

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Mohamed Seddik Benyahia Jijel  
Faculté des Sciences et de la Technologie



**Département de Génie Civil et Hydraulique**

## **MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES**

En vue de l'obtention du diplôme de Master Académique en Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté par :

**Bouaouaou Salih & Hariti Yakoub**

**Etude et Modélisation du comportement de deux  
tronçons d'un tunnel autoroutier bitube  
(Région de Texanna)**

**Encadré par :**

**Pr. M. LAMARA**

Soutenu publiquement devant le jury composé de :

- Président : **M<sup>er</sup>. M. BOUDJARDA**
- Examineur : **M<sup>er</sup>. H. BOURAOUI**

Année universitaire 2018/2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## *Remerciements*

*Nous remercions avant tout ALLAH de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également notre famille pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.*

*Nous tenons aussi à remercier notre encadreur Pr. L'AMARA.M pour son suivi et son conseil durant l'évaluation de ce travail et pour son expérience et sa compétence.*

*Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.*

*Tous nos remerciements et notre profonde gratitude à tous nos enseignants depuis le premier qui nous a accueilli à l'âge de cinq ans dans une classe, jusqu'à celles et ceux qui nous encadrent aujourd'hui.*

*Nous remercions Tous les responsables et les travailleurs de Tunnel de Texanna.*

*Enfin, sans oublier tous ce qui ont contribué de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.*

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail en signe reconnaissance et de respect :*

*A mes parents*

*A mes sœurs*

*A toute la famille qui mon donner de l'aide et de la sagesse*

*A tous mes amis*

*A tous mes collègues de la promotion géotechnique 2016.*

*A mon binôme Yakoub*

*Salih*



## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail en signe reconnaissance et de respect :*

*A mes parents*

*A mes frères et à mes sœurs*

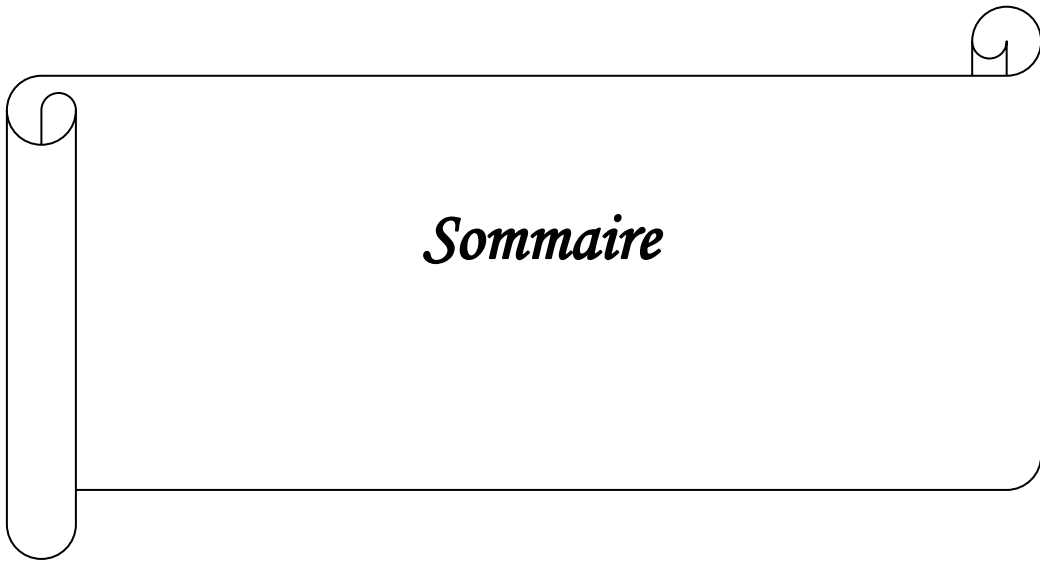
*A toute la famille qui mon donner de l'aide et de la sagesse*

*A tous mes amis*

*A tous mes collègues de la promotion géotechnique 2019.*

*A mon binôme Salih*

***Yakoub***



*Sommaire*

Introduction général.....	1
---------------------------	---

## ***Chapitre 01***

### ***Généralités sur les tunnels***

1.1. Introduction .....	3
1.2. Historique .....	3
1.3. Technique de construction des ouvrages souterrains .....	4
1.3.1. Abattage à l'explosif.....	5
1.3.2. Creusement à attaque ponctuelle .....	6
1.3.3. Creusement au tunnelier (TBM).....	7
1.3.3.1. Description .....	7
1.3.3.2.Eléments Principaux et mode de fonctionnement de TBM.....	7
1.4. Modes de creusement .....	8
1.4.1. Creusement à pleine section .....	8
1.4.2. Creusement en demi-section.....	9
1.4.3. Creusement en section devisée.....	10
1.5. Méthodes de calcul .....	11
1.5.1. Méthodes empiriques.....	11
1.5.2. Méthodes analytiques .....	11
1.5.3. Méthodes numériques.....	12
1.5.3.1. Méthode de différences finis .....	12
1.5.3.2. Méthodes des éléments finis.....	12
1.6.Cnclusion .....	13

## *Chapitre 02*

### *Reconnaitances géologiques et géotechniques*

2.1. Introduction .....	14
2.2. Reconnaitances de site d'implantation .....	14
2.2.1. Reconnaitances Géologiques .....	14
2.2.2. Investigations Géotechniques .....	14
2.2.3. Reconnaitance Hydrogéologiques .....	15
2.3. Description général du projet .....	15
2.3.1. Localisation du tunnel .....	15
2.3.2. Dimensionnement du Tunnel.....	16
2.4. Géologie du Site .....	17
2.4.1 Géologie régionale.....	17
2.4.2 Géologie locale .....	17
2.4.3 Géologie du site de tunnel .....	18
2.4.4. Investigation géophysique .....	19
2.4.5. Description Géologique au niveau des portails .....	20
2.5. Etude Géotechnique.....	23
2.5.1. Programme d'investigation géotechnique .....	23
2.5.2. Sondage carottés .....	23
2.5.3. Sondage préssiométrique.....	24
2.5.4. Essais de perméabilité in situ.....	25
2.5.5. Essais de laboratoire .....	26
2.6. Interprétation des résultats des investigations géologiques et géotechniques .....	28
2.6.1 Unités lithologiques.....	28
2.6.2 Paramètres géotechnique au niveau du portail sud.....	29
2.7. Conclusion.....	30

## *Chapitre 03*

### *Classification des massifs rocheux*

3.1. Introduction .....	31
3.2. La désignation de la qualité de roche (Rock Quality Designation) - R.Q.D .....	31
3.3. Méthode de K. Terzaghi .....	32
3.4. Méthode de Z. Bieniawski.....	34
3.5. Système de l'institut Géotechnique Norvège NGI).....	36
3.6. Classifications de l'AFTES.....	38
3.7. Indice de résistance géologique (GSI).....	39
3.7.1. Le GSI modifié (Sonmez et Ulusay, 1999) .....	41
3.7.2. Le GSI dans les critères de ruptures .....	43
3.8. Corrélations entre les paramètres de différentes méthodes .....	44
3.9. Classification des massifs rocheux du tunnel étudié .....	45
3.9.1. Classification Selon L'indice RQD .....	45
3.9.2. Classification Selon L'indice Q De BARTON .....	46
3.9.3. Classification Selon l'indice RMR.....	47
3.9.4. Classification Selon L'indice GSI.....	48
3.10. Interprétations des résultats pour les tronçons qui seront étudiés .....	49
3.11. Conclusion.....	49

