

$$r_k = R - 5 = 7,665 \text{ m}$$

$$r = 7670 - 5 - 90 = 7575 \text{ mm} = 7,575 \text{ m}$$

$$r_b = 7670 - 5 - 180 = 7485 \text{ mm} = 7,485 \text{ m}$$

$$f_k = r_k (1 - \cos \phi_0) = 7,665 (1 - \cos 60^\circ) = 3,832 \text{ m}$$

$$f = r (1 - \cos \phi_0) = 7,575 (1 - \cos 60^\circ) = 3,787 \text{ m}$$

$$f_b = r_b (1 - \cos \phi_0) = 7,485 (1 - \cos 60^\circ) = 3,742 \text{ m}$$

$$l_k = 2 (r_k \cos 30^\circ) = 2 (7,665 \cos 30^\circ) = 13,276 \text{ m}$$

$$l = 2 (r \cos 30^\circ) = 2 (7,575 \cos 30^\circ) = 13,120 \text{ m}$$

$$l_b = 2 (r_b \cos 30^\circ) = 2 (7,485 \cos 30^\circ) = 12,964 \text{ m}$$

$$\Delta G = \left( \frac{3,832 + 13,276}{3} \times 27 \right) \times 1$$

$$\Delta G = 153,972 \text{ KN /m}^2$$

$$Q = \gamma_c \frac{2\phi_0}{360} 2\pi r$$



$$Q = 0,613 \frac{2 \times 60}{360} 2 \times 3,14 \times 7,67$$

$$Q = 9,842 \text{ KN /m}^2$$

La charge verticale est égale :

$$pv = \frac{9,842 + 41,019 + 153,972}{13,120}$$

$$pv = 15,612 \text{ KN/m}$$

❖ **La charge horizontale :**

$$e_0 = \left( \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q \right) k_a - 2 \frac{1}{2} c \sqrt{k_a}$$

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

$$e_0 = 41,019 \times 0,217 - 300 \times \sqrt{0,217}$$

$$e_0 = -130,848 \text{ KN / m}^2$$

$$e_1 = (H + f) \gamma k_a - 2c \sqrt{k_a}$$

$$e_1 = (80,04 + 3,787) \times 27 \times 0,217 - 2 \times 300 \times \sqrt{0,217}$$

$$e_1 = 211,642 \text{ KN/m}^2$$

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

$$e = \frac{-130,848 + 211,642}{2} = 40,397 \text{ KN/m}^2$$

La charge horizontale est donc égale à :

$$p_h = \left[ e \frac{fk}{f} \right] a$$

$$p_h = \left[ 40,397 \times \frac{3,832}{3,787} \right] \times 1$$

$$p_h = 40,877 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Réactions d'appuis :**

Les réactions d'appuis au niveau de la naissance seront calculées en fonction du rapport  $f/l$  en utilisant le tableau des coefficients  $\frac{f}{l} = 0,288$

Tableau VI.1: Les coefficients des réactions des appuis .

f/l	$\alpha_m$	$\beta_m$	$\alpha_h$	$\beta_h$
0,28	0,00885	-0,00885	0,4685	0,1621

➤ **Pour la charge verticale:**

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

$$M_v = 0,00885 \times 15,612 \times (13,120)^2 = 23,783 \text{KN.m}$$

$$H_v = \alpha_h p_v l$$

$$H_v = 0,4685 \times 15,612 \times 13,120 = 95,962 \text{KN}$$

$$V_v = p_v \times \frac{l}{2}$$

$$V_v = 15,612 \times \frac{13,120}{2} = 102,414 \text{KN}$$

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

$$N_v = \sqrt{95,962^2 + 102,414^2} = 140,347 \text{KN}$$

➤ **Pour la charge horizontale**

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

$$M_h = -0,00885 \times 40,877 \times (13,120)^2$$

$$M_h = -62,271 \text{KN.m}$$

$$H_h = \beta_h p_h l$$

$$H_h = 0,1621 \times 40,877 \times 13,120 = 86,935 \text{KN}$$

$$V_h = 0$$

➤ **Les sollicitations cumulées seront:**

$$M_f = M_v + M_h = 23,783 - 62,271 = -38,488 \text{m}$$

$$H_f = H_v + H_h = 95,962 + 86,935 = 182,897 \text{KN}$$

$$V_f = V_v + V_h = 102,414 + 0 = 102,414 \text{KN}$$

$$\text{On vérifie : } \sigma_{\text{naissance}} = \frac{N_v}{A_s} \pm \frac{M_v}{W_s} < \sigma_e$$

On a comme données :

$$\text{HEB180} \Rightarrow \begin{cases} A_s = 65,25 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \\ W_s = 425,7 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{naissance}} = \frac{140,347}{65,25 \times 10^{-4}} \pm \frac{23,783}{425,7 \times 10^{-6}} = 77,377 \text{ Mpa} < 275 \text{ Mpa} \quad \text{CV}$$

On remarque que la condition est vérifiée , alors on adoptera le profilé HEB180

### VI.3.2.Calcul des moments et efforts de soutènement provisoire :

Le calcul des moments et efforts a été fait à l'aide du logiciel d'élément finis PLAXIS. Le modèle de Mohr-coulomb est adopté afin de modéliser le comportement plastique du sol. Les paramètres définissant ce modèle sont : la masse volumique  $\gamma$  , l'angle de frottement interne  $\varphi$  , la cohésion  $c$  , le module élastique d'Young  $E$  , le coefficient de poisson  $\nu$ .

#### VI.3.2.1.Les caractéristiques du soutènement provisoire :

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

Le calcul de la rigidité flexionnelle et normale équivalent est comme suite

$$E A_{\text{eq}} = E_b A_b + \left( \frac{E c i n}{E b} - 1 \right) E b \frac{A c i n}{d}$$

$$E I_{\text{eq}} = E_b I_b + \left( \frac{E c i n}{E b} - 1 \right) E b \frac{I c i n}{d}$$

#### ❖ Les caractéristiques de béton projeté :

Tableaux .VI.2: de caractéristique de béton projeté .

Béton projeté					
$e_b$ (m)	$F_{c28}$ (Mpa)	$W$ ( $\text{m}^3$ )	$E_b$ (Mpa)	$I_b$ ( $\text{m}^4$ )	$Y$
0,28	35	0,013	10000	$1,82 \cdot 10^{-3}$	0,2

$$\text{❖ Les caractéristiques du profilé HEB 180:} \begin{cases} A_s = 65,3 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \\ W_s = 425,7 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \\ E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa} \\ I_s = 3831 \times 10^{-8} \text{ m}^4 \end{cases}$$

#### ❖ Les caractéristiques des boulons d'ancrage :

La longueur de boulons d'ancrage  $L = 6\text{m}$

Diamètre de boulons d'ancrage  $D = 32\text{mm}$

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

Module de Young:  $E_b = 2,1 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$

### VI.3.2.2. Répartition des efforts internes entre les cintres métalliques et la voûte en béton projeté:

La voûte en béton projeté remplira l'espace entre les cintres. Pour le calcul, on admet une épaisseur  $d_1$  suivant le procédé en négligeant l'accroissement de l'épaisseur.

➤ **Rigidités des cintres métalliques :**

a) **A la compression :** On doit vérifier que :

$$E_s A_s' = \frac{E_s A_s}{\alpha} = \frac{2,1 \times 10^8 \times 65,3 \times 10^{-4}}{1} = 1,371 \times 10^6 \text{ KN/m}$$

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

$\alpha$  : Dimension entre deux axes de cintre .

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier .

$A_s$  : Section de profilé en acier .

b) **A la flexion :** On doit vérifier que :

$$E_s I_s' = \frac{E_s I_s}{\alpha} = \frac{2,1 \times 10^8 \times 3831 \times 10^{-8}}{1} = 8,045 \times 10^3 \text{ KN/m}$$

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

$I_s$  : Moment d'inertie de profilé.

➤ **Rigidités de la voûte en béton projeté :**

a) **A la compression :**

On doit vérifier que :

$$E_b A_b' = \frac{E_b A_b}{\alpha} = \theta n E_s A_s$$

$$\theta n = \frac{E_b \times e_b}{E_s \times A_s} = \frac{10000 \times 0,28}{1,371 \times 10^6} = 0,002$$

$E_b A_b$  : 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.

$\theta n$  : Coefficient d'équivalence de l'effort normal.

$A_s$  : Section de profilé en acier.

b) **A la flexion** : on doit vérifier que :

$$E_b I_b' = \frac{E_b I_b}{\alpha} = \theta m E_s I_s$$

$$\theta m = \frac{E_b \times e b^3}{E_s \times I_s} = \frac{10000 \times (0,28)^3}{8,045 \times 10^3} = 0,027$$

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

$\theta m$  : Coefficient d'équivalence du moment de flexion.

➤ **. Calculs de du soutènement provisoire :**

$$E A_{eq} = 10000 * 10^3 * 0,28 + \left( \frac{2,1 \times 10^8}{10000 \times 10^3} - 1 \right) 10000 * 10^3 * \frac{65,3 \times 10^{-4}}{1}$$

$$= 4,106 * 10^6 \text{ KN/m}$$

$$E I_{eq} = 10000 * 10^3 * 1,82 * 10^{-3} + \left( \frac{2,1 \times 10^8}{10000 \times 10^3} - 1 \right) 10000 * 10^3 * \frac{3,831 \times 10^{-5}}{1}$$

$$= 2,586 * 10^4 \text{ KN/m}$$

$E A_{eq} = 4,106 * 10^6 \text{ KN/m}$  (cintre et Béton projeté).

$E I_{eq} = 2,586 * 10^4 \text{ KN/m}$  (cintre et Béton projeté)

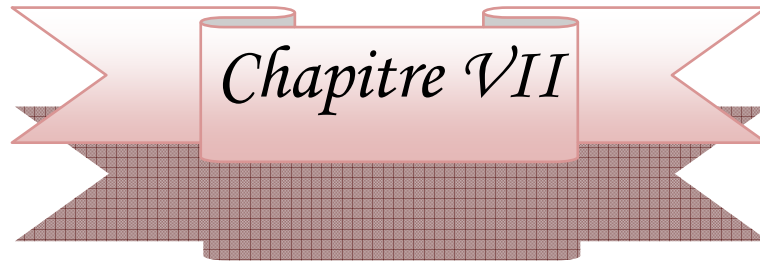
Le tableau suivant représente les caractéristiques mécaniques utilisées pour modéliser notre tunnel Tableau IV.3.

**Tableau VI.3:** caractéristiques mécaniques.

Identification	Modèle	EA (KN/m)	EI(KN.m)	W (KN/m)	Y
Soutènement provisoire	Elastique	$2,841 * 10^6$	$1,843 * 10^4$	0,0132	0,2
Boulon D'ancrage	Elastoplastique	$5,101244 * 10^5$	/	/	/

#### VI.4.Conclusion :

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

A decorative red ribbon graphic with a white center and a dark red border. The ribbon is folded and has a dark red grid pattern on its underside.

*Chapitre VII*

A large, light red thought bubble with a dark red outline and a dark red grid pattern on its underside. It has three smaller bubbles of the same style leading to it from the bottom left.

*Modélisation et  
Vérification*



### VII.1. Introduction:

La modélisation de l'interaction entre ouvrages géotechniques est faite par un calcul en éléments finis au moyen du code de calcul Plaxis. Ce sujet a été investi par plusieurs chercheurs dans le but de bien expliquer et comprendre les phénomènes mécaniques accompagnant l'effet d'interaction entre ouvrages souterrains.

Le logiciel PLAXIS est un programme d'éléments finis spécialement conçu pour réaliser les analyses en 2D de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis, basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudié.

PLAXIS est destiné pour fournir un instrument à l'analyse pratique afin d'être utilisée par les ingénieurs et les géotechniciens qui ne sont pas nécessairement des spécialistes numériques.

Dans cette partie, on s'intéresse à une modélisation numérique bidimensionnelle d'un cas de tunnel autoroutier (région de Taxanna wilaya de Jijel). Les deux tubes du tunnel sont constitués du soutènement provisoire. On vérifie la stabilité du soutènement à partir de calcul analytique et numérique à l'aide du logiciel plaxis.

### VII.2. Caractéristiques du terrain et de soutènements :

#### VII.2.1. Caractéristiques géotechniques du terrain :

Les deux tubes de tunnel se trouvent à une profondeur de 80,04m à un espacement de 40m entre les deux tunnels. Le terrain entourant le tunnel est constitué de trois couches différentes. Le rayon du tunnel est 7,665 m.

Le tableau ci-dessous représente les différentes caractéristiques géotechniques de différentes couches composant le terrain encaissant.

**Tableau VII.1:** les données géotechnique de chaque couche.

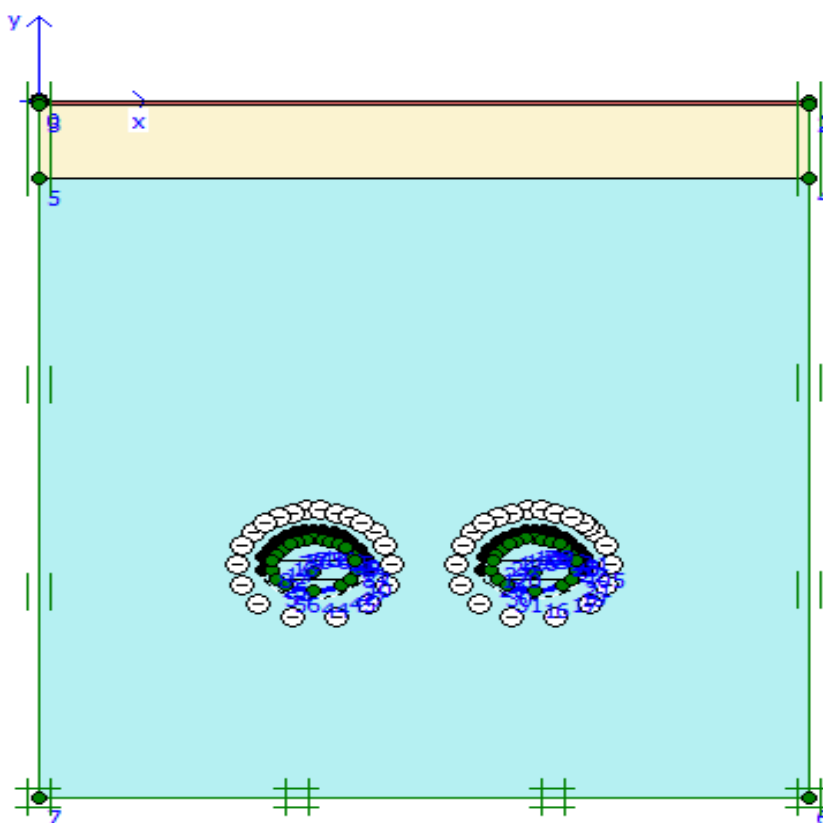
couche	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	C (KN/m <sup>2</sup> )	$\varphi$ (°)	E(Mpa)	$\Psi$ (°)
Terrain de recouvrement/ Flysch	14	25	25	50	0
Schiste:	25	50	25	150	0
Argilite	27	300	40	4000	10

#### VII.2.2. Caractéristiques de soutènements :

Le soutènement provisoire contient des profilés en HEB 180 espacés de 1m , une épaisseur de 32cm de béton projeté renforcé par treillis soudés et des boulons d'ancrage SN de longueur de 1m, 2m , 3m, 4m , 5m, 6m ,7m et un espacement de 2m .

**Tableau VII.2:** paramètres mécaniques utilisés lors de la modélisation.

Identification	modèle	EA (KN/m)	EI (KN.m <sup>2</sup> /m)	W (KN/m)	$\vartheta$
<b>HEB 180</b>	élastique	$4,106 \times 10^6$	$2,5862 \times 10^4$	5,842	0,2
<b>Boulon d'ancrage</b>	Elastoplastique	$1,688 \times 10^5$	/	/	/

**VII.3. Modèle géométrique et conditions aux limites :****Figure VII.1.** Modèle géométrique du tunnel.**❖ Génération du maillage:**

La figure suivante montre la génération du maillage du modèle

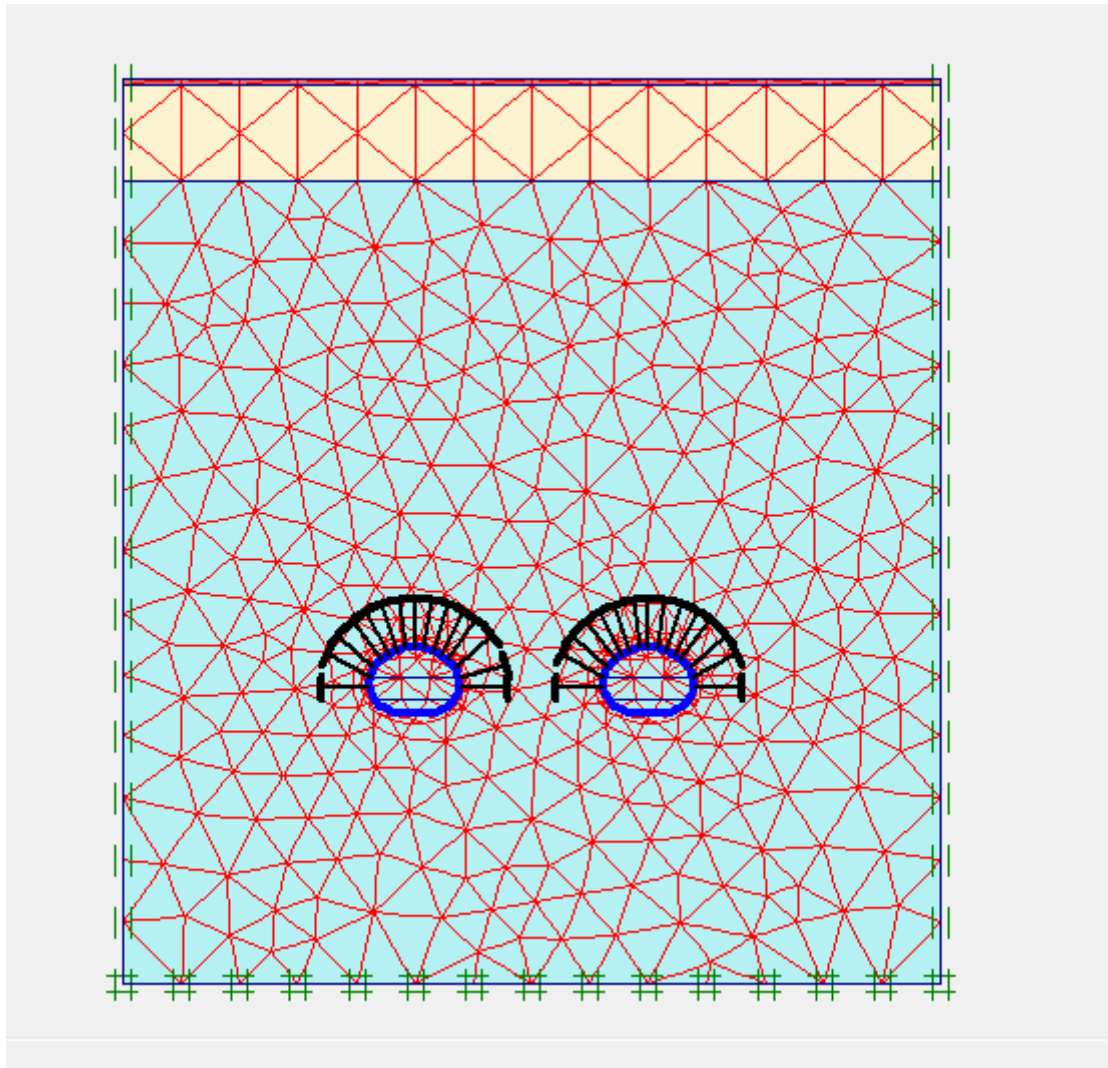


Figure VII.2. Maillage du modèle.

### VII.3.1. 1es Phase de calcul :

**Phase 0 :** Génération du maillage

**Phase1 :** Excavation de la calotte du tunnel de gauche (Relaxation 50%-Mst=0.5)

**Phase 2:** Activation du béton projeté de la calotte (Relaxation 25%-Mst=0.25)

**Phase 3:** Activation des boulons d'ancrage (Relaxation 100%-Mst=1)

**Phase4 :** Excavation du stross du tunnel de gauche (Relaxation 50%-Mst=0.5)

**Phase5 :** Activation des boulons d'ancrage (Relaxation 25%-Mst=0.25)

**Phase6 :** Activation du béton projeté du stross (Relaxation 100%-Mst=1)

**Phase7 :** Excavation du radier du tunnel de gauche (Relaxation 10%-Mst=0.1)

**Phase8 :** Activation de la fondation (Relaxation 100%-Mst=1)

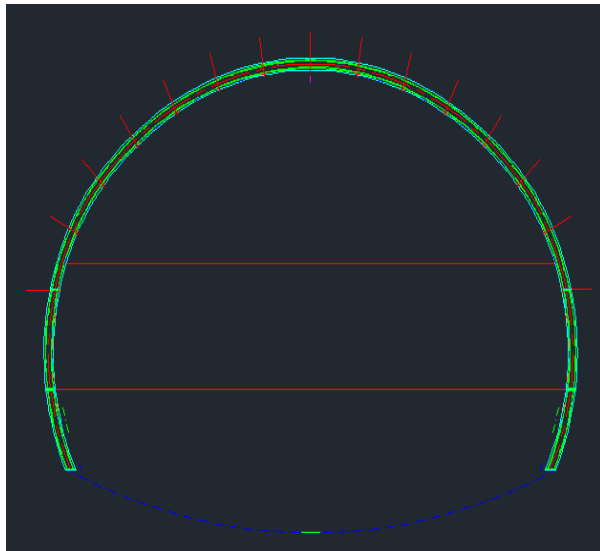
### VII.3.2 Présentation des modèles sous Plaxis :

Les sept (07) types de soutènement provisoire de tunnel adoptés avec un HEB 180, béton projeté de 28 cm sont modélisés par Plaxis. Le premier type de soutènement (T1) comporte des HEB 180 espacés de 1 m, une couche du béton projeté de 30cm renforcés par un treillis soudés de 6mm, des boulons de renforcement de diamètre 32 mm et une longueur  $L=1m$  (figure 2a), le deuxième type de soutènement (T2) représente le même premier type avec une longueur plus importante de la longueur des boulons d'ancrage  $L = 1m$ , donc la section renforcée devienne plus important que la section de la première Variante (T1). Le tableau suivant rassemble les différentes variantes adoptées dans notre étude.

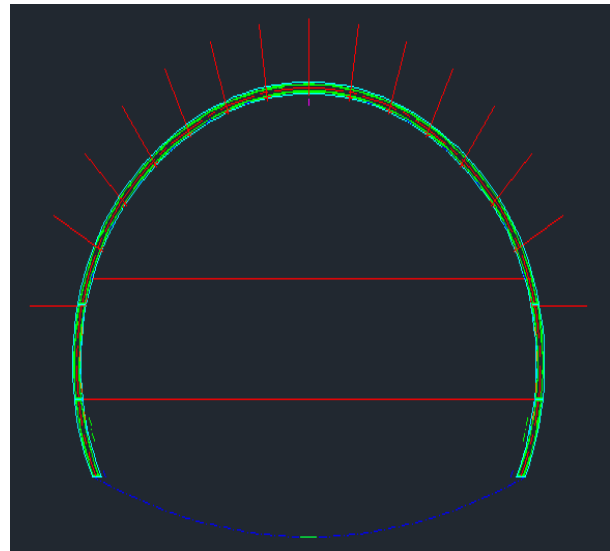
**Tableau VII.3:** Variante des longueur des boulons utilisés

<b>Variantes Utilisées</b>	<b>HEB (mm)</b>	<b>Epaisseur du béton projeté (mm)</b>	<b>Longueur des boulons L(m)</b>	<b>Figure</b>
T1	180	28	1	<b>figure VII. 3.a</b>
T2	180	28	2	<b>figure VII.3.b</b>
T3	180	28	3	<b>figure VII.3.c</b>
T4	180	28	4	<b>figure VII.3.d</b>
T5	180	28	5	<b>figure VII.3.e</b>
T6	180	28	6	<b>figure VII.3.f</b>
T7	180	28	7	<b>figure VII.3.g</b>

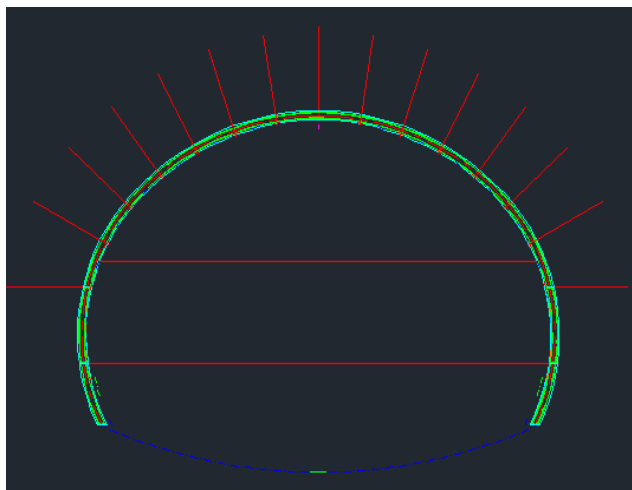
Les sept types sont modélisés avec logiciel Plaxis la Figures VII.3 présente le tunnel le modèle d'analyse pour chaque variante.