## *Chapitre 04*

### *Soutènement et revêtement*

4.1. Introduction .....	50
4.2. Pré-soutènement .....	50
4.2.1. Tubes perforés .....	50
4.2.2. Voûte parapluie.....	50
4.3. Types de soutènements.....	51
4.3.1. Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant.....	51
4.3.1.1. Boulons d’ancrage ponctuel .....	51
4.3.1.2. Boulons d’ancrage réparti.....	51
4.3.1.3. Les boulons de friction .....	53
4.3.2. Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant.....	54
4.3.2.1. Béton projeté .....	54
4.3.2.2. La Nouvelle Méthode Autrichienne (N.A.T.M.).....	54
4.3.3. Les soutènements agissant par supportage .....	55
4.3.3.1. Les cintres.....	55
4.3.4. Les soutènements agissant par consolidation du terrain.....	56
4.3.5. Pose d’étanchéité .....	57
4.4. Revêtement définitif .....	57
4.4.1. Revêtement en béton coffré non-armé sans radier .....	57
4.4.2. Revêtement en béton coffré armé avec radier .....	57
4.4.3. Revêtement en béton projeté .....	58
4.4.4. Revêtement en voussoirs préfabriqués .....	58
4.5. Etanchéité des tunnels .....	59
4.5.1. Les raisons de l’étanchéité.....	60

4.5.2. Choix du système d'étanchéité .....	60
4.5.3. Type de produit d'étanchéité .....	60
4.6. Le choix de soutènement provisoire du tunnel de Taxenna.....	61
4.6.1. Paramètres et classes du tunnel .....	61
4.6.2. Système de support du tunnel.....	62
4.7. Conclusion.....	63

## ***Chapitre 05***

### ***Calculs des charges agissant sur soutènement provisoire***

5.1. Introduction .....	64
5.2. Méthodes de calcul des charges .....	64
5.2.1. Pression verticales $\sigma_v$ .....	64
5.2.1.1. Méthode de TERZAGHI .....	65
5.2.1.2. Théorie de BIERBAÜMER.....	66
5.2.1.3. Théorie des poids des terres.....	67
5.2.1.4. Théorie de PROTODIAKONOV .....	67
5.2.2. Pressions horizontales.....	68
5.2.2.1. Méthode de TERZAGHI .....	68
5.2.2.2. Méthode soviétique.....	69
5.2.2.3 Méthode de PROTODIAKONOV.....	69
5.2.2.4. Méthode de COULOUMB-RANKINE.....	70
5.2.3. Evaluation de la pression agissant au niveau du radier .....	71
5.2.3.1. Méthode de TERZAGHI .....	71
5.2.3.2. Théorie de TSIMBARIEVITCH .....	72

5.2.4. Evaluation de la pression hydrostatique .....	74
5.3. Calcul des charges agissant sur le soutènement du tunnel .....	74
L'évaluation des charges et sollicitations au niveau de Tronçon 01 .....	74
5.3.1.1 Calcul des pressions agissant sur le soutènement de demi-section supérieure .....	74
5.3.1.2. Calcule les pressions agissant sur le soutènement de la structure globale .....	75
5.3.1.3. Calcul des pressions actives agissant sur le niveau de radier .....	76
5.3.1.4. Définition des charges agissant sur l'ouvrage .....	77
5.3.2. Evaluation de rigidité des soutènements .....	83
5.3.2.1. Evaluation de rigidité de soutènement provisoire pour le tronçon 01 .....	83
5.3.2.2. Calcul de rigidité des cintres métalliques .....	84
5.3.2.3. Calcul de rigidité de béton projeté.....	84
5.3.2.4. Evaluation des rapports de rigidités.....	84
5.3.2.5. Les calculs de la rigidité du soutènement provisoire.....	84
5.3.3. L'évaluation des charges et sollicitations au niveau de Tronçon 02 .....	85
5.3.3.1. les Contraintes aux niveau du tunnel.....	85
5.3.3.2. Les charges et les réaction d'appuis agissant sur l'ouvrage .....	85
5.3.3.3. Les sollicitation cumulées .....	86
5.3.4. Evaluation de rigidité de soutènement provisoire pour le tronçon 02.....	87
5.3.4.1. Calcul de rigidité des cintres métalliques .....	88
5.3.4.2. Calcul de rigidité de béton projeté.....	88
5.3.4.3. Evaluation des rapports de rigidités.....	88
5.3.4.4. Les calculs de la rigidité du soutènement provisoire.....	88
5.4. Conclusion.....	89



## ***Chapitre 06***

### ***Méthode Convergence – Confinement***

6.1. Introduction .....	90
6.2. Courbe de convergence .....	90
6.3. Courbe de confinement.....	93
6.3.1. Taux de déconfinement à l'application du soutènement .....	93
6.3.1.1. Comportement élastique du massif.....	94
6.3.1.2. Comportement élasto-plastique du massif.....	95
6.3.2. Optimisation du soutènement .....	96
6.3.3. Le comportement mécanique des soutènements .....	98
6.4. Application de la méthode sur le tronçon 01 .....	100
6.4.1. Etablissement de la Courbe de convergence .....	100
6.4.2. Etablissement de la Courbe de confinement.....	104
6.5. Application de la méthode sur le tronçon 02.....	109
6.5.1. Etablissement de la Courbe de convergence .....	109
6.5.2. Etablissement de la Courbe de confinement.....	111
6.6. Conclusion.....	115

## ***Chapitre 07***

### ***Méthodes d'auscultation***

7.1. Introduction .....	116
7.2. Objectifs de l'auscultation.....	116
7.3. Principales mesures d'auscultation.....	117
7.3.1. Mesure de déplacement .....	118

7.3.1.1. Mesure de convergence « relative » .....	118
7.3.1.2. Mesure de convergence « absolue » .....	119
7.3.1.3. Mesure d'extrusion .....	120
7.3.2. Mesure de contraintes .....	121
7.4. Moyens et techniques d'auscultation en géotechnique.....	121
7.4.1. Technologies de mesures .....	122
7.4.1.1 Electrique.....	122
7.4.1.2. Electromagnétique .....	123
7.4.1.3. Fréquence .....	123
7.5. Sections de Contrôle Normal du tunnel de Texanna .....	123
7.5.1. Géométrie .....	123
7.5.2. Fréquence de lecture de l'instrumentation.....	124
7.5.3. Nivellement de précision dans le tunnel.....	124
7.5.4. Quelques Mesures des Convergences du tunnel Texenna.....	124
7.6. Conclusion.....	126

## ***Chapitre 08***

### ***Modélisation Numérique***

8.1. Introduction .....	127
8.2. Présentation du logiciel Plaxis 2D.....	127
8.3. Etude de tronçon No. 01 .....	127
8.3.1. Propriétés géotechniques du terrain.....	128
8.3.2. Caractéristiques mécaniques des éléments de soutènement .....	128
8.3.3 Simulation numérique de premier cas (creusement différé).....	130
8.3.4. Simulation numérique de deuxième cas (creusement simultané).....	140

8.3.5. Interprétation des résultats .....	146
8.4. Etude de tronçon No. 2 .....	147
8.4.1. Propriétés géotechniques du terrain.....	147
8.4.2. Caractéristique mécanique des éléments de soutènement .....	148
8.4.3. Modélisation numérique de l'influence de creusement du tube droit sur le tube gauche .....	149
8.4.4. Interprétation des résultats.....	161
8.4.5. Etude comparative entre les deux tronçons .....	162
8.4.6. Etude paramétrique.....	163
8.4.7. Interprétation des résultats.....	170
8.5. Conclusion.....	171

Références bibliographiques.

Annexes



*Liste Des Figures*

## *Chapitre 01*

<b>Figure 1.1:</b> Plan de tir séquentiel .....	5
<b>Figure. 1.2 :</b> Machine à attaque ponctuelle.....	6
<b>Figure.1.3.a :</b> Bras à attaque transversale .....	6
<b>Figure.1.3.b :</b> Bras à attaque radiale	6
<b>Figure. 1.4 :</b> Machines à attaque global.....	7
<b>Figure 1.5 :</b> creusement à plein section .....	9
<b>Figure 1.6 :</b> creusement en demi-section .....	9
<b>Figure 1.7 :</b> Creusement de la section divisée .....	10

## *Chapitre 02*

<b>Figure 2.1 :</b> Localisation Du Tunnel.....	15
<b>Figure 2.2 :</b> la coupe et le gabarit transversal type de Tunnel .....	16
<b>Figure2.3 :</b> Carte géologique simplifiée du Maghreb et de l’Afrique du nord (Dr. Belhai, 1996).....	17
<b>Figure2.4:</b> Vue en plan de l’altimétrie Au-dessus du tunnel .....	19
<b>Figure 2.5:</b> Vue en plan de pentes du terrain Au-dessus du tunnel .....	19
<b>Figure 2.6:</b> Flysch sous forme d’alternance des bancs de quartzite .....	20
<b>Figure 2.7:</b> Argilite très ferme à dure située à droite du portail sud en allant vers Sétif ....	21
<b>Figure 2.8:</b> Versant nord avec situation du tunnel et des forages réalisés.....	22
<b>Figure 2.9 :</b> Schistes altérés près de forage FT-1 décapage lors de l’ouverture de la piste pour les essais in situ .....	22

<b>Figure 2.10:</b> Coupe géologique le long du tunnel montre la position des sondages .....	24
--	----

### ***Chapitre 03***

<b>Figure 3.1:</b> Zone décomprimée au-dessus d'une cavité (K.Terzaghi 1946).....	32
<b>Figure 3.2:</b> Estimation DES coefficients de SCR.....	41
<b>Figure 3.3 :</b> Estimation de SR.....	42

### ***Chapitre 04***

<b>Figure 4.1 :</b> Voûte parapluie en 3D. ....	50
<b>Figure 4.2 :</b> Boulons à ancrage ponctuel et boulons à ancrage réparti. ....	53
<b>Figure 4.3 :</b> Cintres lourds. ....	56
<b>Figure 4.4 :</b> Cintres légers.....	56
<b>Figure 4.5 :</b> Etanchéité d'un tunnel .....	57
<b>Figure 4.6 :</b> Types de revêtement des tunnels .....	58
<b>Figure 4.7 :</b> coupe type de l'étanchéité en tunnel .....	59
<b>Figure 4.8:</b> Drainage .....	59
<b>Figure 4.9 :</b> Mise en place du dispositif d'étanchéité .....	60

## *Chapitre 05*

<b>Figure 5.1</b> : Hypothèse de calcul de TERZAGHI.....	65
<b>Figure 5.2</b> : Hypothèse de calcul de BIERBAÜMER .....	66
<b>Figure 5.3</b> : Théorie des poids des terres .....	67
<b>Figure 5.4</b> : Théorie de PROTODIAKONOV .....	68
<b>Figure 5.5</b> : Méthode soviétique .....	69
<b>Figure 5.6</b> : Théorie de COULOUMB-RANKINE .....	70
<b>Figure 5.7</b> : Répartition des poussées au niveau de radier selon TERZAGHI .....	71
<b>Figure 5.8</b> : La poussé au niveau de radier selon TSIMBARIEVITCH .....	73
<b>Figure 5.9</b> : Présentation des différentes dimensions. ....	78

## *Chapitre 06*

<b>Figure 6.1</b> : principe du taux de déconfinement (d'après Panet1995). ....	91
<b>Figure 6.2</b> : Principe de « similitude » (Bernaud Corbetta et Nguyen Minh). ....	95
<b>Figure 6.3</b> : Intersection des deux courbes convergences et confinement.....	97
<b>Figure 6.4</b> : la courbe de convergence pou $E = 404\text{MPa}$ .....	103
<b>Figure 6.5</b> : Evolution de rayon plastique $R_p = f(\lambda)$ .....	103
<b>Figure 6.6</b> : les courbe de confinement pour $P_s = (0,43 ; 1,4 \text{ et } 1,71) \text{ Mpa}$ .....	108
<b>Figure 6.7</b> : Intersection des deux courbes convergences et confinement.....	108
<b>Figure 6.8</b> : la courbe de convergence pou $E = 3131\text{MPa}$ .....	110
<b>Figure 6.9</b> : les courbe de confinement pou $rP_s = (0,23 ; 0,69 \text{ et } 0,915) \text{ Mpa}$ .....	114

<b>Figure 6.10</b> : Intersection des deux courbes convergences et confinement.....	114
---	-----

## ***Chapitre 07***

<b>Figure. 7.1</b> : Section instrumentée avec des extensomètres de forage et des plots de convergence (Barla 2001).....	119
--	-----

<b>Figure. 7.2</b> : Plots de convergence sur front de taille et extrusomètre en avant du front de taille (Barla 2001).....	120
---	-----

<b>Figure 7.3</b> : Jauge de déformation .....	122
--	-----

## ***Chapitre 08***

<b>Figure 8.1</b> : Profile de cintre HEB .....	129
---	-----

<b>Figure 8.2</b> : Model de profil de terrain .....	130
--	-----

<b>Figure 8.3</b> : Génération de maillage .....	130
--	-----

<b>Figure 8.4</b> : contrainte effective-phase initiale .....	131
---	-----

<b>Figure 8.5</b> : Déformation de maillage avec indication de déplacement maximum .....	133
--	-----

<b>Figure 8.6</b> : Les Déplacements totaux .....	134
---	-----

<b>Figure 8.7</b> : Les Déplacements verticaux .....	135
--	-----

<b>Figure 8.8</b> : Les Déplacements horizontaux .....	136
--	-----

<b>Figure 8.9</b> : Déplacement totaux	137
--	-----

<b>Figure 8.10</b> : Déplacement vertical.....	137
--	-----

<b>Figure 8.11</b> : Déplacement horizontal .....	138
---	-----

<b>Figure 8.12</b> : L'effort Normal.....	138
---	-----



<b>Figure 8.13</b> : L'effort Tranchant .....	139
<b>Figure 8.14</b> : Le moment fléchissant .....	149
<b>Figure 8.15</b> : Génération de maillage .....	140
<b>Figure 8.16</b> : Déformation du maillage.....	141
<b>Figure 8.17</b> : Déplacement totaux.....	141
<b>Figure 8.18</b> : Déplacement verticaux.....	142
<b>Figure 8.19</b> : Déplacement horizontal .....	142
<b>Figure 20</b> : Déplacement totaux.....	143
<b>Figure 8.21</b> : Déplacement vertical.....	143
<b>Figure 8.22</b> : Déplacement horizontal .....	144
<b>Figure 8.23</b> : L'effort Normal.....	144
<b>Figure 8.24</b> : L'effort Tranchant.....	145
<b>Figure 8.25</b> : Le moment fléchissant .....	145
<b>Figure 8.26</b> : Profile typique HEB .....	148
<b>Figure 8.27</b> : Génération de maillage .....	149
<b>Figure 8.28</b> : contrainte effective-phase initiale .....	150
<b>Figure 8.29</b> : Déformation du maillage.....	151
<b>Figure 8.30</b> : Les Déplacements totaux .....	152
<b>Figure 8.31</b> : Les Déplacements verticaux .....	153
<b>Figure 8.32</b> : Les Déplacements horizontaux .....	154
<b>Figure 8.33</b> : Les Déplacement totaux.....	155
<b>Figure 8.34</b> : les Déplacement verticaux .....	156
<b>Figure 8.35</b> : Les DéplacementS horizontaux .....	157