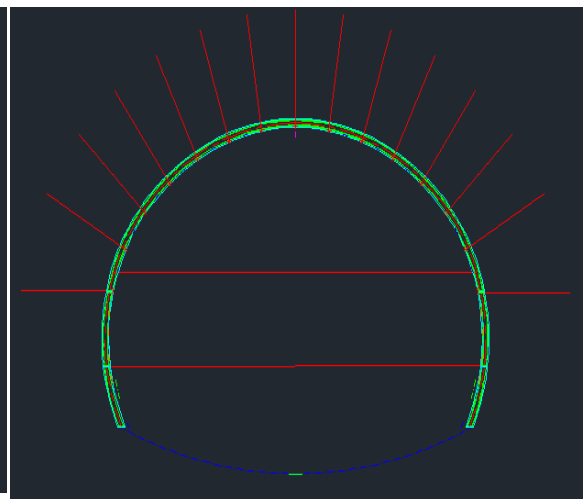
**figure VII.3.a :** T1 : Boulon 1m



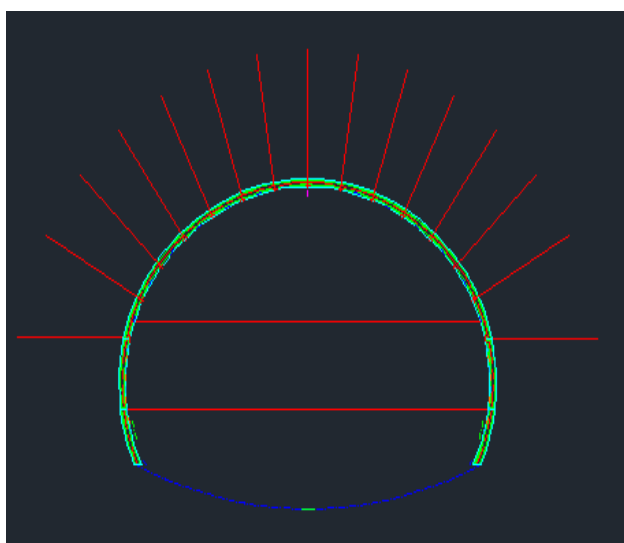
**figure VII.3.b :** T2 : Boulon 2m



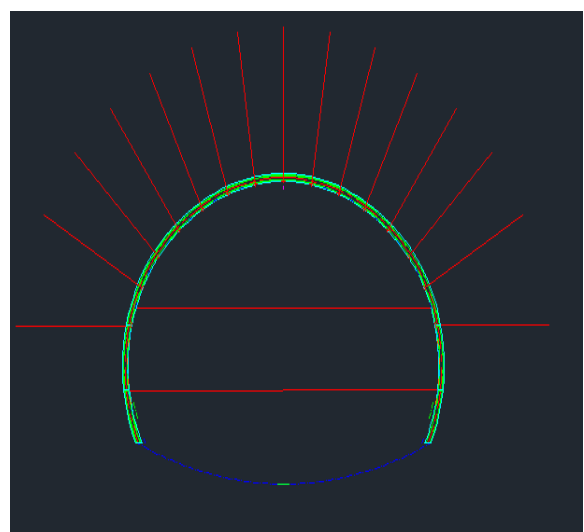
**figure VII.3.c :** T3 : Boulon 3m



**figure VII.3.d :** T4 : Boulon 4m



**figure VII.3.e :** T5 : Boulon 5m



**figure VII.3.f :** T6 : Boulon 6m

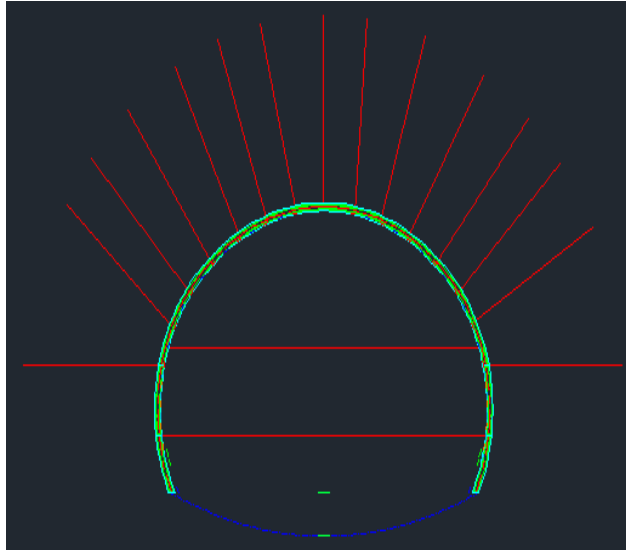


figure VII.3.g : T7 : Boulon 7m

**Figures VII.3 :** Différents types de soutènement provisoire.

#### **VII.4. Résultats et discussion:**

##### **VII.4.1 Influence de la longueur des boulons de renforcement sur la stabilité des parois de tunnel :**

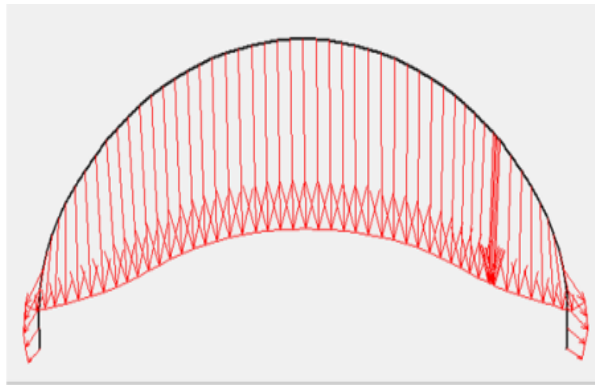
Le renforcement des parois de soutènement provisoire de tunnel s'effectue à l'aide d'une machine de forage destinée aux boulons d'ancrage de diamètre 32 mm, après la mise en place des boulons de renforcement, une couche de béton projeté est mise après l'emplacement d'une nappe de treillis soudé pour protéger la surface de tunnel et pour éviter l'endommagement de l'étanchéité.

##### **VII.4.1.1 L'effet des boulons d'ancrages sur le comportement de la calotte de tunnel :**

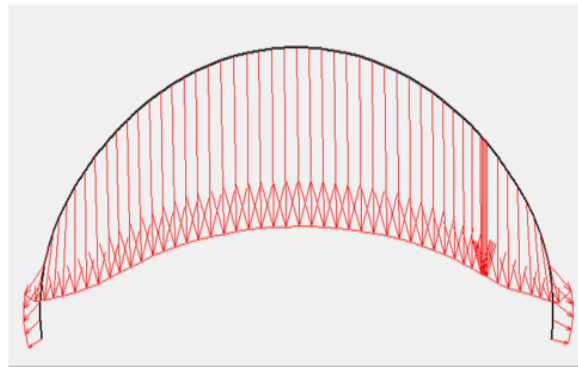
###### **➤ Déplacement vertical :**

La Figure VII.4 présente les résultats des déplacements verticaux pour les sept types de soutènement dans la calotte.

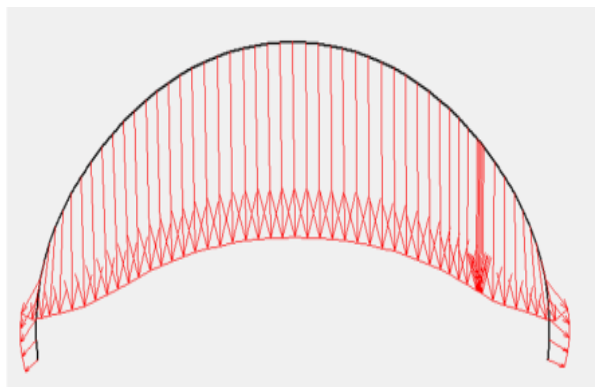




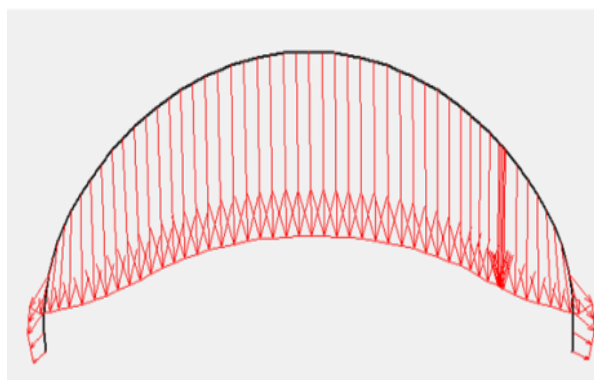
T1  $U_y = 11,27 \times 10^{-3} \text{m}$



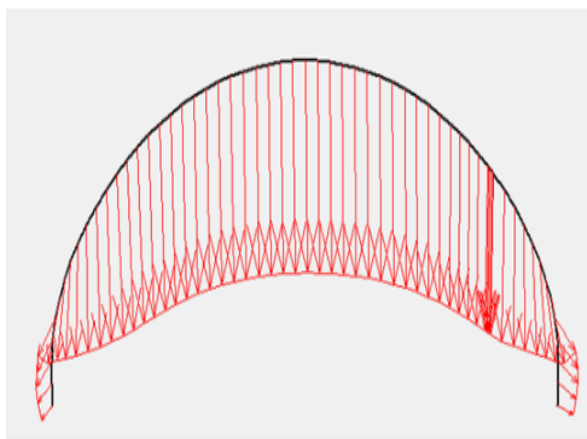
T2  $U_y = 11,31 \times 10^{-3}$



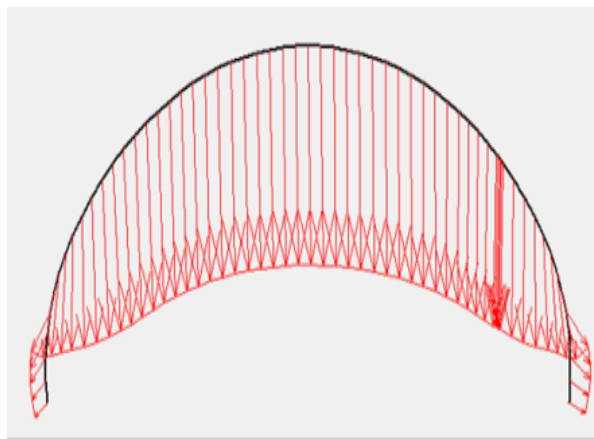
T3  $U_y = 11,12 \times 10^{-3} \text{m}$



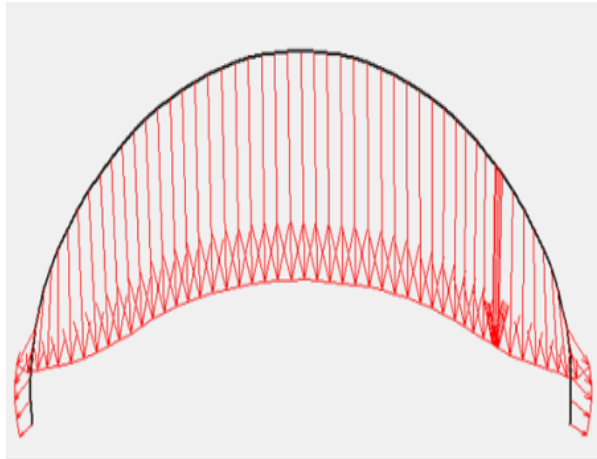
T4  $U_y = 11,12 \times 10^{-3} \text{m}$



T5  $U_y = 11,11 \times 10^{-3} \text{m}$



T6  $U_y = 11,04 \times 10^{-3} \text{m}$



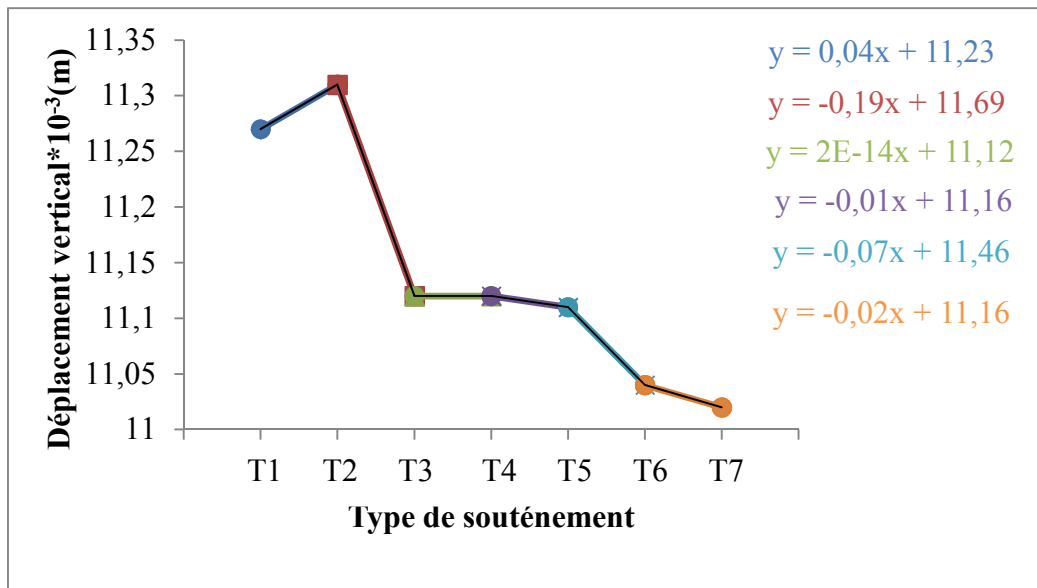
$$T7 U_y = 11,02 \times 10^{-3} \text{m}$$

**Figure VII.4 :** Déplacement vertical de la calotte pour chaque type de soutènement.

La Figure VII.5 présente le déplacement vertical de chaque type de soutènement avec l'augmentation de la longueur des boulons de renforcement en ajoutant la courbe de tendance linéaire et en utilisant l'équation  $y = Bx + A$ , avec A et B sont des constantes.

B/A représente le taux de changement de déplacement vertical en fonction de type de soutènement (longueur des boulons d'ancrages) Tableau VII.4.

Les résultats de modélisation de tunnel en utilisant le type de renforcement T7 avec une longueur des boulons d'ancrage  $L=7\text{m}$  qui va créer une épaisseur importante de la section de renforcement au dessus de tunnel présentent un déplacement vertical moins important par rapport aux autres types de soutènement Figure VII.5. Ce déplacement est en fonction des caractéristiques géotechniques du sol entourant le tunnel, des propriétés mécaniques de soutènement ainsi que le mode de creusement et de soutènement provisoire de tunnel.



**Figure VII.5 :** Déplacement vertical de la calotte en fonction des types de soutènement.

Pour le type de soutènement T2 qui dispose une longueur des boulons d'ancrage  $L = 2\text{m}$  présente des déplacements verticaux supérieurs à ceux enregistrer dans les autres types de soutènement. Il est fortement probable que la mise en place des boulons de renforcement entre les cintres dans la partie supérieur de tunnel (en particulier entre les calottes) entraine une amélioration des propriétés physiques du sol, en particulier la cohésion de l'argilite, entraine au même temps un désordre des contraintes et un mouvement d'un volume (qui peut être important) du sol entourant le tunnel. Cependant, l'intervalle des valeurs de déplacement vertical pour la calotte n'est pas important (entre 11,02 mm et 11,31 mm).

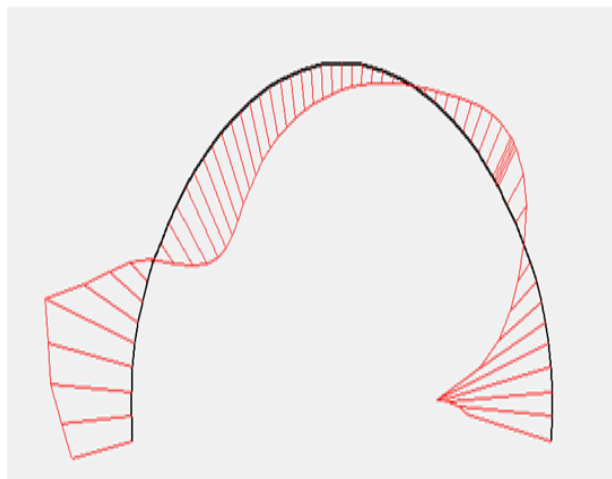
**Tableau VII.4 :** Taux de changement de déplacement vertical dans la calotte.

	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
<b>B/A (%)</b>	0	+0,36	-1,62	-0,09	-0,00	-0,61	-0,18

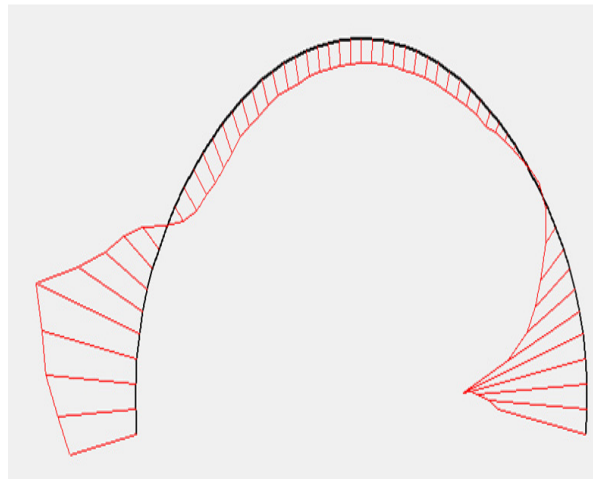
La Figure VII.5. Présente le déplacement vertical de la calotte en fonction de type de soutènement avec une analyse statistique des résultats en utilisant la régression linéaire entre chaque type de soutènement. En effet, une diminution remarquable du taux de changement de déplacement vertical entre le type de soutènement T2 et T3 qui est de l'ordre de 1,62% Tableau VII.4 traduisant l'effet important de la section renforcée par boulons d'ancrages sur stabilité de la calotte ainsi que la stabilité du sol au dessus de tunnel. Par la suite, la mise en place des boulons de renforcement de longueur plus de 3m ( T4 ,T5 ,T6 et T7) entraine une diminution linéaire du taux de déplacement vertical.

#### ➤ **Déplacement horizontal :**

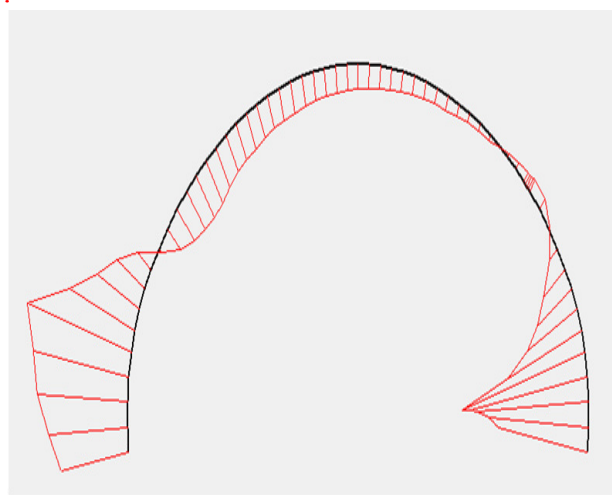
La Figure VII.6 présente les résultats des déplacements horizontaux pour chaque type de soutènement dans la calotte.



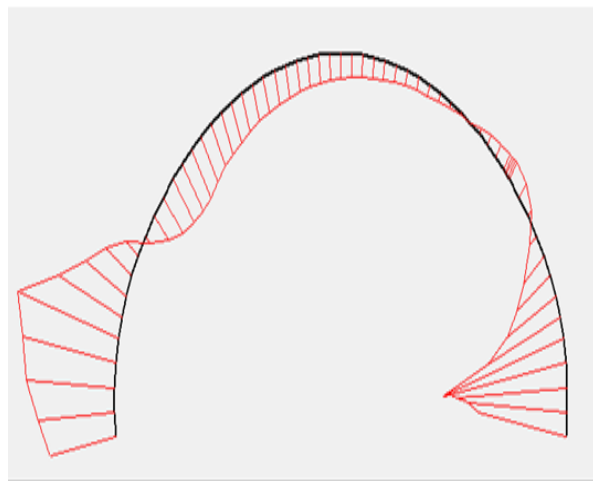
T1 :  $U_x = 1,72 \times 10^{-3} \text{m}$



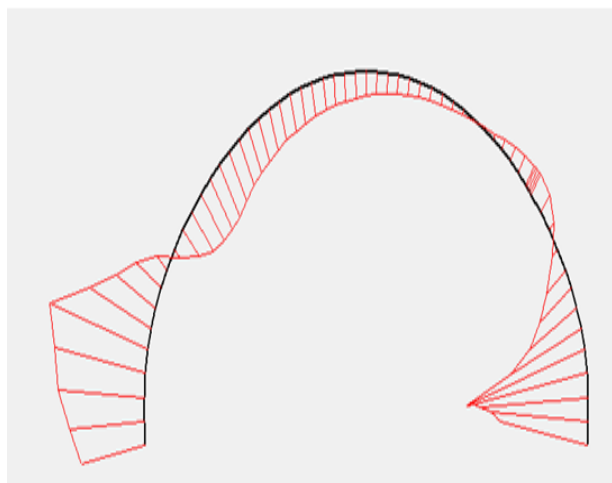
T2 :  $U_x = 1,52 \times 10^{-3}$



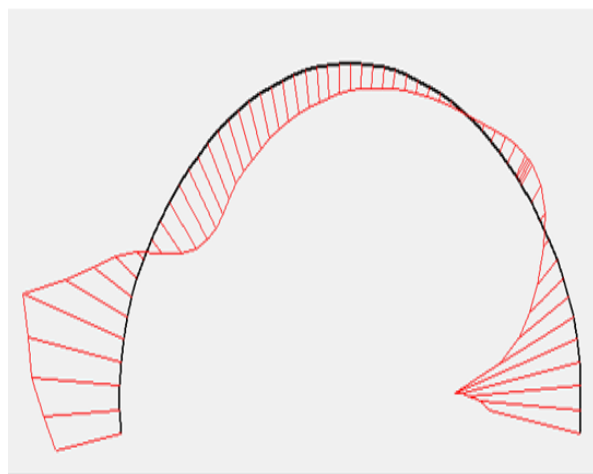
T3 :  $U_x = 1,71 \times 10^{-3} \text{m}$



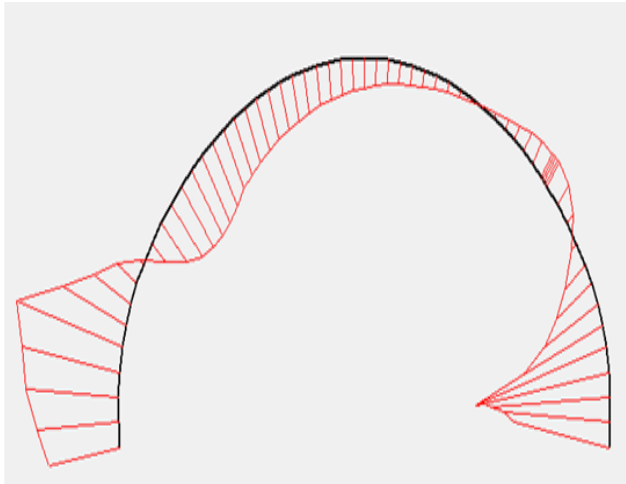
T4 :  $U_x = 1,72 \times 10^{-3} \text{m}$



T5 :  $U_x = 1,72 \times 10^{-3} \text{m}$



T6 :  $U_x = 1,73 \times 10^{-3} \text{m}$

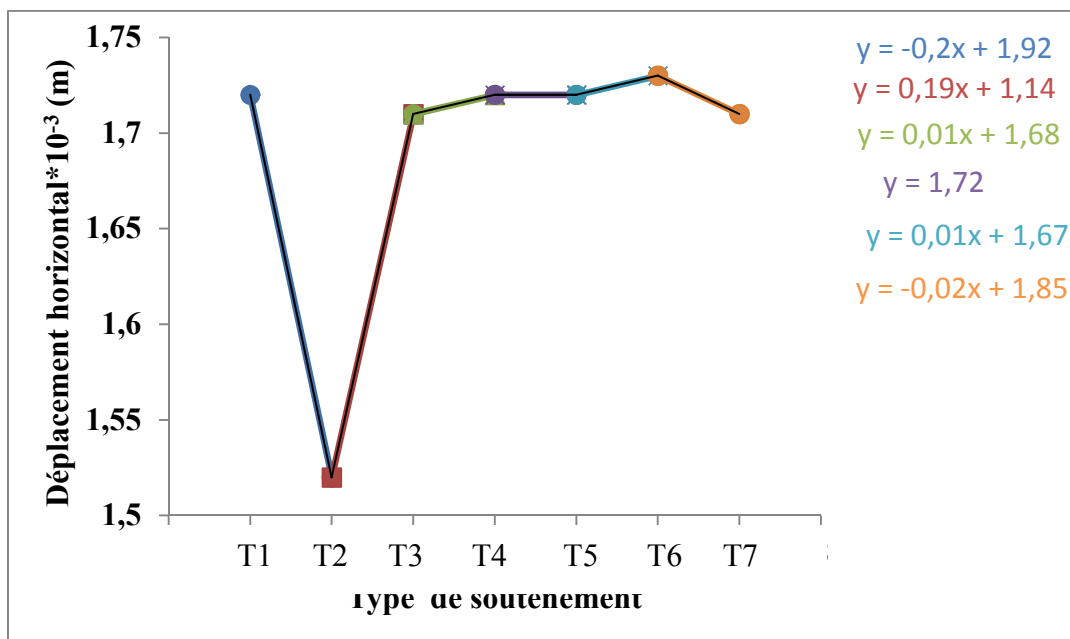


$$T7 : U_x = 1,71 \times 10^{-3} \text{ m}$$

**Figure VII.6 :** Déplacement horizontal de la calotte pour chaque de soutènement.

Le creusement de tunnel s'effectue par la méthode en demi-section qui consiste à excaver la section de la calotte, ensuite les sections de stross et enfin la section de contre voute (radier). Cette méthode peut provoquer un déplacement vertical et horizontal important au moment d'excavation. Cependant, ces déplacements horizontaux sont négligeables devant les déplacements verticaux, ils sont entre: 1,52 mm et 1,73 mm.