<b>Figure 8.36</b> : L'effort Normal.....	158
<b>Figure 8.37</b> : L'effort Tranchant.....	159
<b>Figure 8.38</b> : Le moment fléchissant .....	160
<b>Figure 8.39</b> : Les Déplacements totaux .....	163
<b>Figure 8.40</b> : Les Déplacements totaux .....	164
<b>Figure 8.41</b> : Les Déplacements verticaux .....	165
<b>Figure 8.42</b> : Les Déplacements horizontaux .....	166
<b>Figure 8.43</b> : L'effort Normal.....	167
<b>Figure 8.44</b> : L'effort Tranchant.....	168
<b>Figure 8.45</b> : Le moment fléchissant .....	169



*Liste Des Tableaux*

## *Chapitre 02*

<b>Tableau 2.1</b> : Programme des sondages carottés .....	23
<b>Tableau 2.2</b> : Programme des essais pressiométriques .....	24
<b>Tableau 2.3</b> : Résultats de l'essai pressiométrique PrT-4 (à côté de FT-4).....	25
<b>Tableau 2.4</b> : Résultats des essais de perméabilité in situ .....	25
<b>Tableau 2.5</b> : Essais d'identification des paramètres physiques .....	26
<b>Tableau 4.6</b> : Résultats des analyses mécaniques effectuées.....	27
<b>Tableau 2.7</b> : Résultats des analyses chimiques .....	27
<b>Tableau 2.8</b> : Paramètres géotechnique recommandés de l'unité située .....	29

## *Chapitre 03*

<b>Tableau 3.1</b> : Classification de la roche suivant R.Q.D .....	31
<b>Tableau 3.2</b> : Hauteur de terrain décomprimée au-dessous d'une cavité (d'après Terzaghi, 1946).....	33
<b>Tableau 3.3</b> : Paramètres de classification des roches et notes de pondération.....	35
<b>Tableau 3.4</b> : Note d'ajustement pour orientation des joints.....	35
<b>Tableau 3.5</b> : Classe de rocher (RMR).....	36
<b>Tableau 3.6</b> : Plage de variation des paramètres prises en compte dans le calcul de Q..... (AFTES [2003]) .....	38
<b>Tableau 3.7</b> : Classification de la qualité de la roche.....	38
<b>Tableau 3.8</b> : Qualité du massif rocheux selon la valeur du GSI (Hoek-Brown ,1995) .....	40
<b>Tableau 3.9</b> : Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse .....	
Rocheuse, d'après Hoek et Brown (1995).....	40
<b>Tableau 3.10</b> : Valeur RQD des unités lithologiques UL1 à UL5-3.....	45

<b>Tableau 3.11</b> : Valeurs Q des unités lithologiques UL1 à UL5-3.....	46
<b>Tableau 3.12</b> : Valeurs RMR89 des unités lithologiques UL1 à UL5-3 .....	47
<b>Tableau 3.13</b> : Valeurs GSI caractérisant les unités lithologiques UL1 à UL5-3.....	48

## *Chapitre 04*

<b>Tableau 4.1</b> : Paramètres Proposés du Tunnel de Taxenna .....	61
<b>Tableau 4.2</b> : Systèmes de Support Primaire Proposés dans les Tunnels d'Épaisseur de 5 à 12 mètres selon le Système de Classification du Massif Rocheux (RMR) .....	62
<b>Tableau 4.3</b> : Classes de Soutient selon le Système Q .....	63

## *Chapitre 05*

<b>Tableau 5.1</b> : Coefficient de réduction $\alpha$ .....	66
<b>Tableau 5.2</b> : Coefficient de résistance « f » .....	68
<b>Tableau 5.3</b> : Coefficient de résistance n en fonction de $\phi$ .....	72
<b>Tableau 5.4</b> : les contraintes aux niveaux de tunnel .....	77
<b>Tableau 5.5</b> : rapport (f/l) et les coefficients correspondants .....	80
<b>Tableaux 5.6</b> : Caractéristique de béton projeté.....	83
<b>Tableau 5.7</b> : les contraintes aux niveaux de tunnel .....	85
<b>Tableau 5.8</b> : les charges agissant sur l'ouvrage.....	85
<b>Tableau 5.9</b> : les réactions d'appuis .....	86
<b>Tableau 5.10</b> : les sollicitations cumulées .....	86
<b>Tableau 5.11</b> : Caractéristique de béton projeté .....	87

## *Chapitre 06*

<b>Tableau 6.1</b> : géométrie et couverture de du tunnel (tronçon 01).....	100
<b>Tableau 6.2</b> : Propriétés mécaniques de différentes couches .....	100
<b>Tableau 6.3</b> : les valeurs des coefficients caractérise la courbe de convergence.....	102
<b>Tableau 6.4</b> : Type de soutènement.....	104
<b>Tableau 6.5</b> : Propreté de profil HEB 220.....	104
<b>Tableau 6.6</b> : Les caractéristiques de Béton projeté.....	105
<b>Tableau 6.7</b> : géométrie et couverture de du tunnel (tronçon 02).....	109
<b>Tableau 6.8</b> : Propriétés mécaniques de différentes couches .....	109
<b>Tableau 6.9</b> : les valeurs des coefficients caractérise la courbe de convergence.....	110
<b>Tableau 6.10</b> : Type de soutènement.....	111
<b>Tableau 6.11</b> : Propreté de profil HEB 180.....	111
<b>Tableau 6.12</b> : Les caractéristiques de Béton projeté.....	112

## *Chapitre 08*

<b>Tableau 8.1</b> : Valeurs des paramètres géotechniques pour portail sud .....	128
<b>Tableau 8.2</b> : Caractéristiques mécaniques des profilés métalliques .....	129
<b>Tableau 8.3</b> : les propriétés mécaniques de la section composite.....	129
<b>Tableau 8.4</b> : L'influence de deux modes de creusement sur le tunnel gauche.....	146
<b>Tableau 8.5</b> : Valeurs des paramètres géotechniques pour tronçon 02 .....	147
<b>Tableau 8.6</b> : Caractéristiques mécaniques des profilés métalliques .....	148

<b>Tableau 8.7</b> : les propriétés mécaniques de la section composite.....	149
<b>Tableau 8.8</b> : L'influence de tunnel droit sur le tunnel gauche .....	161
<b>Tableau 8.9</b> : Les résultats de la comparaison sur le tube gauche entre les deux tronçons	162
<b>Tableau 8.10</b> : L'influence de la diminution de la distance entre les deux tubes sur le tunnel gauche .....	170
<b>Tableau 8.11</b> : L'influence de l'augmentation de la distance entre les deux tubes sur le tunnel gauche .....	170

## **Résumé**

Les techniques de réalisation des ouvrages souterrains ont connues une évolution importante dans les dernières années. La densification des agglomérations urbains et le développement des voies de communications, ont conduit à une demande croissante pour la construction et l'exploitation de ce type d'ouvrage.

L'objectif de notre thèse est d'étudier deux tronçons de tunnel bitube de Texanna d'une longueur de 1,9 km « appartenant à la pénétrante reliant le port de Djen Djen à l'Autoroute Est-Ouest ». En évaluant les caractéristiques physiques et mécaniques des formations rocheuses, et après la classification et vérification de la qualité des massifs rocheux, la technique choisit pour l'excavation est celle l'aide des explosifs. La nouvelle méthode autrichienne comme moyen de pré-soutènement qui se compose de boulons d'ancrage répartie, cintres HEB avec béton projeté. Le revêtement définitif du tunnel est formé d'une couche de béton non armé de 30 cm.

Pour apprécier l'effet de confinement, une modélisation numérique de deux tronçons de tunnel à l'aide du logiciel PLAXIS-2D avait été réalisée. Une étude paramétrique est accomplie pour vérifier l'influence de la variation de la distance entre les deux tubes sur la réponse de sol.

Parmi les constatations tirées de cette étude on peut noter que plus le tunnel est profonde (confinement important) sa convergence sera plus faible. Le creusement de deuxième tube et sa position par rapport au premier a une influence sur le taux de déplacement et la distribution des sollicitations.

**Mots clés :** Tunnel, Confinement, Déformation, NATM, Modélisation numérique, PLAXIS



## *Abstract*

The techniques of underground construction knew an important evolution in the last years. The densification of the urban agglomerations and the development of the roads and railway of transportation lead to an increasing demand for the construction and the exploitation of this type of work.

The objective of our thesis is to study two sections of bi-tube tunnel of Texanna with 1,9 km in length "*belonging to the liaison joining the port of Djen Djen to the East-west motorway*", While evaluating the physical characteristics and mechanical of the rock formations, and after the classification and confirmation of the quality of the massifs, the technique choosen for the excavation is by using explosives. The new Austrian method as means of pre-support that are composed of anchorage bolts, HEB hangers with shoot Crete concrete. The definitive lining of the tunnel is formed of a layer of plain concrete of 30 cm.

To appreciate the effect of confinement, a numeric modeling of two sections of tunnel has been achieved using PLAXIS-2D software. A parametric survey is accomplished to verify the influence of the variation of the distance between the two tubes on the behavior of soil mass.

Among the observations drawn from this study, that more the tunnel is deep (important confinement) the convergence will be smaller. The digging of second tube and its distance to the first one has an influence on the rate of displacement and the distribution of the sollicitations.

**Keywords:** Tunnel, Confinement, Distortion, NATM, numeric Modeling, PLAXIS,

## المخلص

عرفت تقنيات البناء تحت الأرض تطورًا مهمًا في السنوات الأخيرة. أدى تكثيف التجمعات الحضرية وتطوير طرق الاتصال إلى زيادة الطلب على بناء وتشغيل هذا النوع من الهياكل.

الهدف من أطروحتنا هو دراسة قسامين من نفق تاكسنة ثنائي الأنبوب بطول 9،1 كم الذي يصل ميناء جن-جن بالطريق السريع شرق - غرب.

أثناء تقييم الخصائص الفيزيائية والميكانيكية من التكوينات الصخرية ، وبعد تصنيف وتأكد جودة الكتلة ، فإن التقنية المختارة للحفر هي باستخدام المتفجرات.

تم استعمال الطريقة النمساوية الجديدة كوسيلة للدعم المسبق التي تتألف من البراغي، HEB، مع الخرسانة المرشوشة تتشكل المرحلة النهائية للنفق من طبقة من الخرسانة البسيطة بحجم 30 سم.

تم إجراء نمذجة عددية لجزئيين من النفق باستخدام برنامج. PLAXIS 2D لتقدير تأثير الحبس.

من بين الملاحظات المستخلصة من هذه الدراسة، أنه كلما زاد عمق النفق (الحبس المهم)، سيكون التقارب أصغر.

إن حفر الأنبوب الثاني له تأثير على معدل النزوح وتوزيع التماس على الأنبوب الأول.

**كلمات البحث :** PLAXIS ، النمذجة الرقمية ، NATM ، النفق، الحبس، التشويه.



*Introduction Général*

La réalisation des ouvrages souterrains a connu un développement important dans les dernières décennies. La construction et l'utilisation de ces ouvrages peuvent être considérées comme l'une des évolutions les plus importantes des infrastructures dans les pays développés. Malgré toutes les difficultés, de nombreuses raisons ont poussé l'homme à exploiter l'espace souterrain.

La densification des agglomérations urbains a engendré l'encombrement de la surface de sols, et des embouteillages de circulation, ces problèmes peuvent être résolus par une solution souterrain : stations, voirie souterrains, métro, réseaux divers. De même l'évolution des voies de communication entre les villes (autoroutes, voies ferrées et navigables) et le développement des grands programme d'équipement hydroélectrique et d'irrigation entraînent des franchissements souvent difficile exigent la réalisation d'ouvrage d'art importants, comme les tunnels.

Le creusement du tunnel est une opération très délicate ou la moindre erreur peut causer des dégâts très graves et très couteux. Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, le choix de la méthode de creusement doit être judicieux, et des précautions doivent être prises durant les différentes phases des travaux.

Les ouvrages souterrains, en tout particulier les tunnels, sont entièrement contenus dans un massif de sol ou de roche, leurs dimensionnements nécessitent donc des reconnaissances géologiques et géotechniques approfondis sur toute la longueur d'excavation, plusieurs méthodes ont été utilisées pour déterminer le comportement des massifs lors des phases d'excavation.

L'excavation dans les terrains meubles nécessite généralement la mise en place rapidement des soutènements afin d'éviter d'éventuels éboulements des parois de tunnel, dont les conséquences peuvent être catastrophiques pour le personnel de chantier d'une part, et pour préserver la stabilité de l'ouvrage et minimiser les déformations du massif encaissant d'autre part. Le comportement mécanique de ces ouvrages résulte de l'interaction sol-structure, qui collabore pour reprendre les charges due au déconfinement de terrain.

Tous les procédés de conception, de réalisation et de soutènement demandent une analyse très profonde. La géologie du terrain, la forme des ouvertures du tunnel, le rayon et l'angle d'inclinaison de l'excavation, le rapport entre la charge horizontale et la charge verticale, sont quelques-uns des facteurs qui influent sur la stabilité, l'interaction et la distribution des contraintes autour des tunnels, en particulier les tunnels adjacents.

Ce projet de fin d'étude a pour but l'étude et la modélisation numérique de deux sections de tunnel autoroutier « tunnel de Texanna appartenant à la pénétrante Jijel – El-Eulma ». Notre travail vise en premier lieu à mieux comprendre le comportement de tunnel sous une couverture moins profonde et d'évaluer l'influence des paramètres principaux sur la réponse de terrain. Dans ce contexte deux tronçons de tunnels ont été étudiés, le terrain encaissant est classé comme flysch. Le premier se situe au niveau de portail sud avec une faible couverture (60 m) et la qualité de massif est jugée médiocre. Le deuxième tronçon se trouve à 90 m avec une profondeur de 100 m et la qualité de massif devient bonne.

Le présent mémoire est composé de huit (08) chapitres :

- Chapitre I : Généralités sur les tunnels, on a présentés les principaux types de tunnels, les différents techniques et modes de creusement ;
- Chapitre II : Englobe une prospection géologique et géotechnique du terrain, dans laquelle on présente la géologie de la zone d'implantation du tunnel, plus l'estimation des paramètres géotechniques ;
- Chapitre III : Présente les méthodes empiriques, basé sur l'estimation de la qualité du massif rocheux, avec application de ces méthodes pour les massifs rencontrés au niveau de site d'implantation du tunnel ;
- Chapitre IV : Dans ce chapitre on décrit les modes de pré-soutènement, les classes de soutènement, puis les différents types de revêtements ;
- Chapitre V : Evaluation et calcul des charges par des méthodes analytique et vérification de la stabilité de tunnel ;
- Chapitre VI : Présente la méthode de convergence-confinement, et son application pour les deux sections de tunnel ;
- Chapitre VII : Décrit les techniques d'auscultation d'un ouvrage souterrain et leurs importances pour contrôler la stabilité de terrain ;
- Chapitre VIII : est consacré à la modélisation numérique bidimensionnelle des deux sections de tunnel à l'aide du logiciel PLAXIS, avec discussions sur les résultats obtenus ;

Enfin, on clôture ce mémoire par une conclusion générale.