La mise en place des boulons de renforcement autour de tunnel (calotte et stross) entraîne une stabilité partielle de soutènement provisoire de tunnel dans toutes les parties. En effet, le radier ne contient aucun boulon de renforcement, mais les déplacements horizontaux ne sont pas importants.



**Figure VII.7 :** Déplacement horizontal dans la calotte en fonction de types de soutènement.

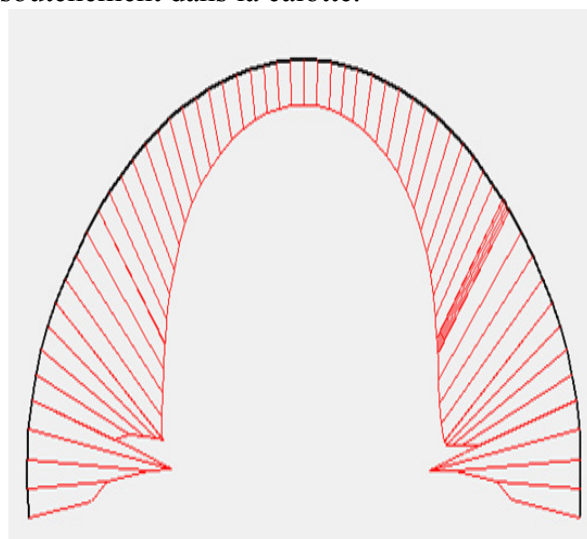
Le terrain entourant le tunnel qui est de l'argilite présente un module d'élasticité d'environ 4000Mpa et une cohésion de 300Kpa avec une classification rocheux (RMR) III ne nécessite pas une mise en place de contre voute. Le taux de changement de déplacement horizontal présente des valeurs moins importantes pour les derniers types de renforcement (T4, T5, T6 et T7) traduisant que la partie inférieure de tunnel est moins affectée par l'augmentation de l'épaisseur de la section renforcées au dessus de tunnel (Tableau.VII.5).

**Tableau VII.5 :** Taux de changement du déplacement horizontal dans la calotte.

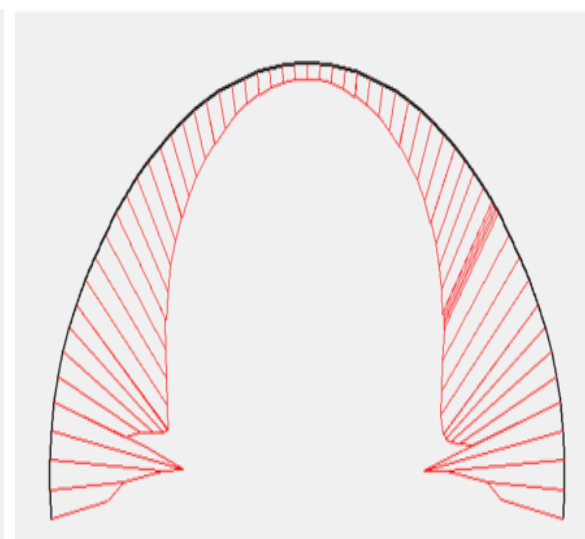
	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
<b>B/A (%)</b>	0	-10,41	16,66	0,59	0	0,59	-1,08

➤ **Effort normal :**

La (Figure VII.8) présente les résultats de l'effort normal pour chaque type de soutènement dans la calotte.

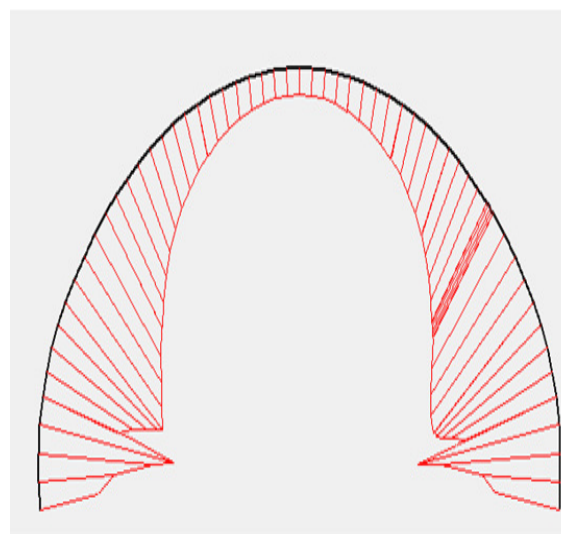


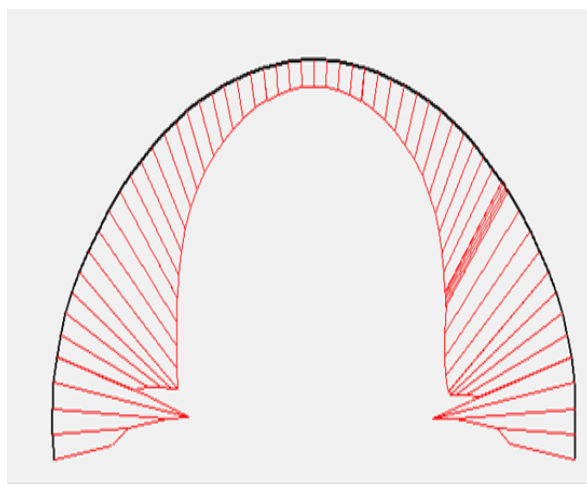
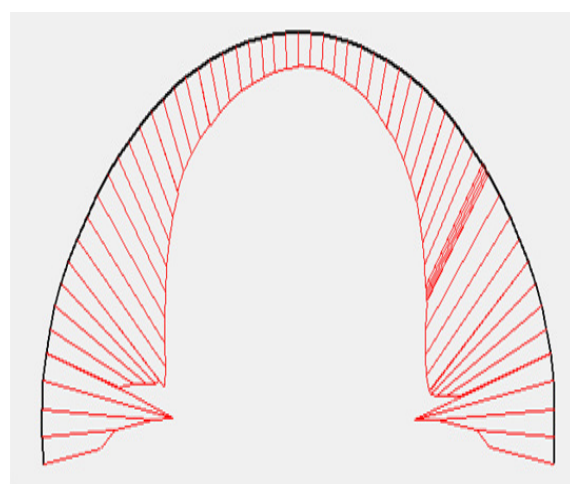
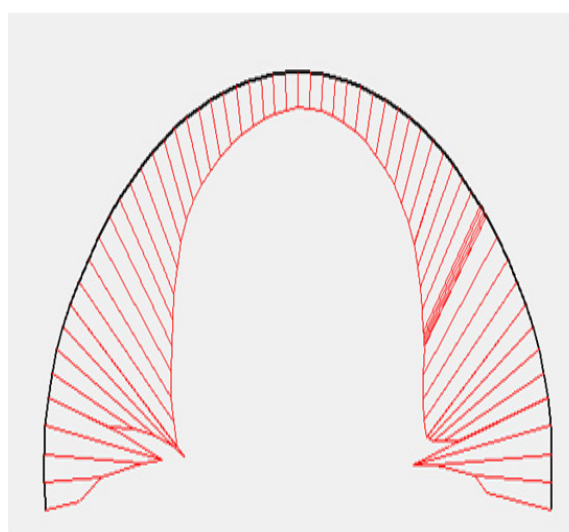
T1 :  $N = -2,15 \times 10^3$  KN



T2 :  $N = -1,95 \times 10^3$  KN

T3 :  $N = -2,04 \times 10^3$



T4 :  $N = -2,06 \times 10^3 \text{KN}$ T5 :  $N = -2,07 \times 10^3 \text{KN}$ T6 :  $N = -2,07 \times 10^3 \text{KN}$ T7 :  $N = -2,07 \times 10^3 \text{KN}$ 

**Figure VII.8 :** Efforts normaux dans la calotte pour chaque type de soutènement.

On remarque sur la figure VII.8 que le premier type de soutènement (T1) avec une longueur des boulons de renforcement  $L = 1 = m$  présente la valeur maximale de l'effort normale par rapport aux autres types de soutènement. Les valeurs de l'effort normale est entre  $-2,07 \cdot 10^{-3} \text{KN}$  et  $-2,15 \cdot 10^{-3} \text{KN}$  (Figure VII.9). Il est fortement possible que l'augmentation de la longueur de renforcement a un effet négligeable sur les valeurs de l'effort normal au niveau de la calotte. Cependant, le taux de diminution de l'effort normal entre le premier type de soutènement et le deuxième type de soutènement est de l'ordre de 5,7%, ce taux devient



presque constant pour une longueur des boulons de renforcement plus de 2m (une valeur du taux de changement entre 0 et 1%) (Tableau VII.9).

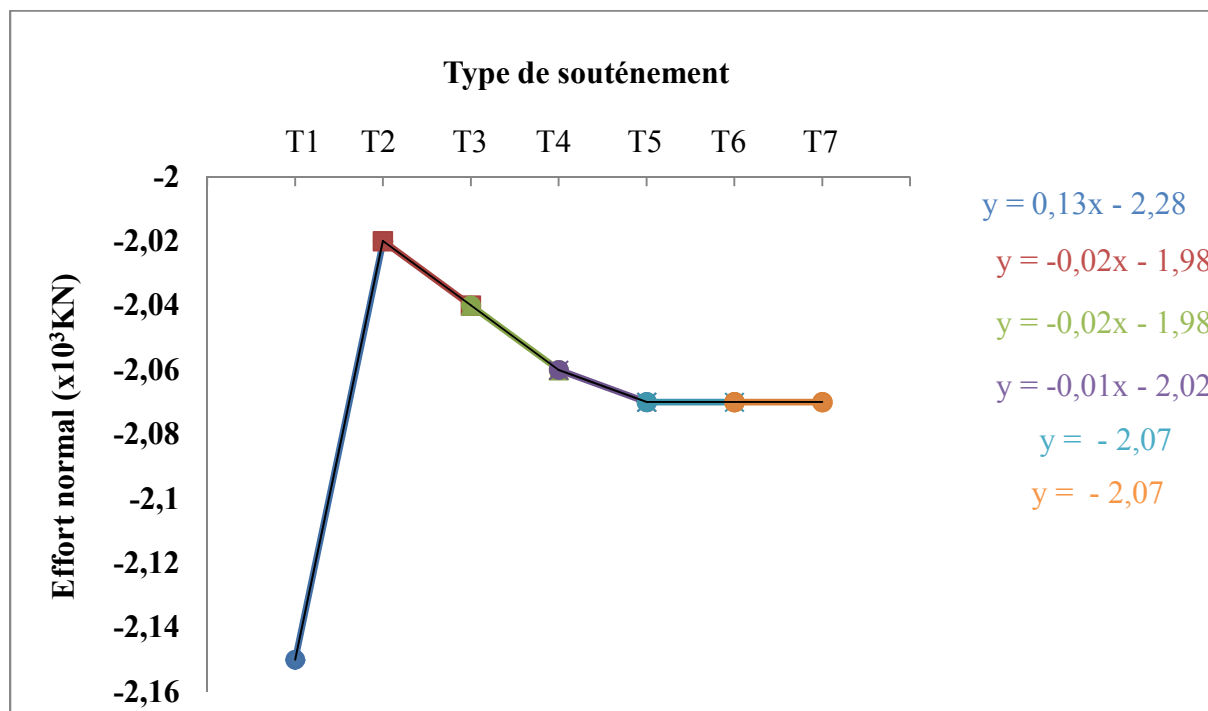


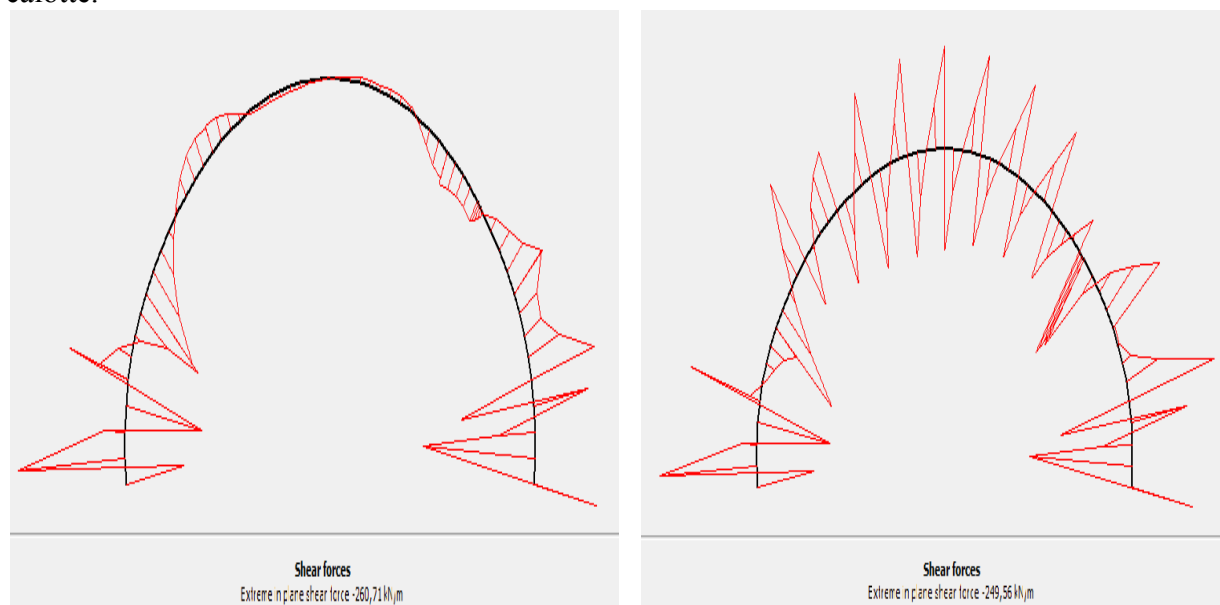
Figure VII.9 : Effort normal dans la calotte en fonction de type de soutènement

Tableau VII.6 : Taux de changement de l'effort normal dans la calotte

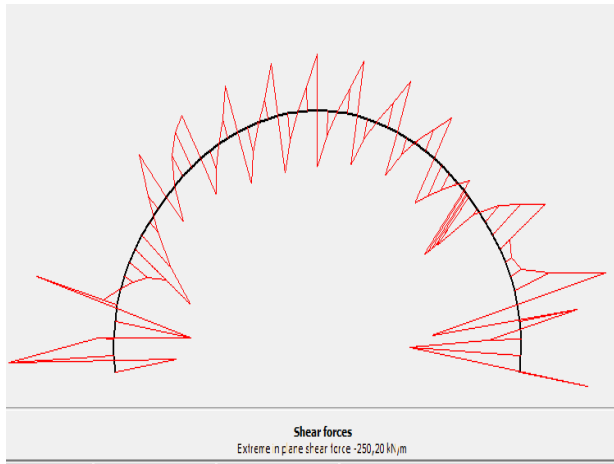
	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
<b>B/A (%)</b>	0	-5,7	1,01	1,01	0,49	0	0

➤ **Effort tranchant :**

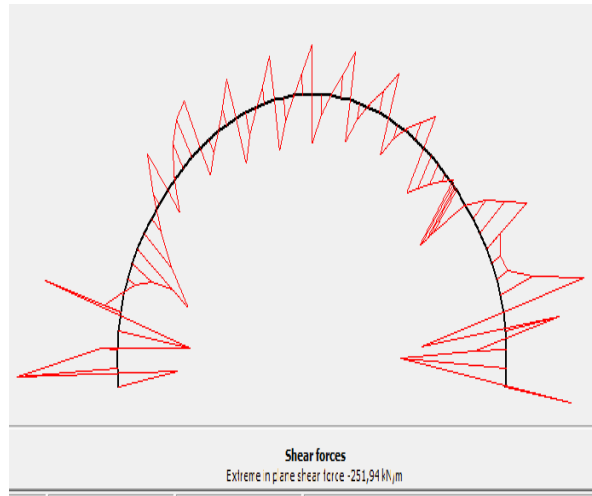
La figure présente les résultats des efforts tranchants pour les 7 types de soutènement dans la calotte.



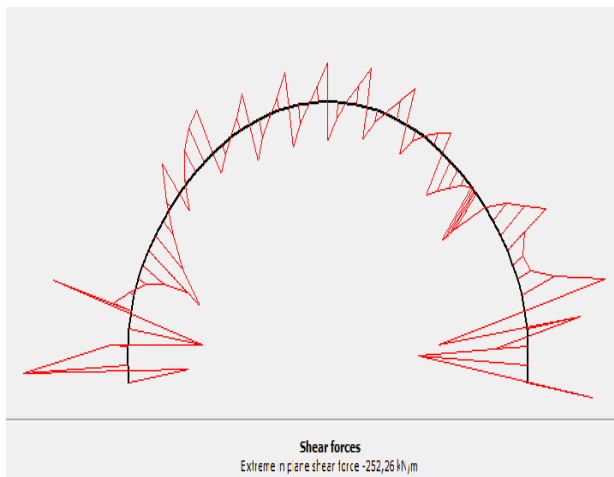
T1 : T=260,71KN.m



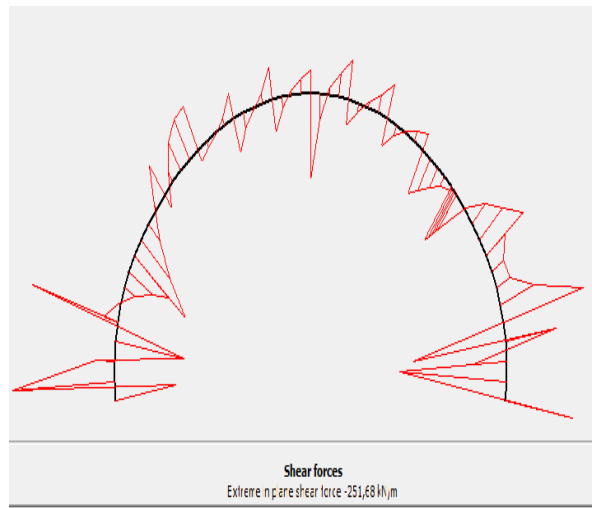
T2 : T=-249,56KN.m



T3 : T=-250,21KN.m

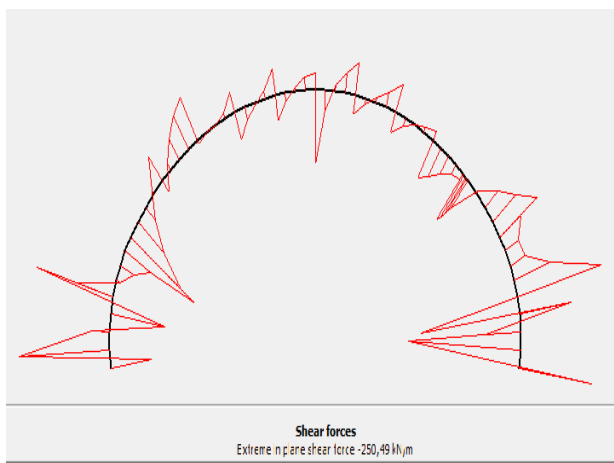


T4 : T= - 251,94 KN.m



T5 : T= -252,26KN.m

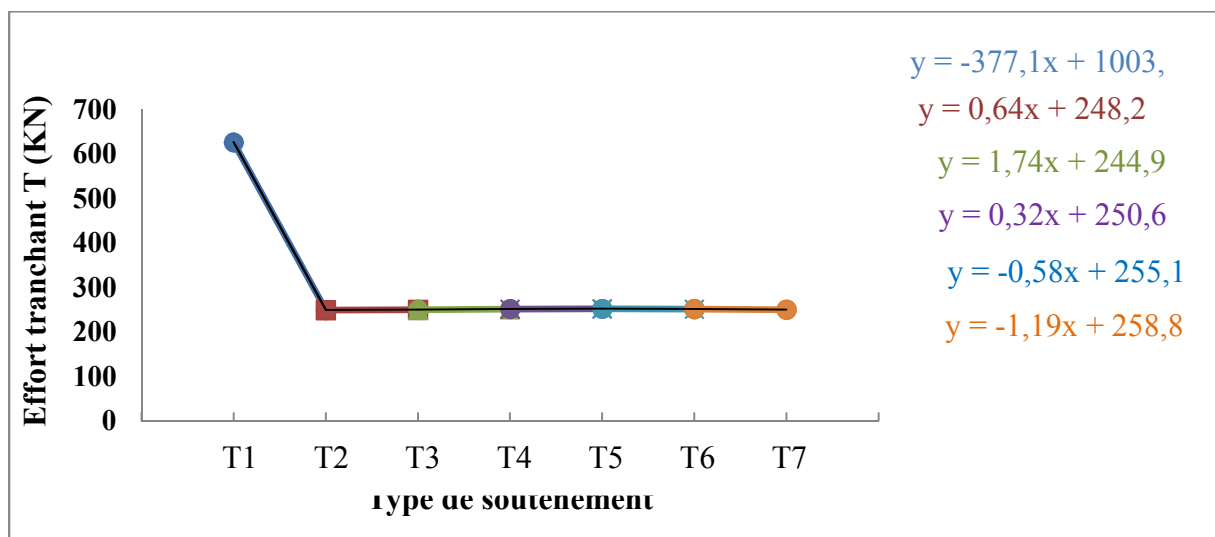
T6 : T= -251.68KN.m



T7 :T= -251,49KN.m

**Figure VII.10** : Effort tranchant dans la calotte pour chaque type de soutènement.

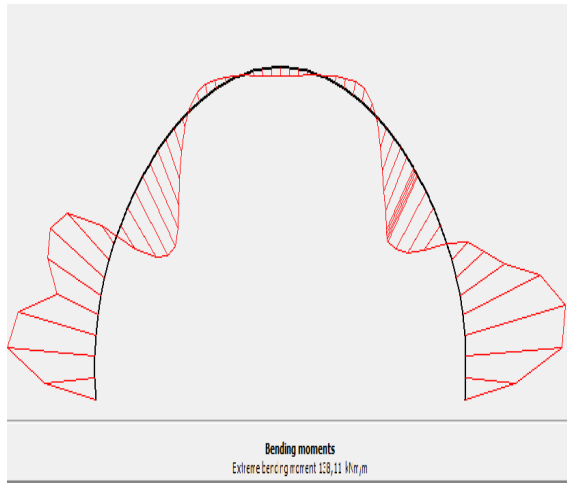
La présence des boulons de renforcement au niveau de calotte et stross d'une longueur plus de 2 m provoque un effort tranchant moins important qu'un tunnel possédant des boulons de renforcement d'une longueur de 1m, et par conséquent une résistance importante qui assure la stabilité de soutènement provisoire de tunnel (Figure VII.11). En effet, la mise en place des boulons de renforcement d'une longueur  $L=2m$  (T2) au niveau de calotte et les stross provoque une diminution importante du taux de changement de l'effort tranchant au niveau de la calotte. Il est certainement possible que la présence des boulons de renforcement avec une longueur importante entraîne une stabilité partielle ou complète des sections du sol au dessus de tunnel, et l'augmentation de cette dernière entraîne une diminution de déformations avec une diminution des sollicitations au niveau de tunnel (TableauVII.7). Cependant, une longueur des boulons d'ancrage plus de 2 m, un effort tranchant devienne presque constante et par conséquent un taux de changement d'effort tranchant presque nul. Il est fortement possible que la longueur des boulons d'ancrage de 2m assure la stabilité complète de tunnel vis avis l'effort tranchant.