*Chapitre 01*  
*Généralités Sur Les Tunnels*

## 1.1. Introduction

Les premiers souterrains artificiels ont été construits pour capter ou acheminer l'eau pour assurer les besoins de la vie. A nos jours le développement accentués des agglomérations et l'extension enregistré des voies de communication (routes, autoroutes, voies ferrées) impose souvent des franchissements difficiles, qui conduisent généralement à la construction en souterrains.

Utiliser le sous-sol procure souvent des avantages économiques notables. Ils sont d'autant plus élevés que l'on s'implante dans des terrains favorables. En effet, le coût du mètre cube excavé varie dans une fourchette de un à dix, en fonction principalement de la nature du terrain.

La construction des tunnels s'est multipliée à travers le monde. La majorité de projets de construction des tunnels ont été achevés sans danger. Cependant, il existe toujours un risque intrinsèque associé à la construction des ouvrages souterrains, depuis qu'il implique les sous-sols qui est en grande partie mal connu. Les dangers rencontrés sont bien connus : éboulement , enfouissement , inondation des chantiers,...etc.

Le creusement de sous terrains obéit à des impératifs précis. Il est notamment très difficile, dans les terrains aquifères, de modifier les dimensions d'une cavité souterraine existante. Cela entraîne deux conséquences importantes :

- le caractère irréversible des décisions prises pour utiliser le sous-sol, d'où l'utilité d'une politique d'aménagement ;
- la nécessité d'avoir fait un inventaire exhaustif des besoins, en vue de fixer les dimensions définitives des cavités souterraines dès les premières phases de l'étude.[21]

## 1.2. Historique

Dans l'Antiquité, les galeries étaient le plus souvent creusées à partir de puits espacés de 30 à 40 mètres, ce qui permettait de multiplier les ateliers. Ce procédé de construction a été employé en Iran pour les qanât, appelées dans la Sud algérienne foggara, qui sont des galeries destinées à drainer et à recueillir les eaux souterraines au pied des montagnes.

Les premiers travaux souterrains, recensés remontent à l'époque des *Babyloniens*, ou un tunnel avait été construit, il y a quatre mille ans en *Mésopotamie* passant sous L'*Euphrate*, ayant une section de 3.60-4.50 mètres, sur une longueur de plus d'un kilomètre, reliant le palais de *Babylone* au temple de *Jupiter*.

La construction des tunnels trouve aussi son origine, dans les civilisations d'*Egypte*, de la *Grèce* et de *Rome*. Parmi eux le plus fameux est le tunnel aqueduc en 350 avant J.C par *Epalions* dans l'île grecque de *Samos* et le plus remarquable tunnel de *Pouzzoles*, construit par les romains en 37 après .J.C, de longueur de 900 m, largeur de 7.5m et d'une hauteur de 9m. A cette époque, certains ouvrages exceptionnels, comme les abris et les couloirs naturels, ont été utilisés pour répondre aux besoins d'irrigation et d'alimentation des villes en eau.

Lorsqu'il fallait creuser dans la roche dure, il leur arriver de chauffer et dilater cette dernière a' l'aide du feu, puis l'amener à un refroidissement brutal pour la faire éclater sous le choc thermique. Au cours du Moyen-âge les modes de creusement et de soutènement sont restés toujours analogues a' ceux de l'antiquité.

Il fallait attendre les 18<sup>ème</sup> et 19<sup>ème</sup> siècles pour que les techniques de construction souterraine connaissent un véritable essor, avec le développement industriel et l'évolution des moyens de transports. De cette époque encore, date le grand égout circulaire de *Paris*, de longueur de 6128 m et hauteur de 2 m, ils ont été achevés en 1740. La première ligne de métro (abréviation du métropolitain) a été inaugurée à *Londres* en 1863.[21]

### 1.3. Technique de construction des ouvrages souterrains

Depuis une trentaine d'années, de nouvelles méthodes de construction ont été introduites sur les chantiers, elles permettent de creuser des ouvrages en site urbain dans des terrains meubles et aquifères sans engendrer de dégâts importants en surface du sol, le comportement d'un ouvrages souterrain est étroitement liée à la méthode d'excavation et la réponse du massif. [1]

Une technique de construction doit permettre l'abattage et la stabilisation du terrain tout en respectant certains critères d'économie et de la rapidité d'exécution. Plusieurs techniques de creusement existent et leur emploi varie selon le type de projet (géométrie de l'ouvrage, profondeur), et la nature du terrain encaissant. On distingue trois techniques essentielles de creusement :

- Creusement à l'aide de l'explosif;
- Creusement à attaque ponctuelle;
- Creusement au tunnelier (TBM).



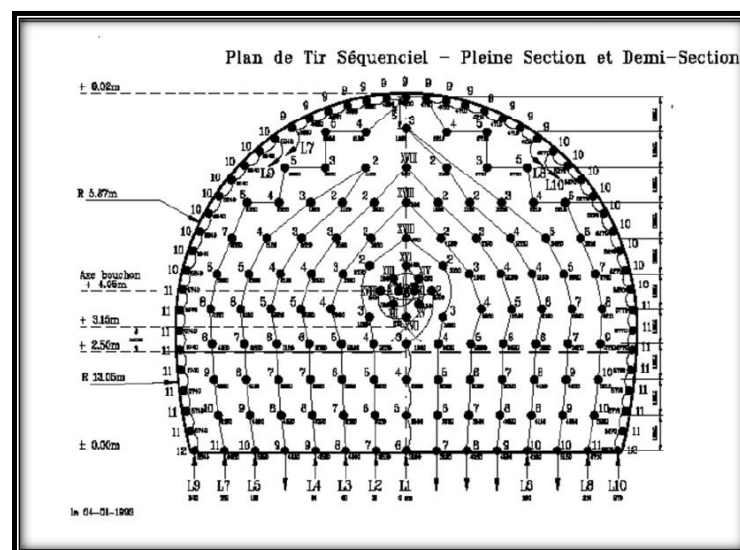
### 1.3.1. Abattage à l'explosif

L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution de tunnels situés dans les massifs rocheux loin des agglomérations, pour lesquels un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique (machine foreuse pleine section ou à attaque ponctuelle, brise roche) n'est plus envisageable du point de vue économique.

L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaire suivantes :

- ✓ traçage et perforation du plan de tir;
- ✓ chargement des trous de mines et tir de la volée;
- ✓ ventilation et purge de l'excavation;
- ✓ évacuation des déblais du front de taille (marinage).

Le traçage du plan de tir (*Figure 1.1*) souvent commun aux opérations de pilotage de la galerie (implantation et vérification de l'axe de la galerie, contrôle du pourtour de l'excavation) est exécuté sur la base d'un plan de tir théorique adapté aux conditions particulières du front de taille (fracturation, hétérogénéité, hors profil et en profil), et à la qualité des roches rencontrées. Pour améliorer la qualité du traçage et pour réduire les délais nécessaires à cette opération, il est procédé à une projection de plan de tir théorique au moyen d'un appareil optique installé en galerie à proximité du front de taille. Le dernier développement consiste à mémoriser le plan de tir dans un logiciel de perforation automatique au moyen d'un ordinateur embarqué sur le jumbo de foration.[1]



*Figure 1.1: Plan de tir séquentiel*

La perforation des trous de mine de la volée s'effectue au moyen d'outils perforateurs qui suivant les dimensions de la section à réaliser sont soit simplement montés sur des poussoirs (marteaux-poussoirs), soit montés sur des bras à glissière constituant ainsi des jumbos de forage automoteur de 2 à 5 bras avec nacelle.[1]

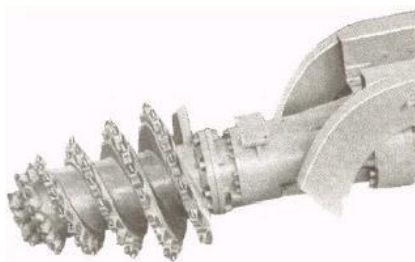
### 1.3.2. Creusement à attaque ponctuelle

Ces techniques sont en général exécutées à l'aide des bras montés sur un châssis automoteur à chenilles (*Figure 1.2*). Ce châssis supporte un bras mobile éventuellement télescopique équipé d'une tête fraiseuse capable de balayer une surface de front plus ou moins importante autour de sa position moyenne.[1]



*Figure. 1.2 : Machine à attaque ponctuelle*

Dans les machines à attaque transversale, la fraise tourne autour d'un axe situé en prolongement du bras (*Figure 1.3.a*). Dans les machines à attaque radiale, la fraise, appelée aussi tambour, tourne autour d'un axe perpendiculaire au bras et attaque tangentielllement la surface du front (*Figure 1.3.b*).



*Figure.1.3.a : Bras à attaque transversale*



*Figure.1.3.b : Bras à attaque radiale*

Dans le premier cas, le creusement de chaque volée commence par l'exécution d'une sorte de forage perpendiculaire à la surface du front permettant à la fraise de pénétrer dans le terrain et se poursuit par un fraisage progressif des parois de ce pré-creusement. Dans le deuxième cas, le creusement se fait en principe toujours par fraisage tangentiel à la surface cylindrique du « tambour ».[1]

### 1.3.3. Creusement au tunnelier (TBM)

#### 1.3.3.1. Description

Les TBM (*Tunneling Boring Machine*) sont des outils à attaque globale possèdent une tête de coupe rotative qui occupe la totalité de la section de la galerie. C'est une machine foreuse à moyen d'excavation mécanisé à pleine section (*Figure 1.4*), qui par son principe fondamental de travail continu. L'avancement se fait à l'aide des patins d'ancrages qui prennent appui sur la paroi de la galerie, puis des vérins hydrauliques permettent de faire avancer la tête de creusement. La vitesse de creusement atteinte avec ce type de machine est comprise entre 29 et 86 m par jour en roche dure.[3]

- ✚ **Avantage:** *Ne nécessite pas beaucoup de main d'œuvre, rapidité d'exécution, ne provoque pas d'éboulement ce qui entraîne une bonne tenue du terrain ;*
- ✚ **Inconvénient:** *L'inconvénient majeur de ce genre de machine est son coût très élevé, son utilisation exige une main d'œuvre hautement qualifiée, ne pas être amortissable que pour une longueur de tunnel assez importante.*



*Figure. 1.4 : Machines à attaque global(TBM)*

#### 1.3.3.2. Eléments Principaux et mode de fonctionnement de TBM

- une tête de forage ou plateau porte-outils de forme circulaire dans les machines rotatives sur lequel sont disposés les outils de coupe de type molettes, disques ou pics;
- un bâti fixe dans lequel sont repris les efforts de poussée de la tête sur le front de taille et le moment résultant du travail de découpe du rocher;
- un système de propulsion et d'appui de conception différente selon le type de machine et la qualité du terrain encaissant;

- grippeurs ou patins d'ancrage latéraux vérines au terrain et propulsion par coulissage relatif bâti fixe - tête de forage;
- groupe de vérins de propulsion prenant appui contre le revêtement mis en place directement à l'avancement ou contre un anneau de réaction quand le terrain n'autorise pas l'utilisation de plaques d'appui ;
- un système de marinage par reprise des déblais au front de taille par les augets solidaires du plateau porte-outils et évacuation par convoyeur jusqu'à l'arrière de la machine ; l'extraction des déblais peut être également assurée par une vis située en partie inférieure de la chambre d'abattage;
- des équipements annexes optionnels : casquette de protection, bras de boulonnage, érecteur de cintres ou voussoirs, lance à béton projeté ; foreuse pour sondage de reconnaissance à l'avancement, bouclier simple ou articulé dans les terrains meubles et aquifères.[3]

#### 1.4. Modes de creusement

Chaque terrain a ses propres caractéristiques d'où un mode de creusement approprié. Cette situation a poussé les ingénieries de développer des techniques de creusement différentes. Selon la nature de terrain ( dur ou meuble) on distingue trois modes de creusement:

- ★ Creusement à pleine section ;
- ★ Creusement par demi- section ;
- ★ Creusement en section divisée ;

##### 1.4.1. Creusement à pleine section

Par la méthode de creusement à pleine section, il convient de comprendre les techniques d'avancement donnant lieu à un dégagement complet de la section principale de l'ouvrage en une seule fois (*Figure 1.5*). Cette méthode nécessite l'emploi d'un matériel important (grande hauteur de l'excavation, importance des volumes de marinage à chaque volée), elle est donc bien adaptée lorsqu'on pense pouvoir l'employer sur de grandes longueurs de terrain homogène, ne nécessitant pas l'utilisation d'un soutènement autre que le boulonnage et le béton projeté. L'évolution des matériels a tendance d'étendre le nombre des chantiers employant la technique d'attaque à pleine section. Lorsqu'elle est applicable (moyennant si nécessaire un soutènement du front de taille), la méthode de creusement en pleine section est plus favorable à la maîtrise des déplacements puisqu'elle évite les problèmes liés aux reprises d'excavation dans un terrain déjà déconfiné.[4]





*Figure 1.5: Creusement à plein section*

### 1.4.2. Creusement en demi-section

Dans la méthode de creusement en demi-section, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps (*Figure 1.6*). On doit si nécessaire renforcer le soutènement avant creusement du stross, aussi bien en partie supérieure (cintres, blindage, béton projeté, boulons) qu'en partie inférieure. En général, le revêtement définitif n'est mis en place qu'après excavation de la totalité de la section.[4]

Le creusement par demi-section est beaucoup plus indiqué dans des terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Elle peut alors être utilisée très largement en faisant varier la longueur de l'avancement unitaire. Dans certains terrains difficiles, il est possible de réaliser très rapidement la pose du soutènement en mettant celui-ci en place dans une excavation périphérique et en le boutonnant provisoirement sur le merlon central.



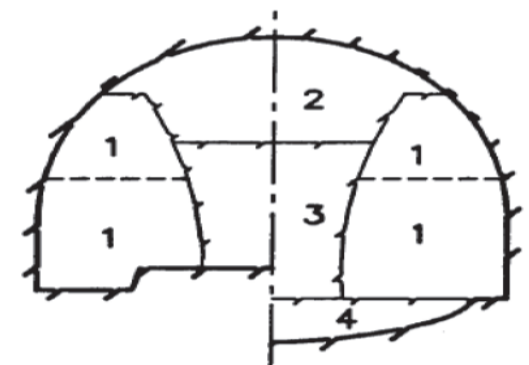
*Figure 1.6 : Creusement en demi-section*

L'intérêt fondamental de la demi-section, par rapport à une méthode de creusement en section divisée est de permettre une mise en place rapide d'un soutènement ou d'un revêtement sur toute la partie supérieure. Par rapport à la pleine section, elle représente l'avantage de nécessiter un matériel moins important et d'employer des moyens de terrassement habituels pour l'excavation du stross.[4]

#### 1.4.3. Creusement en section devisée

Cette méthode est utilisée lorsque la section à excaver est importante, ou dans le cas d'un terrain des caractéristiques géotechniques médiocres, qui ne permet pas d'assurer la stabilité du front de taille avec une ouverture en demi section. Ce type de creusement a été utilisé lorsque les procédés de pré-soutènement et de renforcement du front de taille n'étaient pas encore bien développés. Il consiste en l'ouverture préalable d'une ou de plusieurs galeries de petite section. Par cette méthode, la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la dépression des terrains est plus limitée.