**Figure VII.11** : Effort tranchant dans la calotte en fonction de type de soutènement.**Tableau VII.7** : Taux de changement de l'effort tranchant dans la calotte.

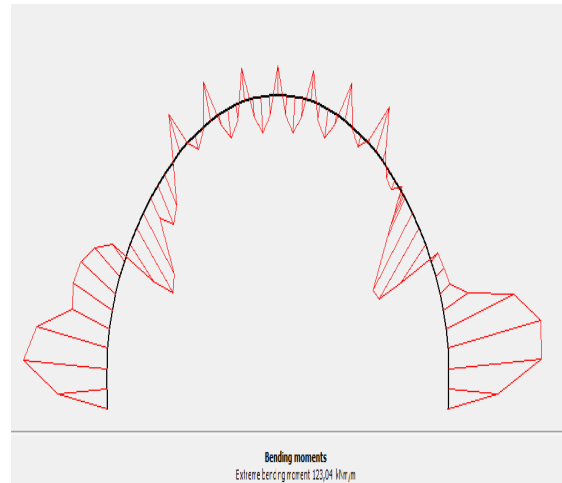
	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
<b>B/A (%)</b>	0	-37,59	0,25	0,71	0,12	-0,22	-0,45

➤ **Moment fléchissant :**

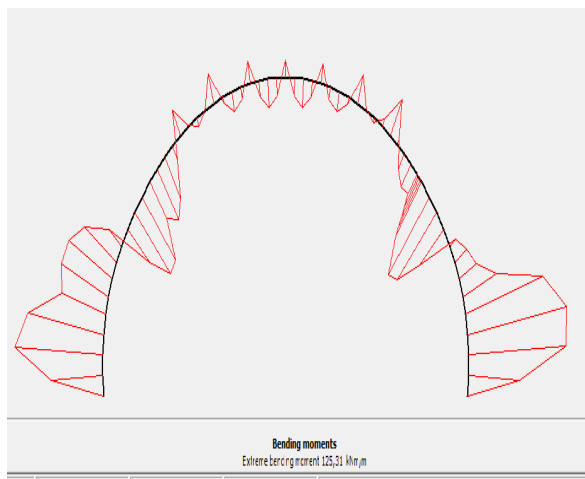
Les résultats de moment fléchissant pour les différents types de soutènement sont présentés dans la figure :



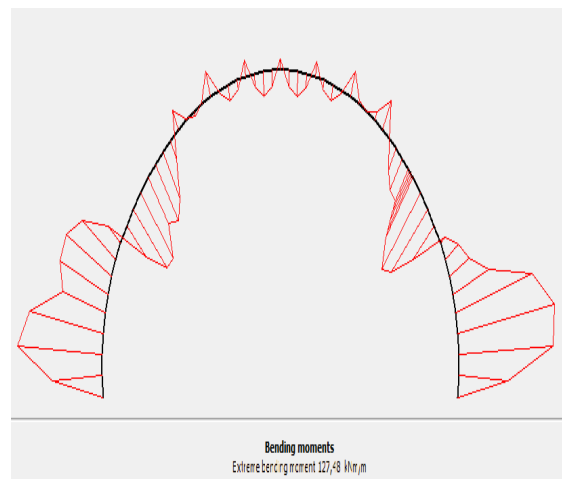
T1 :  $M=138,11\text{KN.m}$



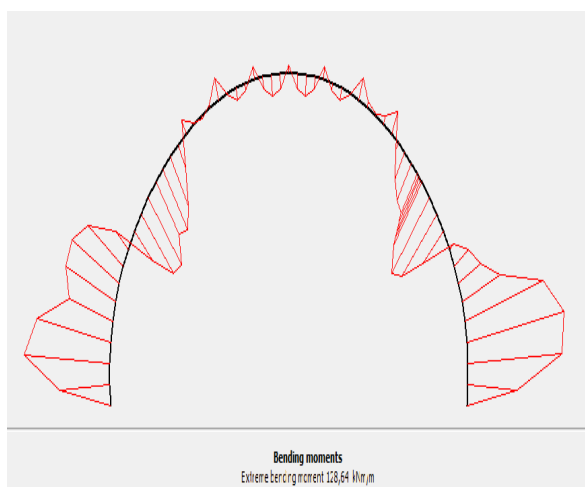
T2 :  $M=123,04\text{ KN.m}$



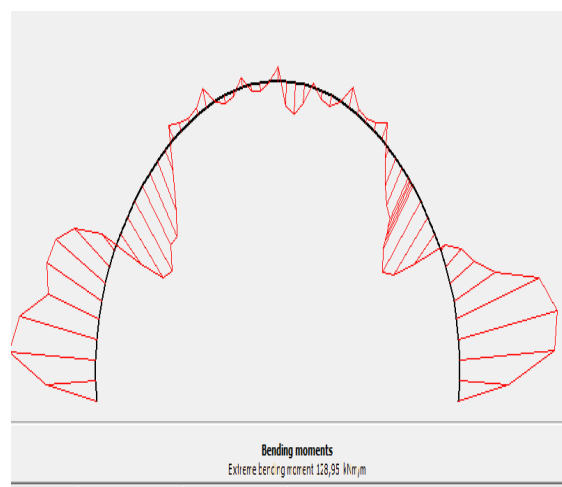
T3 :  $M=125,31\text{ KN.m}$



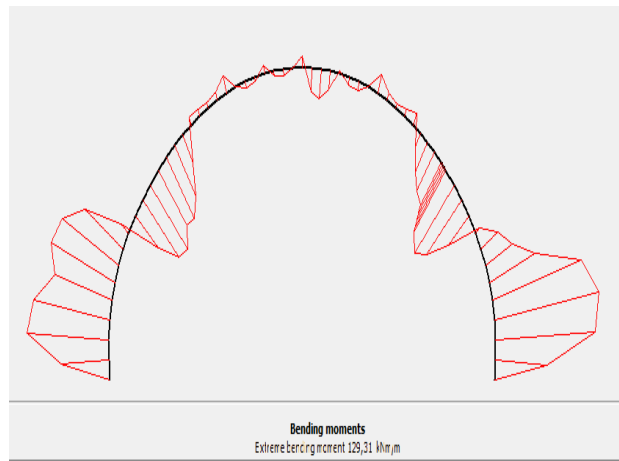
T4 :  $M=127,48\text{ KN.m}$



T5 :  $M= 128,64\text{ KN.m}$



T6 :  $M=128,95\text{ KN.m}$



$$T7 : M = 129,31 \text{ kN.m}$$

**Figure VII.12 :** Moment fléchissant de la calotte pour chaque type de soutènement.

Le type de soutènement T1 qui contient des boulons de renforcement de longueur 1m présente la valeur maximale de moment fléchissant M (Figure VII.12). Cette valeur diminue sensiblement pour le type de soutènement T2 (l'épaisseur de la section de renforcement égale à 2m). Il est fortement possible que ce type de soutènement présente l'optimum pour tous les types de renforcement et pour le cas des sollicitations internes. En effet, un taux de changement de -9,84% est obtenu lorsqu'on met des boulons de renforcement de longueur 2m (Tableau VII.8). Le moment maximum pour tous les types de renforcement se situe au niveau des pieds droits de tunnel qui présente la section critique avec des contraintes plus importantes. La création d'une section raide au-dessus du tunnel entraîne une autre création d'un soutènement qui constitue par des boulons de renforcement, de sol et d'un coulis d'injection.

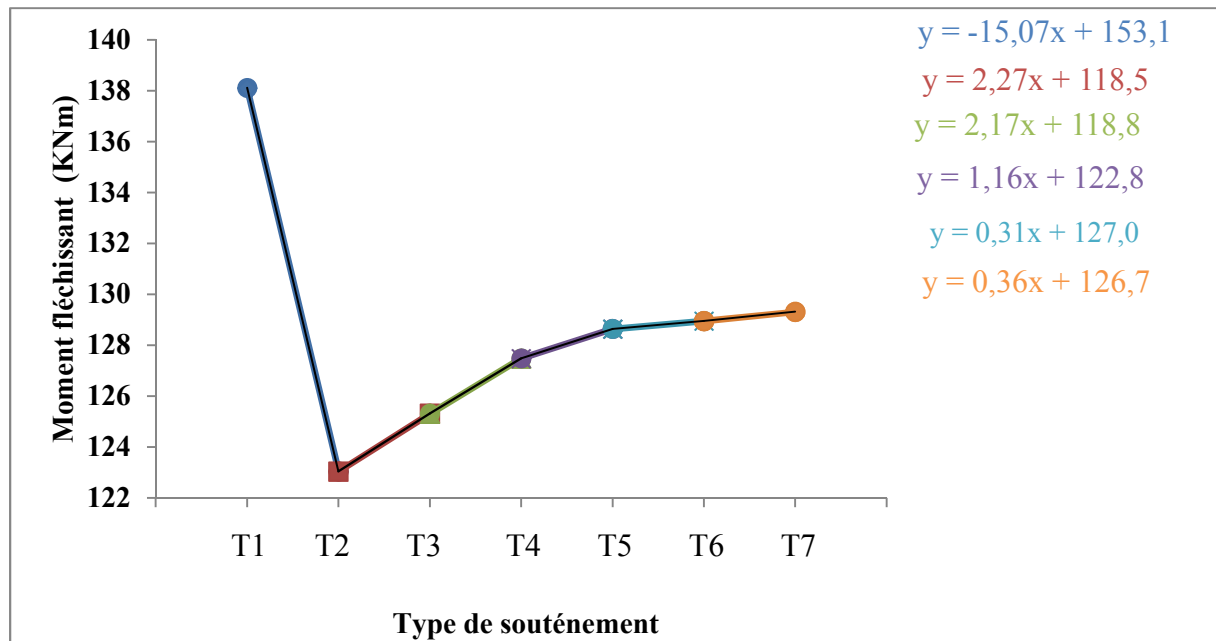


Figure VII.13 : Moment fléchissant dans les calottes en fonction de type de soutènement.

Tableau VII.8 : Taux de changement de moment fléchissant de la calotte.

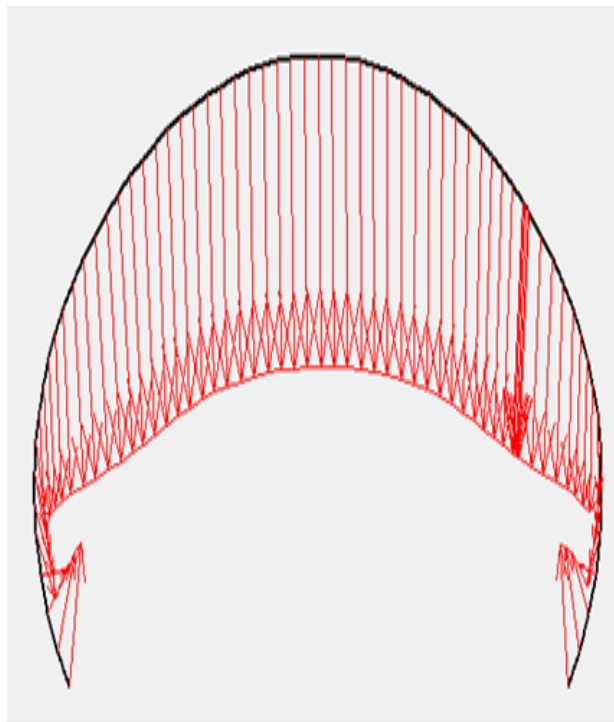
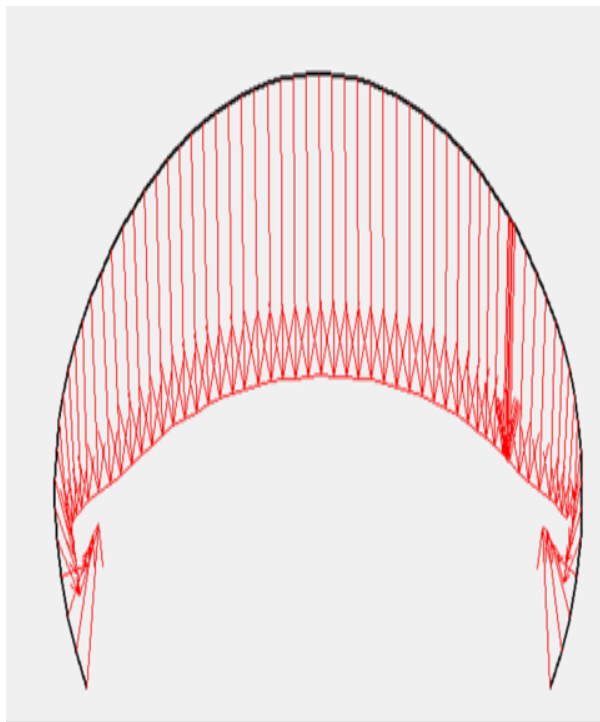
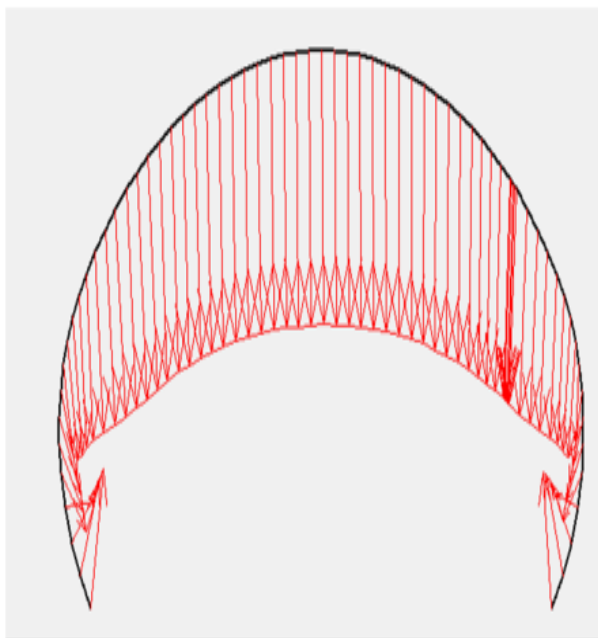
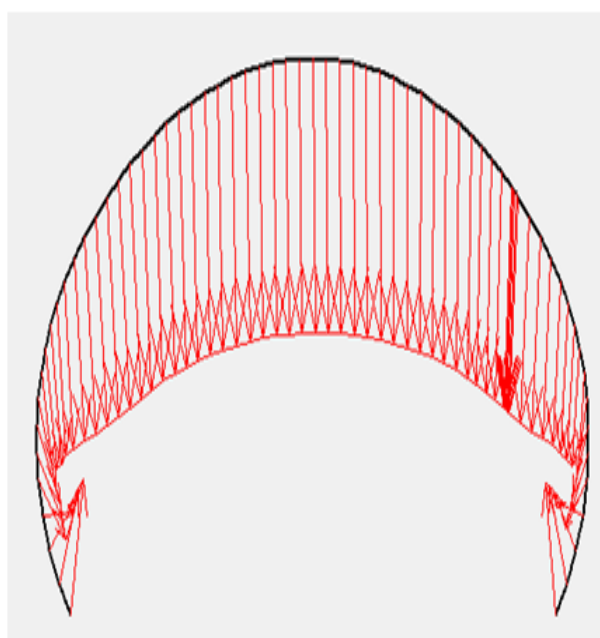
	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
B/A (%)	0	-9,84	-1,91	1,82	0,94	0,24	0,28

#### VII.4.1.2. L'effet de la section de renforcement sur le comportement de tunnel au niveau des stross :

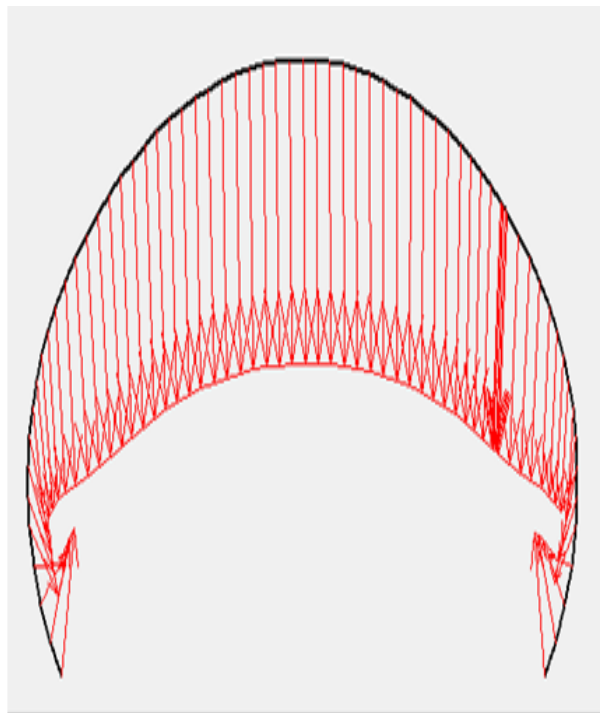
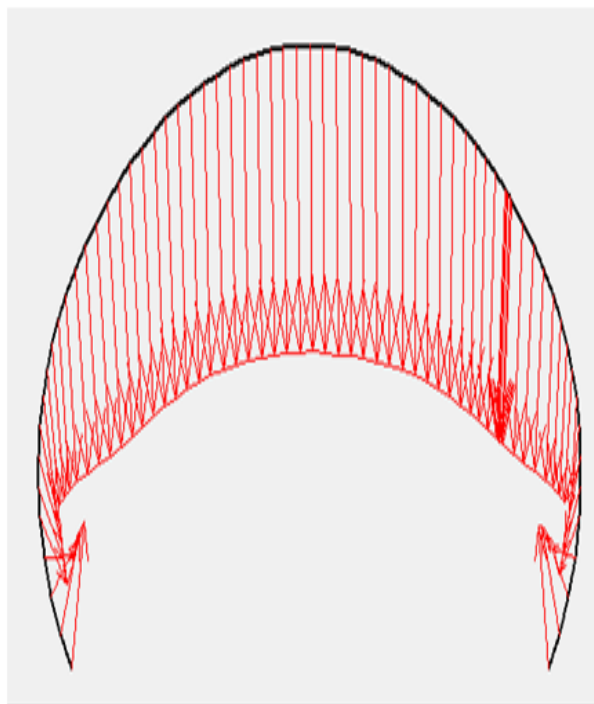
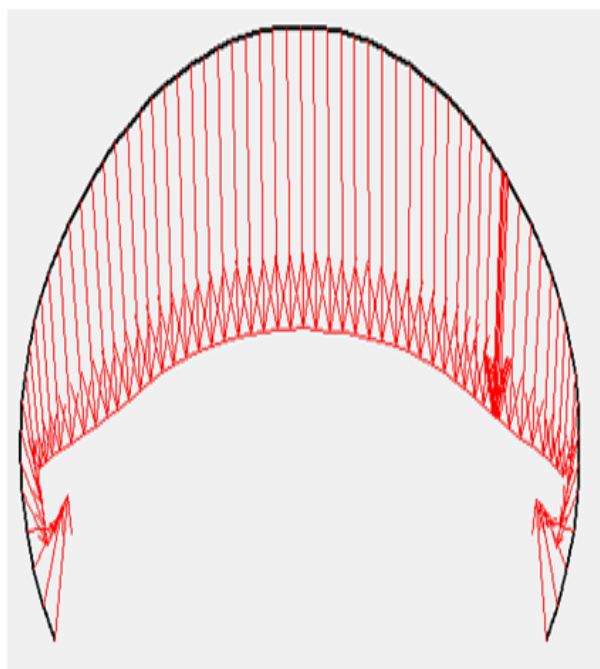
Les différents types de soutènement sont modélisés avec logiciel Plaxis, l'épaisseur de la section de renforcement allant de 1 m jusqu'à 7 m à partir de la section d'excavation de tunnel. Cette section contient des boulons d'ancrage de diamètre 32 mm espacés de 1 m au niveau de stross et un espacement de 2 m au niveau de la calotte. On déduit les différentes sollicitations inclues les déplacements dus à la nature du terrain entourant le tunnel.

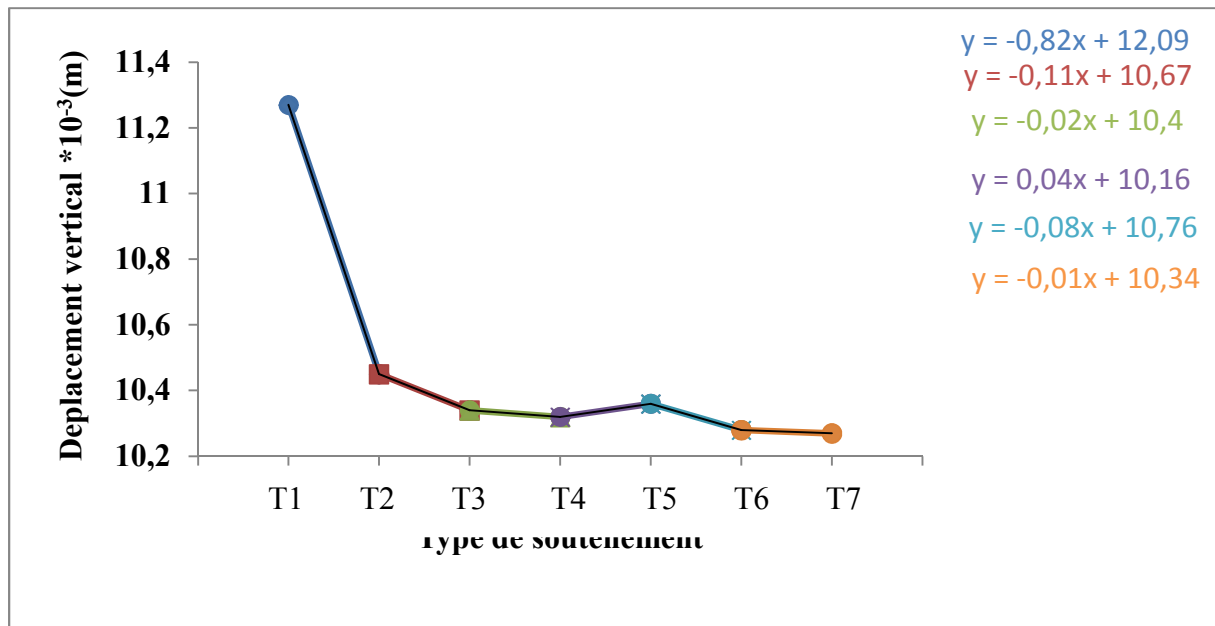
##### ➤ Déplacement vertical :

Nous remarquons que le déplacement vertical de premier type de soutènement (T1) représente la valeur la plus importante par rapport aux autres types (Figure 3), ce type de soutènement qui présente une longueur des boulons de renforcement de 1m ce qui donne une section de renforcement autour de tunnel moins importante que les sections des autres types. En plus, il existe une différence importante entre le déplacement vertical de type de soutènement T1 et le type de soutènement T2 qui est de l'ordre de 7,84%. Cette différence de déplacement diminue avec l'augmentation de la longueur L des boulons de renforcement. Il est fortement possible que le terrain entourant le tunnel qui est de l'argilite qui présente une cohésion de 300 Kpa est moins affecté par la longueur de la section de renforcement à partir de 2 m.

T1  $U_y = 11,27 \times 10^{-3} \text{m}$ T2 :  $U_y = 10,45 \times 10^{-3} \text{m}$ T3 :  $U_y = 10,34 \times 10^{-3} \text{m}$ T4 :  $U_y = 10,32 \times 10^{-3} \text{m}$



T5 :  $U_y = 10,30 \times 10^{-3} \text{m}$ T6 :  $U_y = 10,28 \times 10^{-3} \text{m}$ T7 :  $U_y = 10,27 \times 10^{-3} \text{m}$ **Figure VII.14** : Déplacement vertical de stross pour chaque type de soutènement



**Figure VII.15 :** Déplacement vertical dans les stross en fonction type de soutènement.

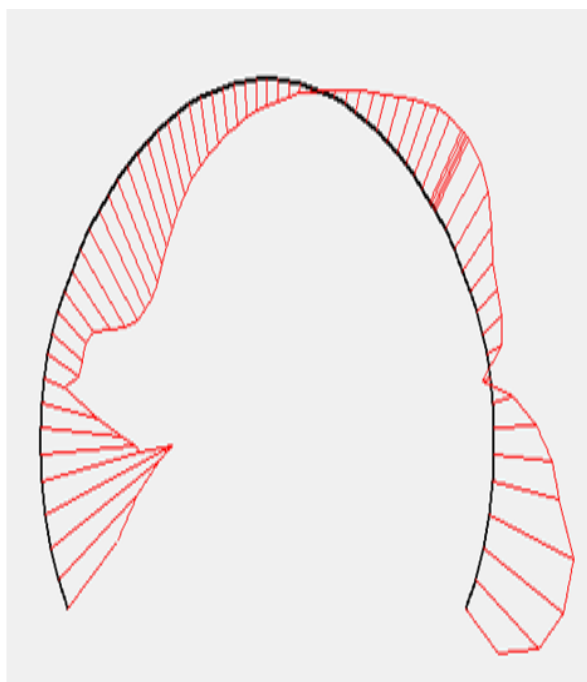
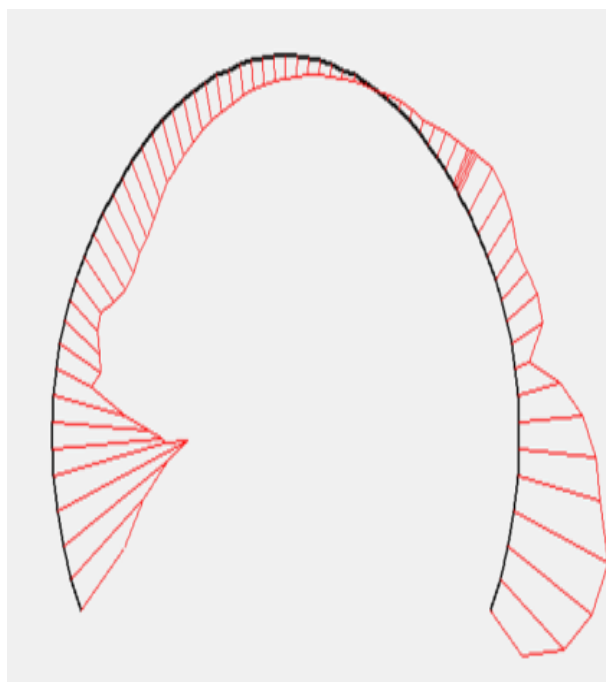
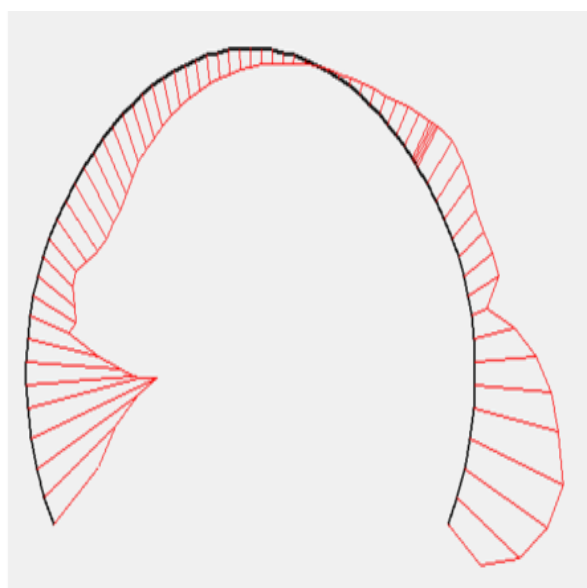
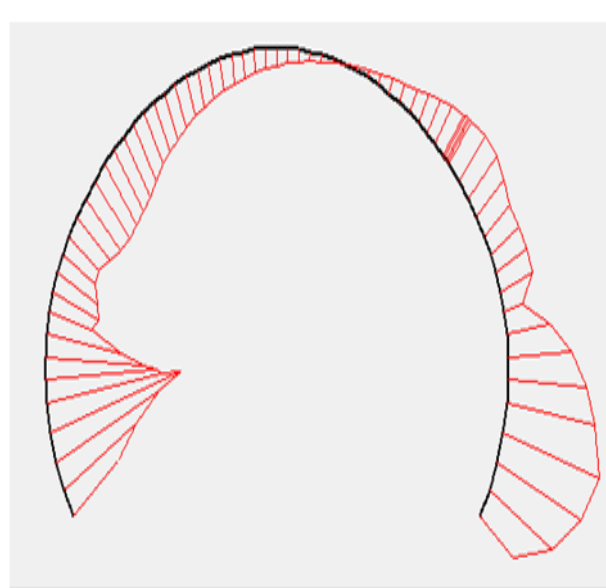
La valeur de la pente de la droite de régression de la courbe de tendance entre le premier type de soutènement (T1) et les autres types de soutènement (T2, T3, T4, T5, T6 et T7) est plus importante (de l'ordre de -0,82). Une diminution remarquable de déplacement vertical avec un taux de changement de -6,78% (tableau...) entre le type de soutènement T1 et T2. La différence entre ces deux types de soutènement est juste une augmentation d'une longueur des boulons de renforcement par une valeur de 1m (longueur des boulons  $L=2m$ ) qui va créer par la suite une section raide d'une épaisseur de 2m autour de tunnel. Cependant, l'augmentation de la longueur des boulons de renforcement de plus de 3m pour les types de soutènement T3, T4, T5, T6 et T7 donne une valeur de déplacement vertical au niveau des stross presque identiques avec un taux de changement de déplacement autour de -0,19%. Il est fortement possible que la longueur des boulons d'ancrage latéral  $L=3m$  est parfaitement suffisante pour une stabilité complète du déplacement au niveau des stross.

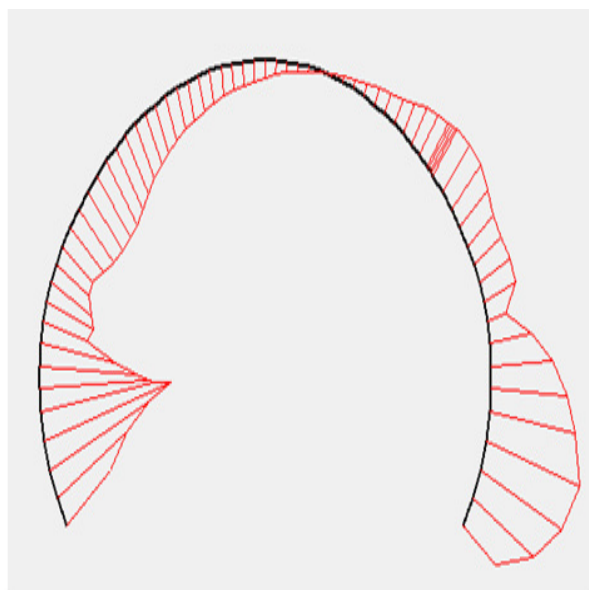
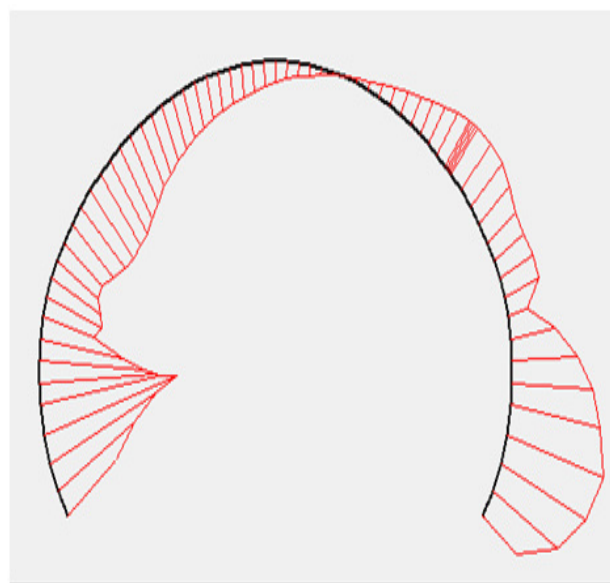
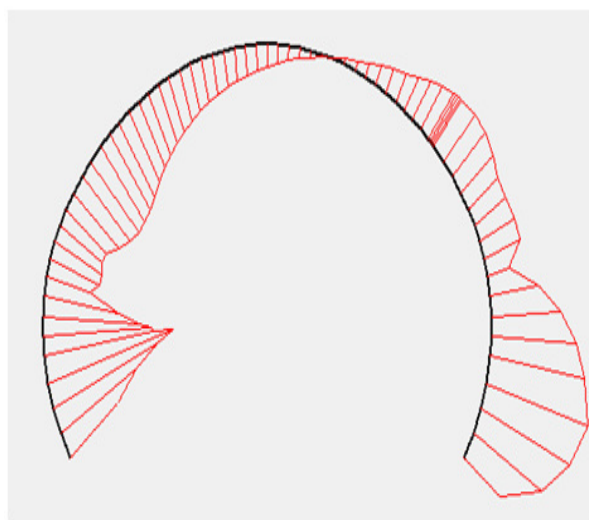
**Tableau VII.9 :** Taux de changement de déplacement vertical dans les stross.

	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
<b>B/A (%)</b>	0	-6,78	-1,03	-0,19	-0,19	-0,19	-0,09

➤ **Déplacement horizontal :**

Les résultats de déplacement vertical pour chaque type de soutènement sont représentés dans la **Figure VII.10**. On remarque sur ces figures que les déplacements horizontaux sont moins importants et approchent de 0 (entre 1,58 et 2,14 mm). Ces déplacements sont négligeables devant les déplacements verticaux qui sont très importants.

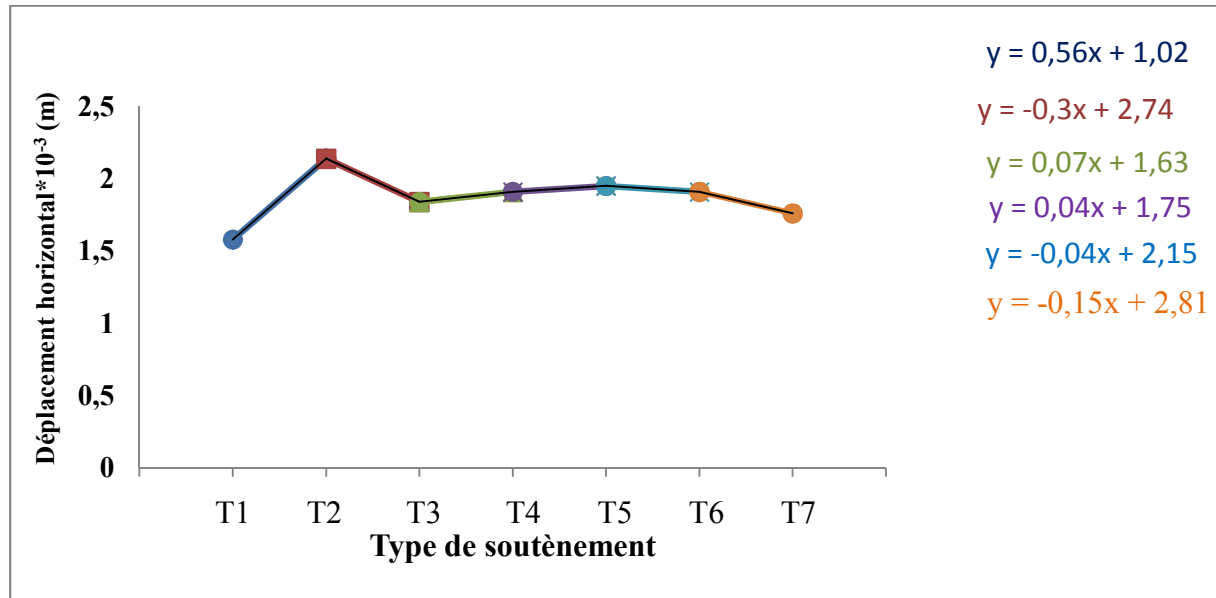
T1 :  $U_x = 1,58 \times 10^{-3} \text{ m}$ T2 :  $U_x = 2,14 \times 10^{-3} \text{ m}$ T3 :  $U_x = 1,84 \times 10^{-3} \text{ m}$ T4 :  $U_x = 1,91 \times 10^{-3} \text{ m}$

T5 :  $U_x = 1,95 \times 10^{-3} \text{ m}$ T6 :  $U_x = 1,91 \times 10^{-3} \text{ m}$ T7 :  $U_x = 1,76 \times 10^{-3} \text{ m}$ 

**Figure VII.16 :** Déplacement horizontal  $U_x$  dans le stross pour chaque type de soutènement.

L'excavation de tunnel par la méthode de demi-section dans une section importante de l'argilite (63m de hauteur au dessus de tunnel) qui présente un module d'élasticité de 4000MPa et une cohésion de 300KPa entraine un désordre incontrôlable dans le sol. Cependant, l'avantage principal dans la méthode d'excavation en demi-section est de commencer par la mise en place de plusieurs éléments de la calotte dans la partie supérieure de tunnel pour une longueur d'excavation importante. Ensuite une mise en place des stross et après de contre voute s'il existe. Cette procédure peut entraine une stabilité partielle de la partie latérale de tunnel (stross).

Figure VII.17 présente le déplacement horizontal en fonction de type de soutènement. On remarque sur cette figure que les déplacements horizontaux ne sont pas importants avec une légère augmentation pour le type de soutènement T2 qui est de l'ordre de 54,9% (Tableau ...). Il est très important de signaler que la partie latérale de tunnel est complètement stable et ne représente aucun risque d'effondrement ou d'endommagement pour tous les cas de soutènement ce qui nous permet d'augmenter l'espacement entre les boulons ou d'enlever complètement les boulons de renforcement au niveau des stross.



**Figure VII.17 :** Déplacement horizontal dans les stross en fonction de type de soutènement.

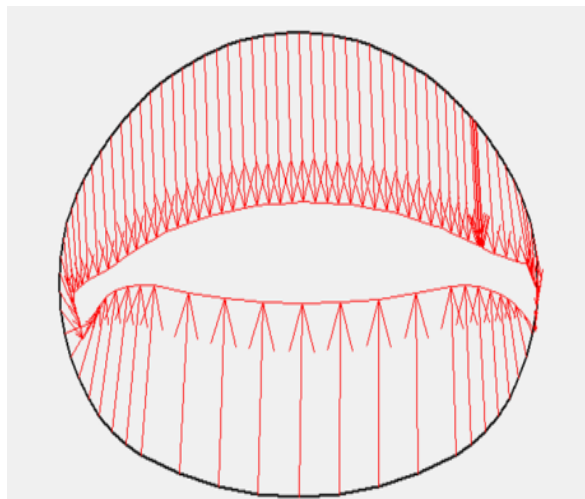
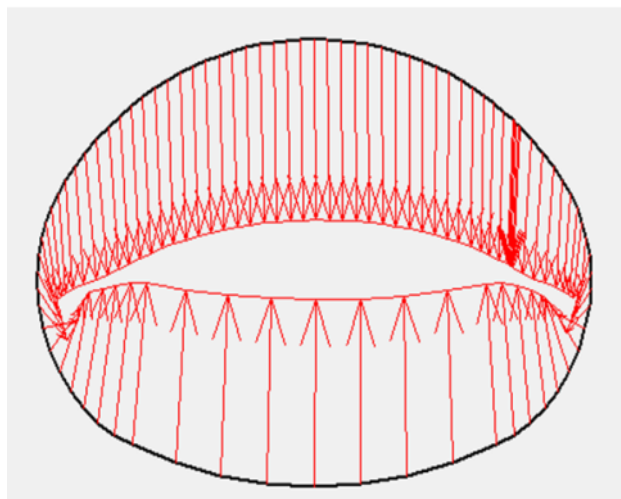
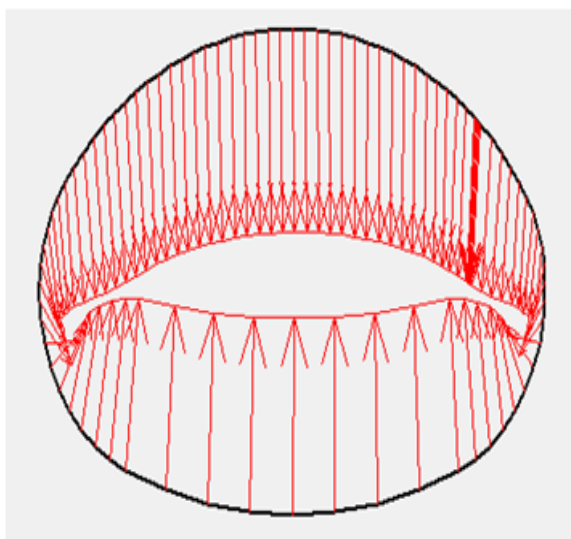
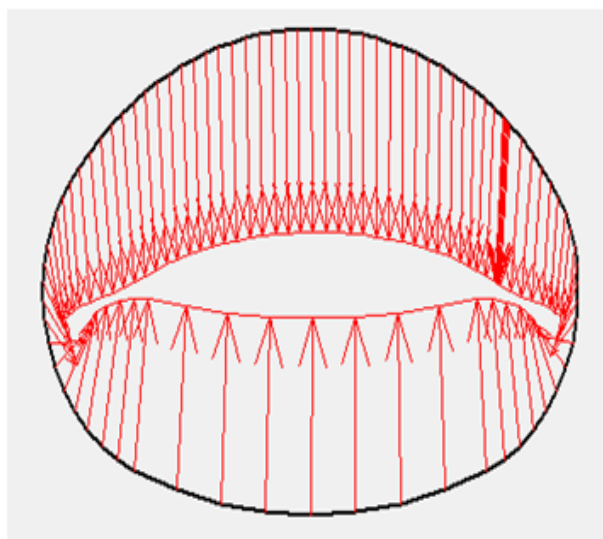
**Tableau VII.10 :** Taux de changement de déplacement horizontal des stross.

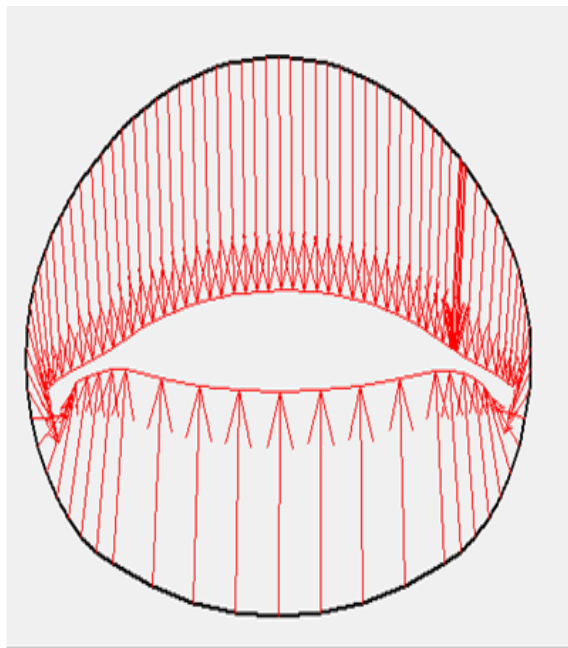
	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
<b>B/A (%)</b>	0	+54,90	-10,94	+4,29	+2,28	-1,86	-5,33

#### VII.4.1.3. L'effet de la section de renforcement sur le comportement de tunnel au niveau de Radier :

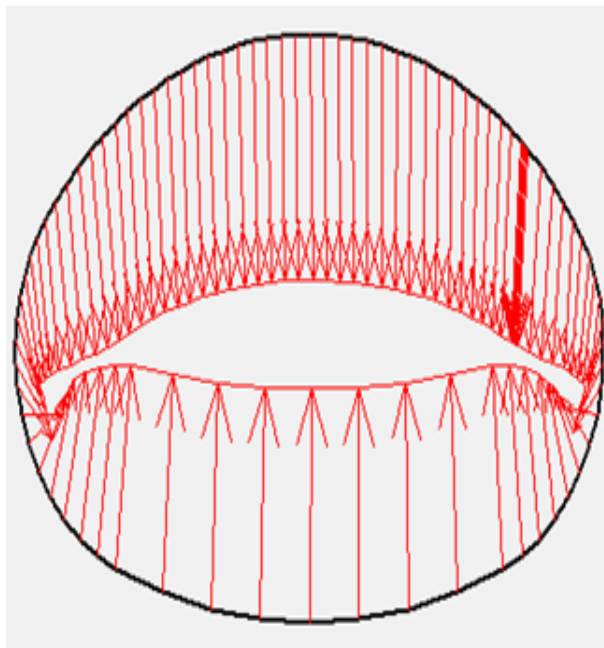
##### ➤ Déplacement vertical :

La Figure VII.12 présente les résultats de déplacement vertical dans le radier

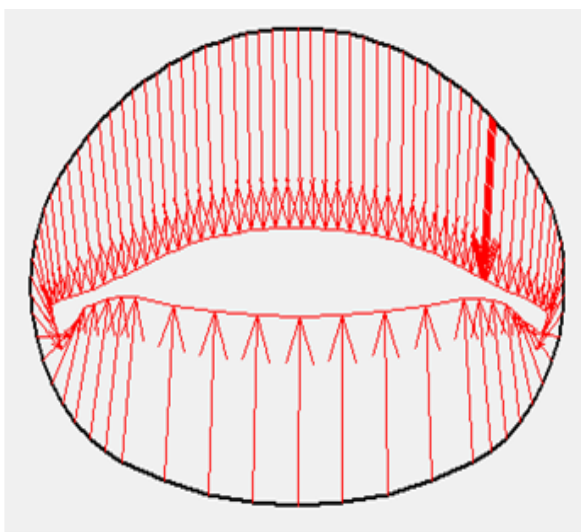
T1 :  $U_y = 10,04 \times 10^{-3} \text{m}$ T2 :  $U_y = 9,46 \times 10^{-3} \text{m}$ T3 :  $U_y = 9,41 \times 10^{-3} \text{m}$ T4 :  $U_y = 9,58 \times 10^{-3} \text{m}$



$$T5 : U_y = 9,69 \times 10^{-3} \text{m}$$



$$T6 : U_y = 9,74 \times 10^{-3} \text{m}$$



$$T7 : U_y = 9,75 \times 10^{-3} \text{m}$$

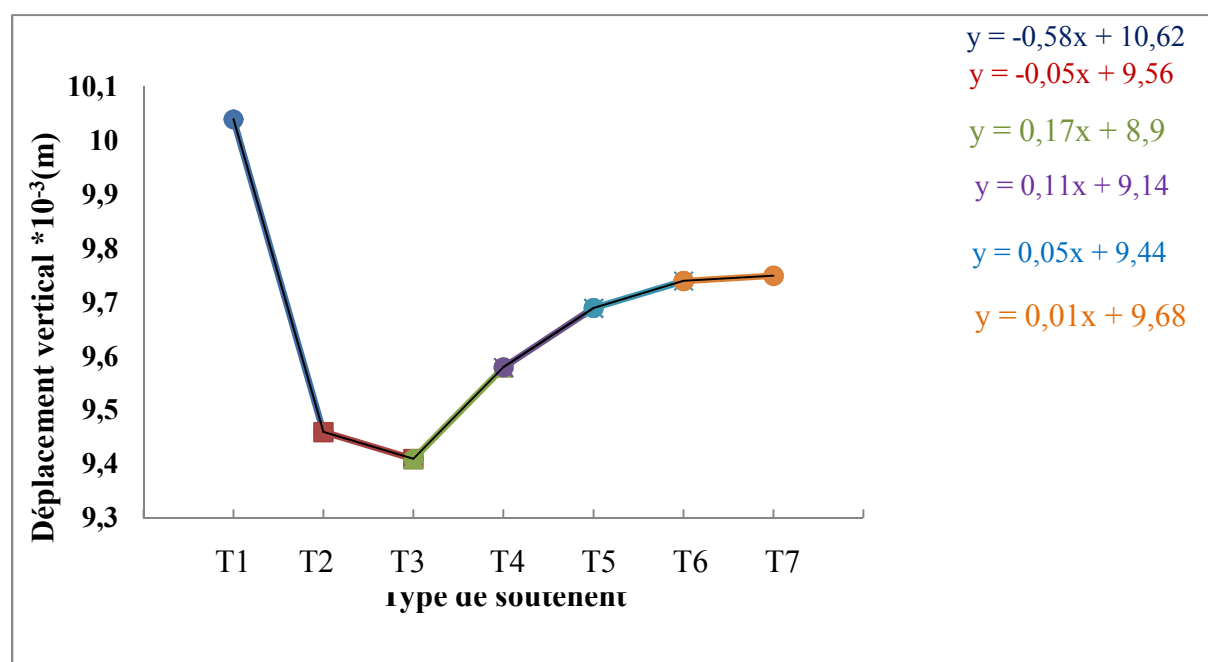
**Figure VII.18** : Déplacement vertical du radier pour chaque type de soutènement.

Le type de soutènement adopté pour notre section d'étude est ce callote+stross (absence de contre voute). Ce type de soutènement est utilisé généralement dans le cas où le terrain entourant le tunnel (section d'excavation) présente des bonnes caractéristiques physiques et mécaniques. La figure VII.18 présente le déplacement vertical  $U_v$  en fonction de la section de renforcement. On remarque sur cette figure que le déplacement vertical pour le cas de  $L=3\text{m}$  (T3) présente de la valeur minimale. Cette valeur augmente avec l'augmentation de la



longueur des boulons de renforcement avec une diminution du taux de changement de déplacement vertical. En effet, la partie inférieure de tunnel peut subir de pressions dues à l'excavation de la calotte et des stross, ces pressions entraînent des déformations instantanées et différées.

La méthode de creusement en demi-section de tunnel qui consiste à excaver en premier lieu une profondeur d'excavation importante de la parie supérieur (Callote), ensuite une excavation des stross et enfin la partie inférieure qui est le radier. Cette méthode entraine un avancement lent des travaux d'excavation avec une minimisation importante des déformations dues aux désordres des contraintes dans le sol. En effet, il est très important de signaler que les déplacements verticaux au niveau de radier ne sont pas importants (Valeur maximale 10 mm) malgré que la partie intérieur de tunnel ne présente aucun soutènement provisoire.



**Figure VII.19 :** Déplacement vertical dans le radier en fonction de type de soutènement

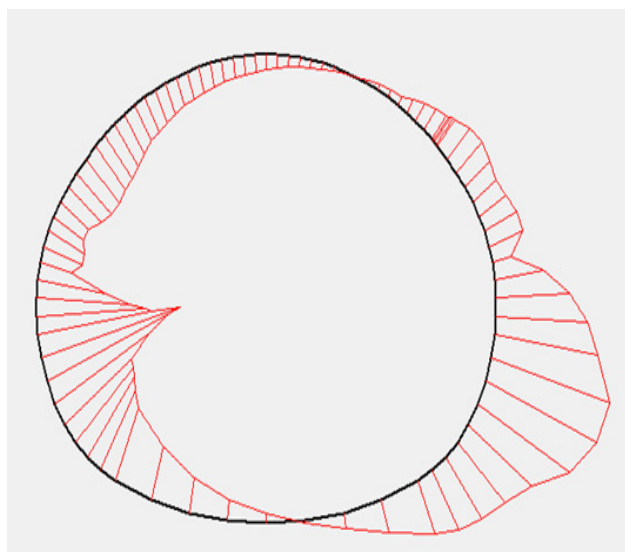
L'augmentation de l'épaisseur de la section renforcée autour de tunnel en particulier dans la calotte et stross due à l'augmentation de la longueur des boulons de renforcement provoque un équilibre de soutènement provisoire de tunnel. Cependant, cet équilibre n'est plus assuré à 100% dans la partie inférieure qui est due à l'absence d'une contre voute. En effet, le taux de changement de déplacement vertical dans le radier est moins affecté par le changement de la longueur des boulons de renforcement (Tableau VII.11).

**Tableau VII.11 :** Taux de changement de déplacement vertical de radier.

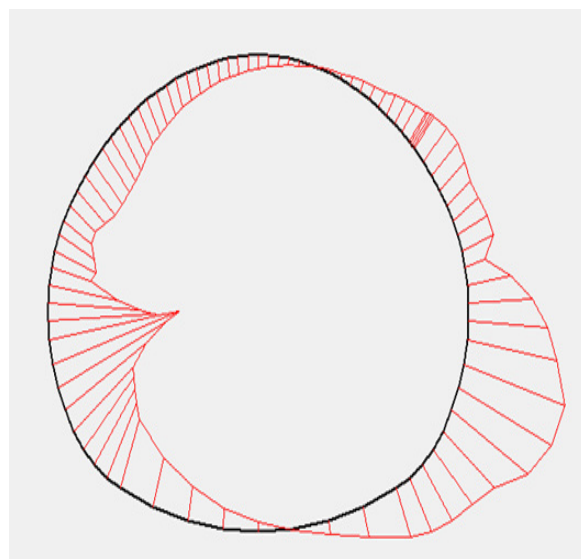
	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7
<b>B/A (%)</b>	0	-5,46	-0,52	+1,19	+1,2	+0,53	+0,1

➤ **Déplacement horizontal :**

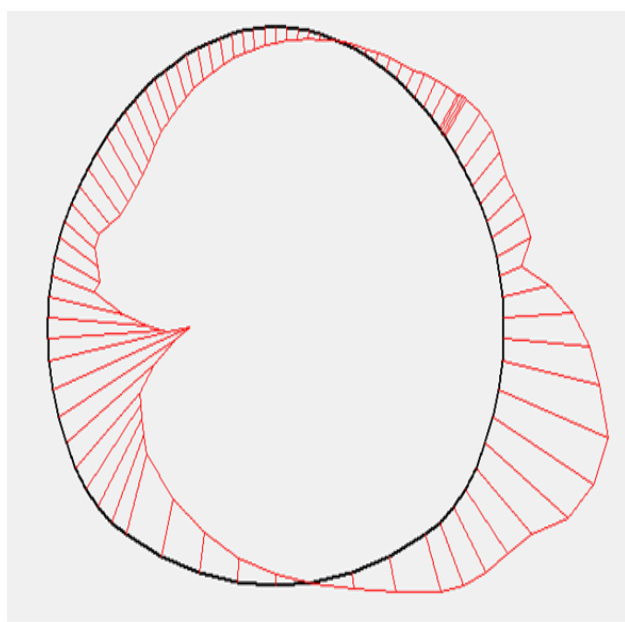
La Figure VII.20. présente les résultats de déplacement horizontal dans le radier



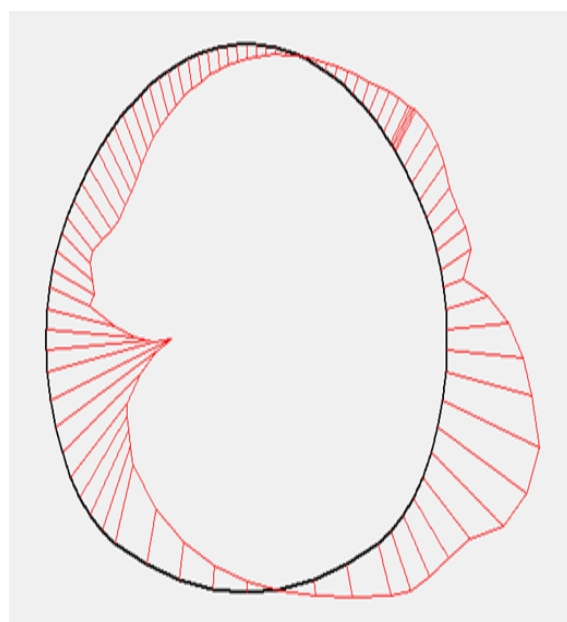
Déplacement horizontal  
 $U_x = 2,40 \times 10^{-3} \text{ m}$



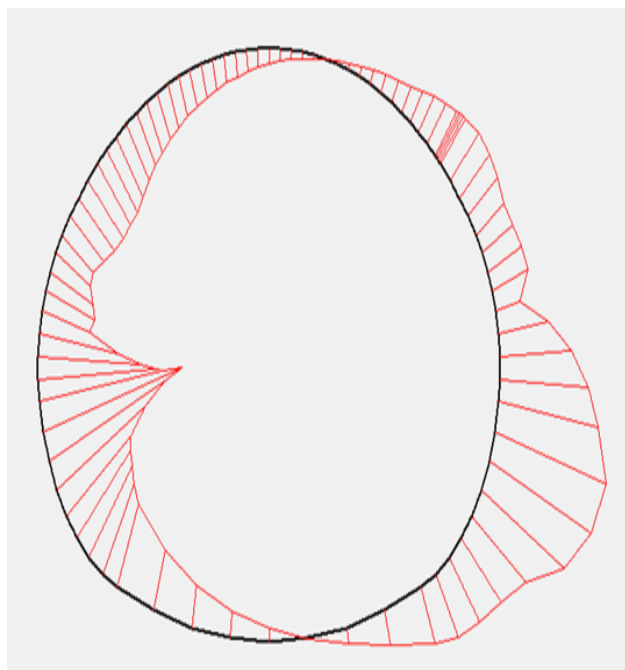
Déplacement horizontal  
 $U_x = 2,20 \times 10^{-3} \text{ m}$



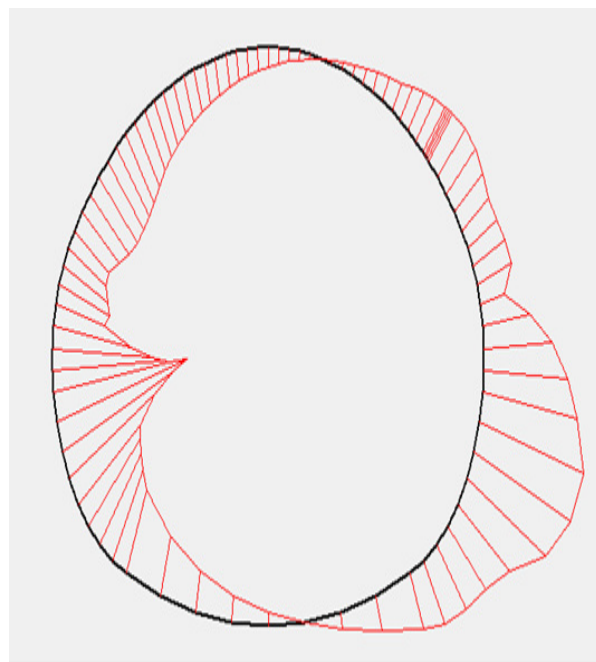
Déplacement horizontal  
 $U_x = 2,12 \times 10^{-3} \text{ m}$



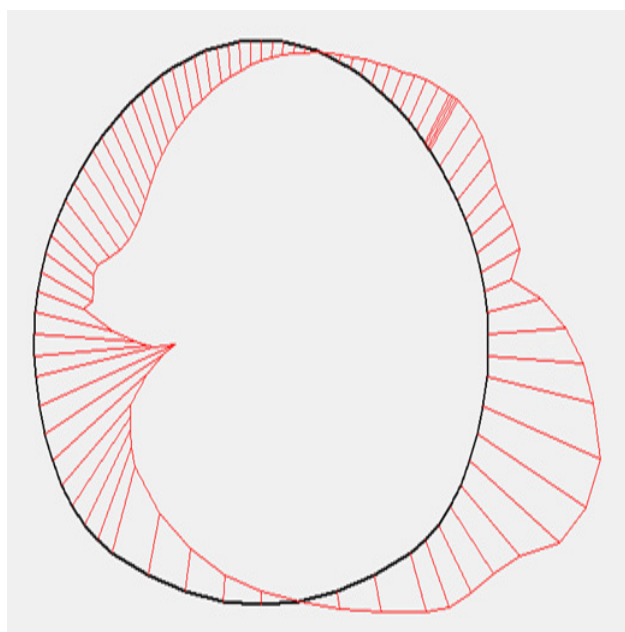
Déplacement horizontal  
 $U_x = 2,18 \times 10^{-3} \text{ m}$



Déplacement horizontal  
 $U_x = 2,23 \times 10^{-3} \text{ m}$



Déplacement horizontal  
 $U_x = 2,20 \times 10^{-3} \text{ m}$



Déplacement horizontal  
 $U_x = 2,05 \times 10^{-3} \text{ m}$

**La Figure VII.20.** Déplacement horizontal dans le radier pour chaque type de soutènement.

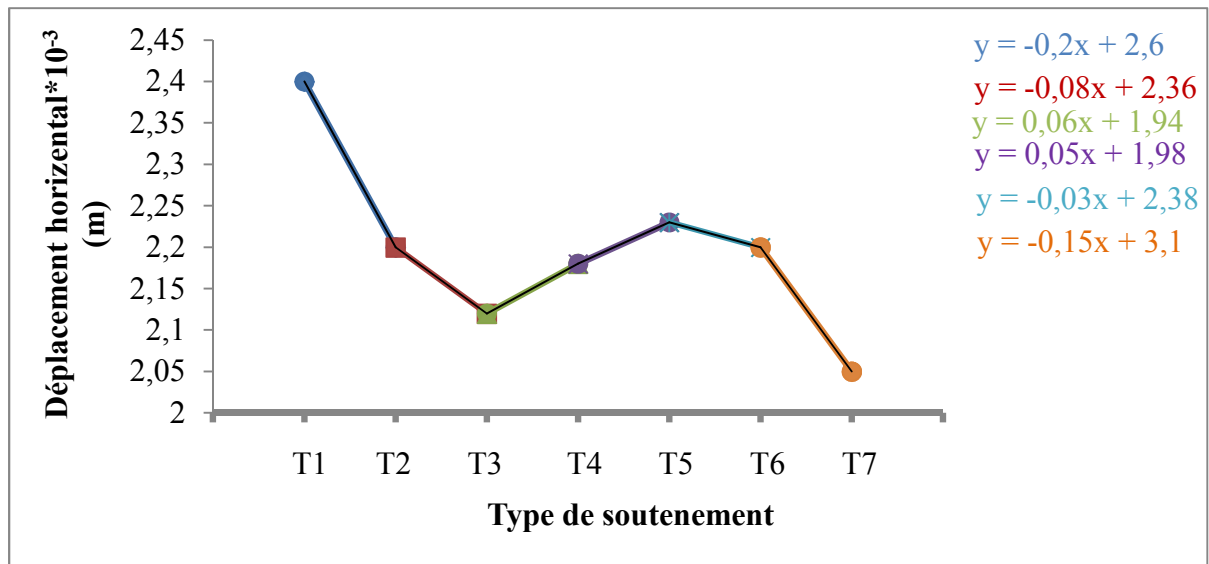


Figure VII.21 : Déplacement horizontal du radier en fonction de type de soutènement.

### VII.5.Vérification de soutènement provisoire :

La vérification de soutènement provisoire s'effectue sous les sollicitations qui sont obtenues après la mise en place de radier définitif, les graphes obtenus à l'aide du PLAXIS.

#### VII.5.1.Dans le cas de calotte de tunnel gauche :

$$N = -2,15 \times 10^3 \text{ KN} \quad T = -260,71 \text{ KN} \quad M = 138,11 \text{ KN.M}$$

##### ➤ Vérification du cintre :

$$M_S = \frac{3}{3 + \theta_m} M = \frac{3}{3 + 0,027} \times 138,11 = 136,87 \text{ KN.m}$$

$$N_S = \frac{3}{3 + \theta_n} N = \frac{3}{3 + 0,002} \times -2,15 \times 10^3 = -2148,56 \text{ KN}$$

$$\sigma_S = \gamma_f \left( \frac{N_S}{A_{HEB180}} \pm \frac{M_S}{W_{HEB180}} \right) < \sigma_e$$

$\gamma_f$ : Coefficient de pondération (égal à  $\frac{4}{3}$  selon CM66).

$$\sigma_e = 275000 \text{ KN/m}^2 .$$

##### ▪ Dans les fibres comprimées :

$$\sigma_S = \gamma_f \left( \frac{N_S}{A_{HEB180}} + \frac{M_S}{W_{HEB180}} \right) < \sigma_e$$

$$\sigma_S = 1,33 \left( \frac{-2148,56}{65,3 * 10^{-4}} + \frac{136,87}{425,7 * 10^{-6}} \right) < \bar{\sigma}_e$$

$$\sigma_S = |-9990,42| \text{KN/m}^2 < 275000 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

▪ Dans les fibres tendues :

$$\sigma_S = \gamma_f \left( \frac{N_S}{A_{HEB180}} - \frac{M_S}{W_{HEB180}} \right) < \sigma_e$$

$$\sigma_S = 1,33 \left( \frac{-2148,56}{65,3 * 10^{-4}} - \frac{136,87}{425,7 * 10^{-6}} \right) < \sigma_e$$

$$\sigma_S = |-865226,97| \text{KN/m}^2 > 275000 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

➤ Vérification du béton projeté :

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

$$I_{\acute{e}q} = \frac{bh^3}{12} + 15 A_S \left( \frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$A_{\acute{e}q} = bh + 15A_S$$

Avec :

$$A_S = 6\emptyset 8 = 3,02 \text{cm}^2$$

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

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

d : Largeur de la section de béton projeté .

$$I_{\acute{e}qu} = \frac{1 \times 0,2^3}{12} + 15 \times 3,02 \times 10^{-4} \left( \frac{0,2}{2} - 0,28 \right)^2 = 8,13 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$A_{\acute{e}qu} = bh + 15A_S$$

$$A_{\acute{e}qu} = 1 \times 0,2 + 15 \times 3,02 \times 10^{-4} = 0,204 \text{m}^2$$

$$M_b = \frac{\theta_m}{3 + \theta_m} M = \frac{0,027}{3 + 0,027} \times 138,11 = 1,23 \text{KN.m}$$

$$N_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} N = \frac{0,002}{3 + 0,002} \times -2,15 \times 10^3 = -1,43 \text{ KN}$$

On a :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de pondération (égal à 1.35).

➤ **Vérification à L'ELU :**

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

▪ **Dans les fibres comprimées :**

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

$$W_{eq} = \frac{I_{béton}}{\frac{h}{2}} = \frac{1,82 \times 10^{-3}}{\frac{0,2}{2}} = 0,0182 \text{ m}^3$$

$$A_{eq} = 1 \times 0,2 = 0,2 \text{ m}^2$$

$$F_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83 \text{ Mpa .}$$

$$\sigma_b = 1,35 \left( \frac{-1,43}{1 \times 0,2} + \frac{1,23}{0,018} \right) = 82,59 \text{ KN/m}^2 < 19830 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

▪ **Dans les fibres tendues :**

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

$$W_{eq} = \frac{I_{béton}}{\frac{h}{2}} = \frac{1,82 \times 10^{-3}}{\frac{0,2}{2}} = 0,0182 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{275}{1,15} = 239130,43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = 1,35 \left( \frac{-1,43}{1 \times 0,2} - \frac{1,23}{0,018} \right) = |-101,90| \text{ KN/m}^2 < 239130,43 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

La fissuration est préjudiciable .

- **Dans les fibres comprimées**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6(35) = 21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 1,35 \left( \frac{-1,43}{1 \times 0,2} + \frac{1,23}{0,018} \right) = 82,59 \text{ KN/m}^2 < 21000 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Dans les fibres tendues :**

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n f_{c28}} \right) = 183,33 \text{ MPa} \quad (n=1,6)$$

$$\sigma_b = 1,35 \left( \frac{-1,43}{1 \times 0,2} + \frac{1,23}{0,018} \right) = |-101,90| \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 183,33 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Vérification au cisaillement**

- **Vérification de cisaillement des cintres :**

$$\tau = \gamma_f * \left( \frac{T \times a \times S}{I_x \times \delta} \right) < \left( \frac{\sigma_e}{1,54} \right)$$

$a$  : Distance entre axe des cintres de soutènement.

$I_x$  : Moment d'inertie du profil par rapport à l'axe « x-x »

$S$  : Moment statique de la demi-section par rapport à l'axe « x-x »

$\delta$  : Epaisseur de l'âme du profilé

$\gamma_f$  : Coefficient de pondération= 4/3(CM66)

$$T_s = \frac{3}{3 + \theta_n} T = \frac{3}{3 + 0,002} \times -260,71 = -260,53 \text{ KN}$$

$$S = 426 \times 10^{-6} \text{ m}^3 .$$

$$I_x = 3831 \text{ cm}^2 .$$

$$\tau = 1,33 * \left( \frac{-260,53 \times 1 \times 426 \times 10^{-6}}{3831 \times 10^{-8} \times 0,009} \right) < \left( \frac{275000}{1,54} \right)$$

$$\tau = |-428118,81| \text{ KN/m}^2 > 178571,42 \text{ KN/ m}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

- **Vérification au cisaillement du béton projeté :**

$$\tau = \frac{T_b^{max}}{a \times d} < \bar{\tau}$$

$a$  = L'entre- axe des cintres.



$d$  = La hauteur utile de la section.

Donc, on a :

$$\bar{\tau} = \min(0, 15f_{c28}; 4PMa) = 3,5 \text{ Mpa}$$

$$T_b^{max} = \frac{3}{3 + \theta_n} T = -260,53 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{-260,53}{1 \times 0,2} = |-9,30| \text{ KN/m}^2 < 3500 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

### II.5.2. Cas de stress :

$$N = -1,82 \times 10^3 \text{ KN}$$

$$T = 261,55 \text{ KN}$$

$$M = 133,24 \text{ KN.M}$$

#### ➤ Vérification du cintre :

$$M_S = \frac{3}{3 + \theta_m} M = \frac{3}{3 + 0,027} \times 133,24 = 132,05 \text{ KN.m}$$

$$N_S = \frac{3}{3 + \theta_n} N = \frac{3}{3 + 0,002} \times -1,82 \times 10^3 = -1818,78 \text{ KN}$$

$$\sigma_S = \gamma_f \left( \frac{N_S}{A_{HEB180}} \pm \frac{M_S}{W_{HEB180}} \right) < \sigma_e$$

$\gamma_f$ : Coefficient de pondération (égal à  $\frac{4}{3}$  selon CM66).

$$\sigma_e = 275000 \text{ KN/m}^2$$

#### ▪ Dans les fibres comprimées :

$$\sigma_S = \gamma_f \left( \frac{N_S}{A_{HEB180}} + \frac{M_S}{W_{HEB180}} \right) < \sigma_e$$

$$\sigma_S = 1,33 \left( \frac{-1818,78}{65,3 * 10^{-4}} + \frac{132,05}{425,7 * 10^{-6}} \right) < \sigma_e$$

$$\sigma_S = |42118,67| \text{ KN/m}^2 < 275000 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

#### ▪ Dans les fibres tendues :

$$\sigma_S = \gamma_f \left( \frac{N_S}{A_{HEB180}} - \frac{M_S}{W_{HEB180}} \right) < \sigma_e$$

$$\sigma_S = 1,33 \left( \frac{-1818,78}{65,3 * 10^{-4}} - \frac{132,05}{425,7 * 10^{-6}} \right) < \sigma_e$$

$$\sigma_S = |-782999,95| \text{ KN/m}^2 > 275000 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{CNV}$$

➤ **Vérification du béton projeté :**

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

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

$$A_{\text{éq}} = bh + 15A_S$$

Avec :

$$A_S = 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2$$

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

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

d : Largeur de la section de béton projeté .

$$I_{\text{equ}} = \frac{1 \times 0,2^3}{12} + 15 \times 3,02 \times 10^{-4} \left(\frac{0,2}{2} - 0,28\right)^2 = 8,13 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$A_{\text{equ}} = bh + 15A_S$$

$$A_{\text{equ}} = 1 \times 0,2 + 15 \times 3,02 \times 10^{-4} = 0,204 \text{ m}^2$$

$$M_b = \frac{\theta_m}{3 + \theta_m} M = \frac{0,027}{3 + 0,027} \times 133,24 = 1,188 \text{ KN.m}$$

$$N_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} N = \frac{0,002}{3 + 0,002} \times -1,82 \times 10^3 = -1,212 \text{ KN}$$

On a:

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de pondération (égal à 1.35).

➤ **Vérification à L'ELU :**

$$\sigma_b = \gamma_b \left( \frac{N_b}{A_{\text{eq}}} \pm \frac{M_b}{W_{\text{eq}}} \right) < f_{bu}$$

▪ **Dans les fibres comprimées :**

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

$$W_{eq} = \frac{I_{béton}}{\frac{h}{2}} = \frac{0,85 \times 10^{-3}}{\frac{0,2}{2}} = 0,018 \text{ m}^3$$

$$A_{eq} = 1 \times 0,2 = 0,2 \text{ m}^2$$

$$F_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83 \text{ Mpa .}$$

$$\sigma_b = 1,35 \left( \frac{-1,212}{1 \times 0,2} + \frac{1,188}{0,018} \right) = 80,919 \text{ KN/m}^2 < 19830 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

▪ **Dans les fibres tendues :**

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

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 239130,43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = 1,35 \left( \frac{-1,212}{1 \times 0,2} - \frac{1,188}{0,018} \right) = |-97,281| \text{ KN/m}^2 < 239130,43 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

La fissuration est préjudiciable .

▪ **Dans les fibre comprimée**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6(35) = 21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 1,35 \left( \frac{-1,212}{1 \times 0,2} + \frac{1,188}{0,018} \right) = 80,919 \text{ KN/m}^2 < 21000 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

▪ **Dans les fibre tendue :**

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n f_{c28}} \right) = 183,33 \text{ MPa} \quad (n=1,6)$$

$$\sigma_b = 1,35 \left( \frac{-1,212}{1 \times 0,2} + \frac{1,188}{0,018} \right) = |-97,281| \frac{KN}{m^2} < 183,33 \frac{KN}{m^2} \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification au cisaillement**

▪ **Vérification de cisaillement des cintres :**

$$\tau = \gamma_f * \left( \frac{T \times a \times S}{I_X \times \delta} \right) < \left( \frac{\sigma_e}{1,54} \right)$$

**a** : Distance entre axe des cintres de soutènement.

**I<sub>X</sub>** : Moment d'inertie du profil par rapport à l'axe « x-x »

**S** : Moment statique de la demi-section par rapport à l'axe « x-x »

**δ** : Epaisseur de l'âme du profilé

**γ<sub>f</sub>** : Coefficient de pondération= 4/3(CM66)

$$T_s = \frac{3}{3 + \theta_n} T = \frac{3}{3 + 0,002} \times 261,55 = 261,37 \text{ KN}$$

$$S = 426 \times 10^{-6} \text{ m}^3 .$$

$$I_x = 3831 \text{ cm}^2 .$$

$$\tau = 1,33 * \left( \frac{261,37 \times 1 \times 426 \times 10^{-6}}{3831 \times 10^{-8} \times 0,009} \right) < \left( \frac{275000}{1,54} \right)$$

$$\tau = |429499,15| \text{ KN/m}^2 > 178571,42 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots CNV$$

▪ **Vérification au cisaillement du béton projeté :**

$$\tau = \frac{T_b^{max}}{a \times d} < \bar{\tau}$$

a = L'entre- axe des cintres.

d = La hauteur utile de la section.

Donc, on a :

$$\bar{\tau} = \min (0,15 f_{c28} ; 4PMa) = 3,5 \text{ Mpa}$$

$$T_b^{max} = \frac{3}{3 + \theta_n} T = 261,37 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{261,37}{1 \times 0,2} = 933,46 \text{ KN/m}^2 < 3500 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

### VII.5.3.Cas de radier :

$$N = -1,74 \times 10^3 \text{ KN}$$

$$T = -241,07 \text{ KN}$$

$$M = 143,98 \text{ KN.M}$$

➤ **Vérification du cintre :**

$$M_S = \frac{3}{3 + \theta_m} M = \frac{3}{3 + 0,027} \times 143,98 = 142,69 \text{ KN.m}$$

$$N_S = \frac{3}{3 + \theta_n} N = \frac{3}{3 + 0,002} \times -1,74 \times 10^3 = -1738,84 \text{ KN}$$

$$\sigma_S = \gamma_f \left( \frac{N_S}{A_{HEB180}} \pm \frac{M_S}{W_{HEB180}} \right) < \sigma_e$$

$\gamma_f$ : Coefficient de pondération (égal à  $\frac{4}{3}$  selon CM66).

$$\sigma_e = 275000 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Dans les fibres comprimées :**

$$\sigma_S = \gamma_f \left( \frac{N_S}{A_{HEB180}} + \frac{M_S}{W_{HEB180}} \right) < \sigma_e$$

$$\sigma_S = 1,33 \left( \frac{-1738,84}{65,3 * 10^{-4}} + \frac{142,69}{425,7 * 10^{-6}} \right) < \sigma_e$$

$$\sigma_S = |91642,66| \text{ KN/m}^2 < 275000 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

▪ **Dans les fibres tendues :**

$$\sigma_S = \gamma_f \left( \frac{N_S}{A_{HEB180}} - \frac{M_S}{W_{HEB180}} \right) < \sigma_e$$

$$\sigma_S = 1,33 \left( \frac{-1738,84}{65,3 * 10^{-4}} - \frac{142,69}{425,7 * 10^{-6}} \right) < \sigma_e$$

$$\sigma_S = |-799960,33| \text{ KN/m}^2 > 275000 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

➤ **Vérification du béton projeté :**

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

$$I_{\acute{e}q} = \frac{bh^3}{12} + 15 A_S \left( \frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$A_{\acute{e}q} = bh + 15A_S$$

Avec :

$$A_S = 6\emptyset 8 = 3,02 \text{ cm}^2$$

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

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

d : Largeur de la section de béton projeté .

$$I_{equ} = \frac{1 \times 0,2^3}{12} + 15 \times 3,02 \times 10^{-4} \left( \frac{0,2}{2} - 0,28 \right)^2 = 8,13 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

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

$$A_{equ} = 1 \times 0,2 + 15 \times 3,02 \times 10^{-4} = 0,204 \text{ m}^2$$

$$M_b = \frac{\theta_m}{3 + \theta_m} M = \frac{0,027}{3 + 0,027} \times 143,98 = 1,28 \text{ KN.m}$$

$$N_b = \frac{\theta_n}{3 + \theta_n} N = \frac{0,002}{3 + 0,002} \times -1,74 \times 10^3 = -1,15 \text{ KN}$$

On a:

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de pondération (égal à 1.35).

➤ **Vérification à L'ELU :**

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

▪ **Dans les fibres comprimées :**

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

$$W_{eq} = \frac{I_{b\acute{e}ton}}{\frac{h}{2}} = \frac{0,85 \times 10^{-3}}{\frac{0,2}{2}} = 0,0182 \text{ m}^3$$

$$A_{eq} = 1 \times 0,2 = 0,2 \text{ m}^2$$

$$F_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83 \text{ Mpa} .$$

$$\sigma_b = 1,35 \left( \frac{-1,15}{1 \times 0,2} + \frac{1,28}{0,0182} \right) = 87,18 \text{ KN/m}^2 < 19830 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

▪ **Dans les fibres tendues :**

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

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 239130,43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = 1,35 \left( \frac{-1,15}{1 \times 0,2} - \frac{1,28}{0,018} \right) = |-103,76| \text{ KN/m}^2 < 239130,43 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

La fissuration est préjudiciable .

▪ **Dans les fibre comprimée**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6(35) = 21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 1,35 \left( \frac{-1,15}{1 \times 0,2} + \frac{1,28}{0,018} \right) = 87,18 \text{ KN/m}^2 < 21000 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

▪ **Dans les fibre tendue :**

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n f_{c28}} \right) = 183,33 \text{ MPa} \quad (n=1,6)$$

$$\sigma_b = 1,35 \left( \frac{-1,15}{1 \times 0,2} - \frac{1,28}{0,018} \right) = |-103,76| \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 183,33 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots\dots\dots \text{CV}$$



➤ **Vérification au cisaillement**

▪ **Vérification de cisaillement des cintres :**

$$\tau = \gamma_f * \left( \frac{T \times a \times S}{I_x \times \delta} \right) < \left( \frac{\sigma_e}{1,54} \right)$$

$a$  : Distance entre axe des cintres de soutènement.

$I_x$  : Moment d'inertie du profil par rapport à l'axe « x-x »

$S$  : Moment statique de la demi-section par rapport à l'axe « x-x »

$\delta$  : Epaisseur de l'âme du profilé

$\gamma_f$  : Coefficient de pondération= 4/3(CM66)

$$T_s = \frac{3}{3 + \theta_n} T = \frac{3}{3 + 0,002} \times -240,90 = -240,73 \text{ KN}$$

$$S = 426 \times 10^{-6} \text{ m}^3 .$$

$$I_x = 3831 \text{ cm}^2 .$$

$$\tau = 1,33 * \left( \frac{-240,73 \times 1 \times 426 \times 10^{-6}}{3831 \times 10^{-8} \times 0,009} \right) < \left( \frac{275000}{1,54} \right)$$

$$\tau = 297430,26 \text{ KN/m}^2 > 178571,42 \text{ KN/ m}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

▪ **Vérification au cisaillement du béton projeté :**

$$\tau = \frac{T_b^{max}}{a \times d} < \bar{\tau}$$

$a$  = L'entre- axe des cintres.

$d$  = La hauteur utile de la section.

Donc, on a :

$$\bar{\tau} = \min (0,15 f_{c28} ; 4PMa) = 3,5 \text{ Mpa}$$

$$T_b^{max} = \frac{3}{3 + \theta_n} T = -240,73 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{-240,73}{1 \times 0,2} = -1203,65 \text{ KN/m}^2 < 3500 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

**VII.6.Conclusion :**

Une modélisation numérique par logiciel Plaxis des types de soutènement a été effectuée dans ce chapitre avec la mise en place de plusieurs longueurs des boulons d'ancrages (allant de 1m jusqu'au 7m). Les résultats obtenus montrent que cette longueur 1,2,3,4,5,6 et 7m de renforcement qui entraîne une naissance d'une section bien renforcée et raide autour de tunnel (en particulier pour la calotte et stross), présente un effet très important sur la réponse des différentes parties du soutènement provisoire au moment d'excavation de tunnel (calotte, stross, radier).

## Conclusion générale

Dans ce travail, on a abordé à l'étude de l'influence d'un renforcement par boulonnage passif sur la stabilité de soutènement provisoire d'une partie de tunnel de Texana. Une analyse numérique et statistique simplifiée ont été développées pour évaluer l'apport des boulons sur la maîtrise des mouvements du terrain et sur l'amélioration de la stabilité de soutènement de tunnel. Cette analyse est effectuée sur sept (07) types de soutènement provisoire avec plusieurs longueurs des boulons de renforcement allant de 01m jusqu'à 07m.

Durant l'élaboration de toutes les phases de ce travail, il nous a permis de :

- Connaître les différentes étapes de réalisation d'un tunnel ainsi que les différents problèmes que l'on peut rencontrer,
- Connaître les différentes méthodes de creusement et de soutènement.
- Saisir l'importance des études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques dans le choix de la méthode d'excavation, du soutènement ainsi que dans le choix du tracé du tunnel.
- Prendre connaissance des différentes méthodes de détermination des charges agissantes sur le tunnel.
- Maîtriser les méthodes d'analyse numérique en utilisant le logiciel Plaxis.
- La bonne compréhension des méthodes de mise en place des boulons d'ancrage au niveau de tunnel.

D'après les résultats obtenus on permet de conclure ce qui suit :

- l'importance des données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques dans le choix de la méthode d'excavation, du soutènement ainsi que dans le choix du tracé du tunnel.
- La méthode de creusement utilisée par l'entreprise MAPA dans la réalisation de tunnel Texanna est plus adéquate par rapport aux matériels disponibles sur chantier ( Machine à attaque ponctuelle , pelles rétro caveuses , fraiseuse ...) et les caractéristiques de terrain.
- La méthode de TERZAGHI pour le calcul des contraintes horizontales agissantes sur le tunnel prend en considération seulement les caractéristiques géotechniques de la couche adjacente de tunnel.
- L'effet important de la présence des boulons de renforcement sur la stabilité de soutènement provisoire de tunnel.
- La stabilité de soutènement provisoire est fonction de l'épaisseur de la section renforcée au dessus de tunnel. L'existence de cette section entraîne une diminution remarquable des déplacements verticaux, en particulier, pour la calotte et les stross.
- La longueur des boulons de renforcement situés au niveau de calotte et stross a un effet négligeable sur les déplacements de soutènement au niveau de radier, en particulier pour les déplacements horizontaux.
- Une longueur des boulons de renforcement entre 2m et 3m est probablement satisfaisante pour atteindre la stabilité de soutènement provisoire de la partie de calcul dans notre projet.

**❖ Abattage :**

Opération de désagrégation du terrain à excaver provoquant sa chute au pied de la paroi Attaquée où les déblais sont repris par les engins de marinage.

Ce terme est également employé, notamment au pluriel, pour désigner certaines phases D'exécution en section divisée (abattages latéraux).

**❖ Aléreur:**

Machine à appui radial réalisant la section définitive par alésages successifs à partir d'un Avant-trou axial.

**❖ Anneau:**

Tranche élémentaire du revêtement d'un tunnel creusé au moyen d'un tunnelier.

**❖ Anneau universel:**

Tranche élémentaire du revêtement d'un tunnel creusé au tunnelier dont les faces avant et Arrière ne sont pas parallèles de manière à prendre une direction dépendant de la position de la clé.

**❖ Avancement:**

Longueur de tunnel sur laquelle une opération est effectuée pendant un temps donné (heure, Jour, mois, poste).

L'opération peut être une opération élémentaire (excavation, petite galerie, bétonnage, demisection supérieure) ou l'ensemble d'un cycle d'opérations concourant à l'exécution de tout ou partie d'un tronçon d'ouvrage.

**❖ 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, Bloquées au terrain encaissant et s'appuyant sur les cintres.

Ce terme peut aussi désigner le matériel utilisé pour cette opération.

**❖ Blocage :**

Opération de mise en place d'un matériau (généralement du béton) utilisé pour le remplissage De l'espace vide entre un soutènement et la surface excavée.

**❖ Bouchon:**

En galerie ou en puits les mines disposent d'un plan unique de dégagement, constitué par le Front d'abattage.

Le bouchon est le plus petit ensemble de mines susceptible d'engendrer une seconde surface De dégagement en créant une cavité de forme donnée dont la profondeur atteint la longueur Choisie pour l'abattage.

Le bouchon peut être creusé manuellement, mécaniquement ou à l'explosif.

**❖ Bouclier:**

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 oeuvre à l'abri du bouclier.

**❖ Bouclier à air comprimé :**

Bouclier travaillant sous enceinte d'air comprimé. La pression d'air comprimé peut être Limitée, soit au seul front de taille soit à l'ensemble du chantier d'avancement.

**❖ Bouclier à boue :**

Bouclier utilisant une boue qui, placée dans la partie avant du bouclier, assure à la fois la Stabilité provisoire des parois et le transport des déblais.

❖ **Bouclier à front pressurisé:**

Bouclier à front fermé dont la chambre d'abattage est mis en pression contrôlée.

❖ **Bouclier à pression de terre:**

Bouclier à front pressurisé dont la pression sur le front de taille est exercé par le terrain Excavé.

❖ **Boulon:**

Tige métallique destinée à renforcer la roche. Mise en place dans un forage, elle est ancrée Dans la roche à une extrémité ou sur toute sa longueur et serrée sur la surface rocheuse au Moyen d'une plaque et d'un écrou à l'autre extrémité qui est filetée. Pour renforcer le front de Taille des tunnels on utilise des boulons en fibre de verre de grande longueur, faciles à détruire lors de l'abattage.

❖ **Boulonnage radial:**

Opération consistant à renforcer le terrain autour d'une galerie par des boulons disposés Radialement en auréoles successives.

❖ **Bulle d'air :**

Dans les boucliers à pression de boue, système de régulation par pression d'air comprimé de la pression de boue au front de taille.

❖ **Cake :**

Fine membrane d'imprégnation de boue se formant sur la surface du front de taille et assurant sa stabilité.

❖ **Calotte :**

Partie supérieure et centrale de la voûte.

❖ **Chambre d'abattage :**

Espace du bouclier, en contact avec le front où est réalisé l'abattage du matériau. Dans le cas du bouclier fermé, cet espace est clos à l'arrière par une cloison dite "cloison étanche", cet espace peut alors être pressurisé.

❖ **Cintre :**

Support en forme d'arc réalisé au profil du tunnel et mis en place contre la paroi pour soutenir le terrain, soit directement avec des calages, soit par l'intermédiaire d'un blindage. Il est Généralement en acier.

❖ **Cintre lourd :**

Cintre réalisé à partir d'un profilé métallique (généralement de type IPN, HEA, HEB).

❖ **Cintre réticulé :**

Cintre constitué de barres d'acier à haute limite élastique (généralement armatures pour béton Armé) liaisonnées par des aciers secondaires constituant une "réticulation".

❖ **Clé (de voûte) :**

Section de la voûte située dans son plan de symétrie.

❖ **Confinement (contrainte de) :**

Contrainte qui apparaît à l'interface entre le terrain encaissant et le soutènement (ou le Revêtement) et qui résulte de leur interaction.

**❖ Confinement :**

Désigne le phénomène générateur des contraintes de confinement et éventuellement les Moyens mis en oeuvre pour le provoquer.

**❖ Confinement (pression de) :**

Pression appliquée au front de taille dans les boucliers à front pressurisé.

**❖ Convergence :**

Variation de longueur de toute corde d'une section droite d'une cavité souterraine, mesurée Après excavation.

S'utilise aussi pour désigner le déplacement radial d'un point de la paroi.

Désigne également le phénomène qui provoque ces variations de longueur.

**❖ Couverture :**

Distance verticale mesurée entre la cote de la surface du terrain naturel et la cote de la clé de Voûte.

La couverture latérale est la plus petite distance entre la surface du versant et la paroi de L'excavation.

**❖ Creusement :**

Ensemble des opérations d'abattage et de marinage.

Au sens large, peut désigner l'ensemble des opérations de réalisation d'un tunnel.

**❖ Cuvette de tassement :**

Dépression provoquée à la surface du sol par le creusement d'un tunnel.

**❖ Décompression (zone décomprimée) :**

Phénomènes qui accompagnent la modification des contraintes naturelles dans le terrain au Voisinage de l'excavation. Dans les roches, la décompression peut se traduire par l'ouverture ou la création de fissures dans certaines zones et par le dépassement de la limite de rupture en

**❖ Déconfinement :**

Phénomène de diminution de contrainte à la paroi d'une cavité.

**❖ Découpage soigné :**

Adaptation du plan de tir consistant à rapprocher les trous de couronne, à limiter la charge D'explosif et à la répartir tout le long des trous en vue de diminuer les irrégularités de la surface de dérochement. Le tir des charges de couronne est effectué en dernier dans la mise à feu de la volée.

**❖ Demi-section :**

Le creusement en demi-section désigne le creusement d'un tunnel en deux phases décalées dans le temps et dans l'espace. On réalise d'abord le creusement de la demi-section supérieure puis celui de la demi-section inférieure (ou stross).

**❖ Direction (creusement en) :**

Cas où l'axe du tunnel est sensiblement parallèle aux couches successives ou aux principales Discontinuités.

**❖ Enfilage :**

Soutènement réalisé avant abattage par enfoncement dans le terrain de barres ou profilés Métalliques en pourtour de la future excavation.

**❖ En profil (ou sous profil) :**

Volume de terrain situé, après excavation, à l'intérieur du contour prévu. Peut également S'appliquer au volume de revêtement qui serait à l'intérieur du contour prévu pour l'intrados.

**❖ Erecteur :**

Dispositif mécanique permettant la mise en place du soutènement provisoire ou définitif (et Notamment des anneaux de voussoirs dans le creusement au tunnelier).

**❖ Etanchement :**

Opération visant à limiter à une valeur acceptable ou à annuler le débit d'eau qui traverse un Revêtement.

**❖ Excavation :**

Ensemble des deux opérations d'abattage et de marinage. Peut désigner le résultat c'est-à-dire le volume vide laissé par celles-ci.

**❖ Extrusion :**

Déplacement axial vers la cavité du noyau de terrain non encore excavé situé en avant du Front de taille.

**❖ Foration:**

Opération consistant à réaliser un trou à l'aide d'un outil animé d'un mouvement de rotation Et/ou de percussion (Pour mise en place de mines ou de boulons).compression dans d'autres zones.

**❖ Grippeur :**

Ensemble destiné à supporter la poussée d'un tunnelier en bloquant la machine contre le Terrain au moyen d'un patin d'appui mû par un vérin. S'utilise sur les machines pleine face en roche dure.

**❖ Habillage :**

Structure légère (ou même simplement peinture) mise en place contre la paroi du tunnel et n'ayant pas de rôle de soutènement.

**❖ Hors-profil :**

Volume excavé à l'extérieur d'un contour prévu.

**❖ Injection de bourrage :**

Injection de remplissage du vide annulaire laissé à l'arrière du tunnelier, à l'échappement du joint de queue, dans le cas d'un tunnel revêtu par voussoirs.

**❖ Joint de queue :**

Joint assurant l'étanchéité entre la jupe et les anneaux de voussoirs.

**❖ Jumbo :**

Matériel utilisé pour la perforation des trous de mines. Le jumbo, quand il est assisté par ordinateur, assure l'implantation, le guidage et la perforation automatique de la volée.

**❖ Jupe :**

Partie cylindrique arrière d'un bouclier, servant de protection et pouvant n'intéresser qu'une partie de la section.

Le revêtement par voussoirs est généralement mis en place à l'abri de celle-ci.

**❖ Machine à attaque ponctuelle :**

Machine n'attaquant qu'une partie du front de taille et dont la conception initiale n'est pas liée à une forme de section déterminée a priori.

**❖ Machine pleine face :**

Machine excavant en une seule fois la totalité du front de taille et assurant le ramassage des déblais. On emploie aussi le terme : machine foreuse pleine section.



**❖ Marinage :**

Opération comprenant le chargement et l'évacuation à l'extérieur du tunnel des déblais provenant de l'abattage, ou "marin".

**❖ Outil :**

Outil de creusement monté sur la roue de coupe et servant à la désagrégation du terrain (de type molette, pic, dent, couteau).

**❖ Piédroits :**

Parties verticales de la section transversale du tunnel, comprises entre la voûte et le sol de fondation de l'ouvrage. Par extension, parties latérales de la section transversale d'un tunnel.

**❖ Plan de tir :**

Plan donnant la position, la profondeur, le diamètre et la direction des trous de mine dans le front de taille d'un tunnel ou d'un puits. Le plan de tir indique les charges mises en place dans chaque trou, le bourrage et l'amorçage utilisés.

**❖ Plein cintre :**

Profil voûté dont la fibre moyenne de la voûte est un cercle.

**❖ Pleine section :**

Creusement en une seule phase de la totalité de la section d'un tunnel.

**❖ Prédécoupage :**

Réalisation d'une saignée ou d'une ligne de découpe le long du contour de l'excavation avant l'abattage de celle-ci ; elle peut être réalisée :

- soit à l'explosif (prédécoupage à l'explosif) ;
- soit par havage mécanique (prédécoupage mécanique), notamment en vue de réaliser une prévoûte par remplissage de béton dans la saignée.

**❖ Pré-soutènement :**

Soutènement mis en place à la périphérie de la section à excaver, en avant du front de taille (par exemple : prévoûte; voûte-parapluie).

**❖ Prévoûte :**

Voûte réalisée par mise en place de béton dans une saignée pratiquée dans le terrain en avant du front de taille selon le contour de la section à excaver.

**❖ Profils types :**

Coupes types d'un ouvrage souterrain linéaire qui s'appliquent à des tronçons où les caractéristiques du terrain sont sensiblement uniformes. Les profils types fixent les caractéristiques géométriques de l'excavation et de son revêtement ainsi que les dispositions de principe du soutènement.

**❖ Purge :**

Élimination des blocs instables de la paroi de l'excavation.

**❖ Radier :**

Partie inférieure du tunnel située entre les deux piédroits. Le radier peut être laissé brut ou être constitué par une dalle ou un arc en béton.

**❖ Radier contre-voûté :**

Radier bétonné en forme de voûte inversée, le point le plus bas du radier étant situé dans le plan de symétrie de l'ouvrage.

**❖ Rein :**

Partie de la voûte comprise entre la calotte et les naissances.

**❖ Revêtement :**

Ensemble des dispositifs à ajouter au soutènement pour assurer la stabilité définitive de l'ouvrage souterrain.

Le revêtement constitue la structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel.

**❖ Roue de coupe :**

Voir tête de foration.

**❖ Section divisée :**

Méthode de creusement consistant en l'ouverture d'une (ou plusieurs) galerie (s) de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser.

**❖ Séquentiel (creusement) :**

Désigne une méthode d'exécution où les opérations de creusement et de soutènement sont bien distinctes, par opposition au creusement au tunnelier où la même machine réalise les deux opérations en continu.

**❖ Soutènement :**

Ensemble des dispositifs assurant la stabilité provisoire (jusqu'à la mise en place d'un revêtement définitif) de l'excavation et la sécurité du chantier : boulons, cintres, blindage, béton projeté. Opération consistant à mettre en oeuvre ces dispositifs.

**❖ Stross :**

Terrain à excaver situé dans la partie inférieure du profil comprise, en hauteur, entre la demisection supérieure et le radier et, en largeur, entre les piédroits.

**❖ Terrain encaissant :**

Terrain dans lequel est réalisé un ouvrage. Le terrain encaissant peut être surmonté par des couches de terrain de nature différente.

**❖ Tête de foration :**

Partie d'un tunnelier qui porte les outils de creusement du terrain et éventuellement le dispositif de ramassage des déblais. Autre dénomination : Roue de coupe.

**❖ Tir :**

Opération consistant à mettre à feu l'explosif.

**❖ Tir séquentiel :**

Système d'amorçage programmé des différentes lignes d'un plan de tir.

**❖ Travers banc (creusement en) :**

Cas où l'axe du tunnel se rapproche de la direction normale aux couches de terrain ou principaux plans de discontinuités.

**❖ Tunnelier :**

Machine destinée à réaliser des tunnels assurant des fonctions étendues pouvant aller de l'excavation à la pose du revêtement final.

**❖ Vide annulaire :**

Vide situé entre l'extrados de l'anneau de revêtement et le terrain à la sortie de la jupe.

**❖ Vis d'extraction :**

Vis sans fin assurant l'extraction des déblais de la chambre d'un tunnelier ainsi que le maintien de la pression dans celle-ci en mode fermé.

**❖ Volée :**

Ensemble des trous de mine chargés.

Désigne également le volume de terrain abattu au cours d'un tir ou la longueur de l'excavation correspondante.

**❖ Voussoirs :**

Éléments préfabriqués dont l'assemblage constitue le soutènement et/ou le revêtement d'un tunnel (généralement creusé au moyen d'un tunnelier). Ils peuvent être en acier, en béton, en fonte ou en fonte ductile.

**❖ Voûte active :**

Procédé consistant à réaliser une voûte constituée d'éléments de voussoirs préfabriqués mis en place par un portique de pose et mis en compression contre le terrain par l'intermédiaire d'une clé de voûte munie de vérins.

**❖ Voûte-parapluie :**

Voûte constituée de tubes métalliques disposés en couronne subhorizontale suivant le contour de la section qui sera excavée et prenant appui sur des cintres posés au fur et à mesure de l'avancement ; la voûte peut également être constituée de colonnes de jet-grouting armées .

## Introduction :

Le choix du soutènement des ouvrages souterrains est conditionné par les critères relatifs aux terrains encaissants (résistance de la roche, conditions hydrologiques...) et par les critères relatifs à l'ouvrage et son mode d'exécution (dimension de la cavité, le procédé de creusement...).

Ces classifications ont pour but de choisir le type de soutènement approprié à l'ouvrage. Pour classer le rocher, il faut définir un certain nombre de paramètres quantifiables qui puissent recouvrir toutes les qualités du massif.

Nous citerons les méthodes les plus importantes et les plus utilisées. Nous signalons toutefois que ces méthodes sont empiriques et reposent sur l'expérience acquise.

## 1. Méthode de TERZAGHI-PROCTOR :

La méthode la plus utilisée fut longtemps la méthode de K. TERZAGHI (1946) qui classe les milieux rocheux en neuf catégories en fonction d'observations qualitatives. La hauteur de terrain décomprimé pesant sur le soutènement est ensuite donnée par la formule générale

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

Avec :

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

$B$  : Largeur de la galerie.

$H_t$  : Hauteur de la galerie.

$k$  : Coefficient dépendant de la nature du terrain (variant de 1 à 1.5).

la formule est théoriquement applicable aux tunnel à moyenne profondeur pour les quels hauteur de couverture  $H$  est supérieur à  $1,5(B + H_t)$ .

La détermination de la zone en rupture autour du tunnel peut elle-même être purement empirique . TERZAGHI définit par exemple la zone en rupture à partir d'une classification du massif. Tableau B.1, elle peut également résulter de l'analyse des modes de rupture susceptibles de se produire dans le contexte géotechnique propre à l'ouvrage que l'on étudie .

**Tableau B.1:** Hauteur de terrain décomprimée au-dessus d'une cavité .

Nature de la roche	Charge $H_p$	Remarques
Dure et intacte	0 a 0,25 B	Quelque ancrages s'il ya chute de pierres .
Dure et stratifiée	0 a 0,5 B	Soutènement léger
Massive avec quelques joints	0 a 0,25 B	La charge peut changer brusquement d'un point a l'autre
Modérément éboulée	0,25 a 0,35 (B + $H_t$ )	Pas de pression latérale

Très éboulouse	0,35 a 1,1(B + H <sub>t</sub> )	Peu ou pas de pression latérale
Complètement broyée complètement inerte	1,1(B + H <sub>t</sub> )	Pression latérale considérable
Roche fluente a profondeur modérée	1,1 a 2,1(B + H <sub>t</sub> )	Grande pression latérale cintres circulaires recommandés
Roche fluente a grande profondeur	2,1 a 4,5 (B + H <sub>t</sub> )	Cintres circulaires latérale cintres circulaires recommandés
Roche gonflante	Jusqu'à 75m indépendant de (B + H <sub>t</sub> )	Cintres circulaires dans les cas extrêmes cintres coulissants

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

## 2.Méthode de D.DEER :

cette méthode développée par DEER el al.(1967) , base sur la qualité de la roche ( Rock Quality Désignation ). Le RQD est déterminé à partir des observations faites sur les échantillons prélevés dans un sondage carotté, le RQD est calculé sur la longueur de passe de sondage :

$$R.Q.D = \frac{100 * \sum \text{des longueurs de carrotte longueur} > 10 \text{ cm}}{\text{longueur de la passe de carottage}}$$

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

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

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

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

**Tableau B.2.** Classification de la roche suivant R.Q.D.

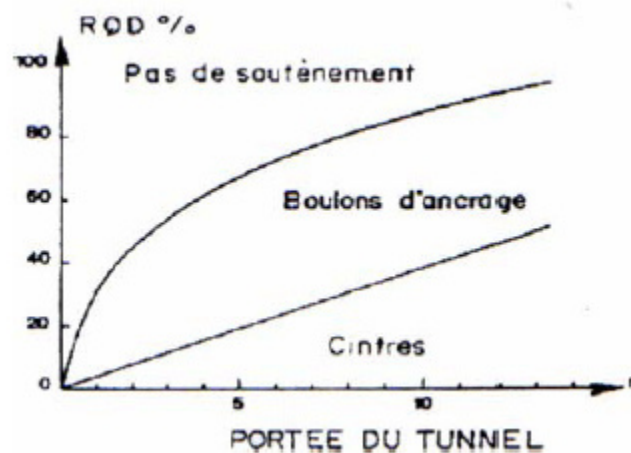
RQD	Portail	Note	Classe RQD	Description
A partir de sondage	Nord	50%	50-75%	Moyenne
	Sud	47%	25-50%	Mauvaise
A partir de scanlin	Nord	22%	< 25%	Très mauvaise
	Sud	18%	<25%	Très mauvaise
$RQD = 100 e^{-0,1\lambda}$		45%	25-50%	Mauvaise
$RQD = 115 - 3,3J_v$		33%	25-50%	Mauvaise

Palmström (1982) a suggéré que le *RQD* puisse être lié et déduit du nombre de discontinuités par unité de volume. Il a proposé la relation suivante, qui serait valable pour des roches sans argile et utilisable lorsqu'aucun forage n'est disponible mais que des traces de discontinuités sont visibles en surface :

$$RQD = 115 - 3,3J_v$$

où  $J_v$  est la densité volumique des joints, c'est-à-dire la somme du nombre de joints par m<sup>3</sup>, pour toutes les familles de discontinuités présentes (*ISRM*, 1978). Ce paramètre permet de déterminer les dimensions des blocs dans un système rocheux fracturé.

**NB:** Un autre chercheur en l'occurrence AMERRIT, a proposé un diagramme permettant de déterminer le type de soutènement en fonction du RQD et de la portée de l'ouvrage.



**Figure B.1.** Type de soutènement en fonction du RQD et de la portée du tunnel (D'après A. MERRITT) .

### 3.RMR (Rock masse rating) :

La classification de Bieniawski prévoit l'évaluation de différents paramètres pour chacun Desquels un coefficient numérique est attribué suivant le barème présenté dans le Tableau B.2 La somme de ces coefficients détermine la valeur du *RMR*, qui peut varier entre 0 et 100. Les six paramètres suivants sont nécessaires pour estimer la résistance à la compression d'un massif rocheux en utilisant le système *RMR* :

1. la résistance à la compression uniaxiale de la roche,
2. la valeur de l'indice *RQD* pour la masse rocheuse,

3. l'espacement des discontinuités : espacement moyen de toutes les discontinuités rocheuses.
4. l'état des discontinuités : ouverture, rugosité, érosion, altération, remplissage
5. les conditions hydrauliques, et : écoulement ou pression d'eau.
6. l'orientation des discontinuités.

Pur obtenir le RMR en additionne les valeurs des caractères suivant :

Résistance à la compression uni axiale [Mpa] + RQD= 115- 3,3Jv (4,5<Jv<35) +Altération+  
 Venue d'eau+Rugosité +ouverture +(type)+Espacement+ Remplissage+ Persistance+  
 Orientation = **Note RMR**

On demontre quelques détails dans les tableaux suivants :

**Tableau B.3** .la résistance à la compression uniaxiale de la roche .

<b>Résistance à la compression uni axiale (UCS)</b>				
Définition	RCU (MPa)	Symbole	Explications	indices
Très faible	<1	R0	S'effrite facilement et entièrement à la main	0
Faible	1-5	R1	S'effrite facilement en minces plaquettes à la main	1
Moyennement faible	5-25	R2	S'effrite avec une grande pression en minces plaquettes à la main	2
Moyennement forte	25-50	R3	Se casse en morceaux avec un léger coup de marteau	4
Forte	50-100	R4	Se casse en morceaux par des coups durs de marteau	7
Très forte	100-250	R5	Eclats de roche par des coups durs de marteau	12
extrêmement forte	>250	R6	Etincelles et des coups raisonnants	15

**Tableau B.4.**L'espacement des discontinuités : espacement moyen de toutes les discontinuités rocheuses et rugosité .

<b>Rugosité</b>		<b>Espacement</b>		
Définition	indice	Définition	Symbole	indice
<b>Très rugueux</b>	6	>2m	S1	20
<b>Rugueux</b>	5	0,6 à 2m	S2	15
<b>Lègèrement Rugueux</b>	3	200-600mm	S3	10
<b>Lisse</b>	1	60-200mm	S4	8
<b>Glissant brillant</b>	0	<60mm	S5	5

Après addition des notes obtenues, la globale caractérisant la qualité de la roche appelée Rock Mass Rating (RMR). On utilise le (tableau II.2) pour connaître :

- La classe de la roche.
- Le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement



**Tableau B.5.** Paramètres pour RMR et qualité du massif rocheux.

Note RMR	81-100	61-80	41-60	21-40	<20
Classe du massif	A	B	C	D	E
Description	Très bonne roche	bonne roche	Roche moyenne	Mauvaise roche	Roche très Mauvaise
Temps de tenue moyen	10 ans pour 15m de portée	6 mois pour 8m de portée	1 semaine pour 5m de portée	10 heures pour 2.5m de portée	30 minutes pour 0.5m de portée
Cohésion du massif (kpa)	>400	300-400	100-300	100-200	<100
Angle de frottement du massif	>45°	35° – 45°	25° – 35°	15°-25°	< 15°

**Tableau B.6.** Notes du système (RMR) à partir de sondage.

Paramétrés	Portail Nord du tunnel			Portail Sud du tunnel		
	Evaluation	classe	Notes (%)	Evaluation	Classe	Notes (%)
Résistance de la roche intacte	11 MPa	10-25 MPa	2	9 MPa	3-10 MPa	2
RQD	59%	50-75%	13	47%	25-50%	8
Espacement des joints ( Fermé)	0,18 m	0,006-0,2	8	0.18 m	0,006 -0,2	8
Conditions des joints (lisses ou épaisseur du matériel de remplissage )	≤ 1mm	< 1mm	25	≤ 1mm	< 1mm	25
Condition de l'eau souterraine	Saturé	Saturé	04	Mouille	Mouille	7
Ajustement de l'orientation des joints	Très défavorable	60°à90°	-12	Très défavorable	60°à90°	-12
Notefinale du RMR (%)	40			38		
Classe	21 % - 40%			21% - 40%		
Description	Mauvaise			Mauvaise		

**Tableau B.7.** Notes système (RMR) à partir dus canlin .

Les paramétrés	Portail Nord du tunnel			Portail Sud du tunnel		
	Evauiation	classe	Notes%	Evauiation	classe	Notes%

Résistance de la roche intacte	10MPa	10 – 25 MPa	2	9MPa	3 – 10 MPa	2
RQD	10 -20%	<25%	3	10 -20%	<25%	3
Espacement des joints (Fermé)	0,2m	0,006 à 0,20m	8	0,2m	De 0,006 A 0,20m	8
Conditions des joints (lisses ou épaisseur du matériel de remplissage)	<1mm	<1mm	20	<1mm	< 1mm	20
Condition de l'eau souterraine	Saturé	Saturé	04	Mouille	Mouille	7
Ajustement de l'orientation des joints	Très défavorable	60° à 90°	-12	Très défavorable	60° à 90°	-12
Note finale du RMR(%)	25			28		
classe	21% -40 %			21% -40 %		
Description	Mauvaise			Mauvaise		

**Tableau B.8.** Les notes du RMR évalués par les corrélations .

	Portail	RMR <sub>89</sub>	Q	RMR = 9ln Q +44	RMR = 15 log Q+50	classe	classification
sondages	Nord	40	0,25	31	40	40 - 21	Mauvaise
	Sud	38	0,18	29	39	40 - 21	Mauvaise
Scanlin	Nord	30	0,11	24	35	40 - 21	Mauvaise
	Sud	33	0,07	20	33	40 - 21	Mauvaise

#### 4. Le Q-system :

La qualité du massif rocheux est représentée par l'indice Q, calculé à partir de six paramètres.

Le Q-system permet aussi de définir le mode de soutènement à mettre en place, à condition de connaître :

- la valeur de Q
- la largeur de l'excavation
- la fonction de l'excavation

La connaissance de Q permet également par corrélations de calculer différents paramètres comme :

- les RMR équivalents : RMR.
- le module de déformabilité (Em).
- la pression s'exerçant sur le soutènement au niveau du toit et des parois.
- la vitesse des ondes P.

L'indice Q peut varier de 0.001 à 1000.

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

**Tableau B.9.** Jr: caractérise la rugosité des faces des joints.

Rugosité	indice
Définition	Jr
J. discon.	4
J. Discon. Rugueux. Ou irrégulier	3
J. Ondulé Lisse	2

J. Ondulé, strier (Lisse, luisant, polis)	1,5
J. Plans, rugueux ou irréguliers	1,5
J. Plans, lisses	1
J. Plan, striés	0,5

**Tableau B.10.** SRF : (Stress Reduction Factor) précise l'état des contraintes dans le massif.

SRF	indice
ouvrage recoupant des zones de faiblesse provoquant la décompression du rocher lors du percement	
zones de faiblesse fréquentes, contenant de l'argile du rocher décomposé chimiquement; rocher environnant très décomprimé (toutes profondeurs)	10
zones de faiblesse individuelles, contenant de l'argile du rocher décomposé chimiquement; (profondeur de l'excavation $\leq$ 50m)	5
zones de faiblesse individuelles, contenant de l'argile du rocher décomposé chimiquement; (profondeur de l'excavation $>$ 50m)	2,5
Nombreuses zones de cisaillement en rocher sain, sans argile; rocher environnant décomprimé (toutes profondeurs)	7,5
Zones de cisaillements individuelles en rocher sain, sans argile, (profondeur de l'excavation $\leq$ 50m)	5
Zones de cisaillements individuelles en rocher rigide, sans argile, (profondeur de l'excavation $>$ 50m)	2,5
Joints ouvertes, rocher très fracturé et décomprimé, "morceaux de sucre"... (tt prof.)	5

Les Q sont regroupés en 9 classes. Chaque classe correspond à une qualité de massif rocheux (tableau ci-dessous). Les classes de Q se représentent sur une échelle logarithmique.

**Tableau B.11.** Classification de la qualité de la roche.

Valeurs	Qualité du massif
400-1000	Exceptionnellement bonne
100-400	Extrêmement bonne
40-100	Très bonne
10-40	bonne
4-10	Moyenne
1-4	Mauvais
0,1-1	très Mauvais
0,01-0,1	Extrêmement Mauvais
0,001-0,01	Exceptionnellement Mauvais

### 5.L'indice GSI:

Introduit par Hoek (1995) et Hoek, Kaiser et Bawden (1995), le *GSI* est un nombre sans dimension, déterminé empiriquement, qui varie entre 5 et 85, et qui peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. La méthode *GSI* s'appuie donc sur une observation directe de la structure du massif rocheux.

La Figure A-1 (d'après Hoek, 1995) présente les 20 codes qui permettent d'identifier chaque voir annexe. Catégorie de masses rocheuses, et d'estimer la valeur du *GSI* à partir des conditions de surface des discontinuités et de leur structure.

Par définition, les valeurs proches de 5 correspondent à des matériaux de très mauvaise qualité, tandis que les valeurs proches de 85 décrivent des matériaux d'excellente qualité (pour lesquels la résistance de la masse est égale à celle de la matrice rocheuse).

Cependant, en raison du manque de paramètres mesurables plus représentatifs, et de la largeur des intervalles permettant de décrire les conditions de surface des discontinuités, seules des gammes de valeurs peuvent être estimées à partir de la classification *GSI*.

Sert à estimer la réduction de résistance du massif rocheux pour différentes conditions géologiques. Le système donne une valeur *GSI* estimée à partir de la structure du massif et des conditions de surface des discontinuités (Tableau ci-après). L'application directe de la valeur *GSI* sert à estimer les paramètres du critère de résistance de Hoek-Brown pour les massifs rocheux.

**Tableau B.12.** Classification de la masse rocheuse selon *GSI*.

GSI						
Méthode		portail		Note	classe	classification
Direct		Nord		29	21 - 40	Mauvaise
		Sud		27	21 - 40	Mauvaise
Selon RMR89	Calcul direct	sondage	Nord	35	21 - 40	Mauvaise
			Sud	33	21 - 40	Mauvaise
		scanlin	Nord	25	21 - 40	Mauvaise
			Sud	24	21 - 40	Mauvaise
	Corrélation Bieniawski, 1989	sondage	Nord	26	21 - 40	Mauvaise
			Sud	24	21 - 40	Mauvaise
		scanlin	Nord	19	<20	Très Mauvaise

			Sud	15	<20	Très Mauvaise
Corrélation Barton 1995	sondage	Nord	35	21 - 40	Mauvaise	
		Sud	34	21 - 40	Mauvaise	
	scanlin	Nord	30		Mauvaise	
		Sud	28	21 - 40	Mauvaise	
Selon VB et JC				26	21 - 40	Mauvaise
Solon Jcon 89 et RQD				25	21 - 40	Mauvaise

### 6.Soutènement d'A.F.T.E.S:

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

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

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





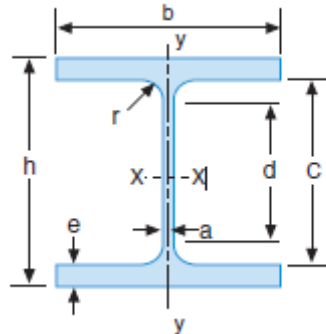
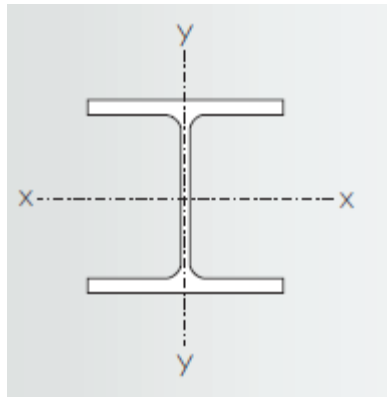
Portail nord au PK 24+840	C	Goujons pour retenir les cintres	4 - 6 ( $\phi$ 25 mm)	HEB220	0,5 – 0,65	200 - 250	UL4/UL4-1 (Section au PK 24+840)
PK 24+840 au PK 25+400	B	1,5 x 1,5	6 - 8 ( $\phi$ 32 mm)	HEB180 – HEB200	0,8 – 1,50	150 - 200	UL5 (Section au PK 25+200)
25+40 à 26+100	A	2,0 x 2,0 2,0 x 2,0 2,0 x 2,0	6 – 8 ( $\phi$ 32 mm) 6 – 8 ( $\phi$ 25 mm) 6 – 8 ( $\phi$ 25 mm) (cf. note 2)			100-150 100-150 100-150	UL5-1 (Section au PK 25+560) UL5-2 (Section au PK 25+860) UL5-3 (Section au PK 26+100)
26+100 à 26+560	B	1,5 x 1,5	6 – 8 ( $\phi$ 32 mm)	HEB180 – HEB200	0,8 – 1,50	150 - 200	UL5 (Section au PK 26+420)
PK 26+560 jusqu'au portail sud	C	Goujons pour retenir les cintres	4 – 6 ( $\phi$ 25 mm)	HEB220	0,5 – 0,65	200 - 250	UL4 Section au PK 26+560
Zones plus difficiles que prévues (zones broyées, de failles éventuelles, etc.)	D	Goujons pour retenir les cintres	4 – 6 ( $\phi$ 25 mm)	HEB220	0,5 – 0,65	200 - 250	À déterminer selon les conditions rencontrées

**Tableau B.15.** Les coefficients des réactions des appuis .

Rapport $f / l$	Moments à la Naissance		Poussée à la naissance	
	$\alpha_m$	$B_m$	$\alpha_h$	$\beta_h$
0,10	0,00120	-0,00120	1,2750	0,0750
0,12	0,00167	-0,00167	1,0390	0,0574
0,14	0,00224	-0,00224	0,9045	0,0816
0,16	0,00292	-0,00292	0,7950	0,0938
0,18	0,00366	-0,00366	0,7075	0,1031
0,20	0,00452	-0,00452	0,6335	0,1085
0,22	0,00550	-0,00550	0,5800	0,1218
0,24	0,00653	-0,00653	0,5355	0,1341
0,26	0,00765	-0,00765	0,4995	0,1487
0,28	0,00885	-0,00885	0,4685	0,1621
0,30	0,01010	-0,01010	0,4415	0,1749
0,32	0,01145	-0,01145	0,4135	0,1829
0,34	0,01285	-0,01285	0,3920	0,1944
0,36	0,01434	-0,01434	0,3725	0,2053
0,38	0,01589	-0,01589	0,3540	0,2151
0,40	0,01748	-0,01748	0,3385	0,2260
0,42	0,01920	-0,01920	0,3247	0,2371
0,44	0,02105	-0,02105	0,3120	0,2479
0,46	0,02296	-0,02296	0,3000	0,2583
0,48	0,02478	-0,02478	0,2895	0,2690
0,50	0,02668	-0,02668	0,2801	0,2801

**poutrelles HEB :**

Acier S275JR-Tolérances : selon NF EN 10034-Tolérance sur la masse ( norme NF EN 10034)



Caractéristique dimensionnelles						Masse linéique	Section
Profil	h(mm)	b(mm)	a (mm)	e(mm)	r(mm)	P(Kg/m)	A(cm <sup>2</sup> )
100	100	100	6	10	12	20,4	26
120	120	120	6,5	11	12	26,7	34
140	140	140	7	12	12	33,7	43
160	160	160	8	13	15	42,6	54,3
180	180	180	8,5	14	15	51,2	65,3
200	200	200	9	15	18	61,3	78,1
220	220	220	9,5	16	18	71,5	91
240	240	240	10	17	21	83,2	106
260	260	260	10	17,5	24	93	118,4
280	280	280	10,5	18	24	103	131,4
300	300	300	11	19	27	117	149,1
320	320	300	11,5	20,5	27	127	161,3
340	340	300	12	21,5	27	134	170,9
360	360	300	12,5	22,5	27	142	180,6
400	400	300	13,5	24	27	155	197,8
450	450	300	14	26	27	171	218
500	500	300	14,5	28	27	187	238,6
550	550	300	15	29	27	199	254,1
600	600	300	15,5	30	27	212	270
650	650	300	16	31	27	225	286,3
700	700	300	17	32	27	241	306,4
800	800	300	17,5	33	30	262	334,2
900	900	300	18,5	35	30	291	371,3
1000	1000	300	19	36	30	314	400

**Caractéristiques mécaniques**

<b>Profil</b>	<b>I<sub>x</sub>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>I<sub>x</sub>/V<sub>x</sub> (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>i<sub>x</sub>(cm)</b>	<b>I<sub>y</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>I<sub>y</sub>/V<sub>y</sub> (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>i<sub>y</sub>(cm)</b>
100	450	90	4,16	167	33	2,53
120	864	144	5,04	318	53	3,06
140	1509	216	5,93	550	79	3,58
160	2492	311	6,78	889	111	4,05
180	3831	426	7,66	1363	151	4,57
200	5696	570	8,54	2003	200	5,07
220	8091	736	9,43	2843	258	5,59
240	11259	938	10,30	3023	327	6,08
260	14919	1150	11,2	5135	395	6,58
280	19270	1380	12,10	6595	471	7,09
300	25166	1680	13,00	8563	571	7,58
320	30823	1930	13,80	9239	616	7,57
340	36656	2160	14,60	9690	646	7,53
360	43193	2400	15,50	10141	676	7,49
400	57680	2880	17,10	10819	721	7,40
450	79887	3550	19,10	11721	781	7,33
500	107176	4290	21,20	12624	842	7,27
550	136691	4970	23,20	13077	872	7,17
600	171041	5700	25,20	13530	902	7,08
650	210616	6480	27,10	13984	932	6,99
700	256888	7340	29	14441	963	6,87
800	359083	8980	32,80	14904	994	6,68
900	494065	10980	36,50	15816	1050	6,53
1000	644748	12890	40,10	16276	1090	6,38