La division de la section est en fonction de la dimension maximale de l'excavation élémentaire, qui peut rester stable avant la mise en place du soutènement. La méthode de la section divisée comprend généralement deux modes de creusement, un mode de creusement consiste à creuser une galerie en clé de voûte, ensuite la rendre plus large latéralement pour achever la demi-section supérieure de l'excavation finale, est de même pour la demi-section inférieure. (Figure 1.7). Le deuxième mode consiste à commencer par deux galeries de base, au niveau des piédroits vers la clé de voûte.[4]



*Figure 1.7 : Creusement de la section divisée*

## 1.5. Méthodes de calcul

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

- Méthodes empiriques
- Méthodes analytiques
- Méthodes numériques

### 1.5.1. Méthodes empiriques

Les ouvrages souterrains sont fréquemment dimensionnés à partir de classifications des massifs rocheux. Ces méthodes basées sur différents paramètres géotechniques. C'est donc le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui va faire la différence d'une méthode à l'autre.[5]

Les méthodes empiriques actuellement les plus utilisées sont :

- Méthode de K. Terzaghi ;
- Méthode de Z. Bieniawski (RMR) ;
- Système du NGI (*Rock Mass Quality ; Q système*) ;
- Classifications de l'AFTES ;
- Le Geological Strength Index (*GSI*).

### 1.5.2. Méthodes analytiques

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

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

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

Les méthodes analytiques peuvent se diviser en deux groupes :

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

Et parmi les méthodes analytiques les plus utilisées on se trouve :

- ★ La Méthode de convergence-confinement
- ★ La Méthode des réactions hyperstatiques

### **1.5.3. Méthodes numériques**

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. Cette approche permet de traiter une large gamme de problèmes qui sont difficiles voire impossibles à résoudre avec d'autres méthodes. L'avantage incontestable des méthodes numériques consiste dans la modélisation du problème avec moins des hypothèses simplificatrices.[5]

#### **1.5.3.1. Méthode de différences finis**

La méthode des différences finies est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations différentielles aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (*schéma numérique*) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres.[5]

#### **1.5.3.2. Méthodes des éléments finis**

La méthode des éléments finis (MEF) est devenue actuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, etc...[5]

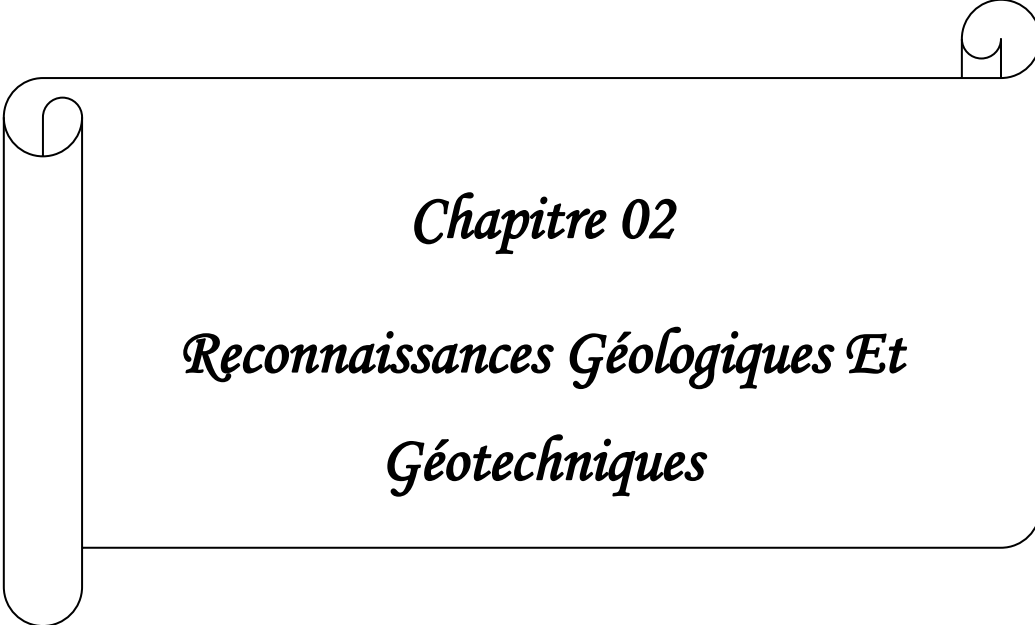


## 1.6. Conclusion

L'utilisation croissante du sous-sol, pour le développement d'infrastructures (ligne de métro, voies rapides souterraines, réseaux d'assainissement ...) a conduit à la construction des tunnels dans des conditions difficiles et notamment en présence des massifs de faibles caractéristiques mécaniques. Ce type d'ouvrages permet aussi bien de résoudre certains problèmes d'urbanisme que rencontrent les grandes agglomérations et de franchir ainsi des obstacles naturels, montagnes, rivières et bras de mer.

Cette procédure de construction a été rendu possible grâce à des nombreux développements des moyennes et techniques de creusement survenus dans le domaine au cours des dernières années. Cependant ces développements technologiques doivent être accompagnés par l'évolution des moyens de prospection des terrains ce qui permet une bonne estimation des efforts qui doivent supporter les soutènements.

Les tunnels peuvent être creusés dans des terrains de différentes natures, depuis l'argile jusqu'aux roches les plus dures. Les procédés et techniques de creusement sont multiples et variés, la meilleure technique ou le procédé le plus adéquat reste au jugement de l'ingénieur constructeur vis-à-vis de la nature du terrain, dimensions de l'ouvrage et les moyennes disponibles.



*Chapitre 02*

*Reconnaitances Géologiques Et*

*Géotechniques*

## 2.1. Introduction

Les excavations sous terrains sont souvent accompagnées par des risques d'instabilité des massifs de sol, tel que l'effondrement ou l'éboulement pendant ou après son réalisation. Ce risque est d'autant plus grande s'il y a une manque d'information sur le terrain, il est donc indispensable d'effectuer des reconnaissances géologique, géotechnique et hydrogéologique approfondies du site hôte de l'ouvrage. Ces renseignements permettent de planifier l'exécution, d'estimer le cout et de prévoir les difficultés envisagées pendant la réalisation d'un ouvrage souterrain. En conséquence, ils vont influencer le choix et la mise en œuvre des méthodes de construction (excavation, soutènement et revêtement), qui sont validées où corrigées durant le stade des travaux.[1]

Dans le cadre de l'aménagement de la pénétrante autoroutière reliant le port de Djen Djen a' l'Autoroute Est-Ouest, il est prévu de réaliser un tunnel bitube aux hauteurs de la ville de Texanna de 1,9 km de longueur environ pour chaque tube. Ce chapitre présente, la géologie régionale et locale du site, et les investigations géotechniques réalisées.[17]

## 2.2. Reconnaissances de site d'implantation

### 2.2.1. Reconnaissances Géologiques

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

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

### 2.2.2. Investigations Géotechniques

Les objectifs d'une étude géotechnique sont :

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

### 2.2.3. Reconnaissance Hydrogéologiques

Lorsqu'un ouvrage souterrain traverse un terrain aquifère, il fonctionne comme un drain et modifie très sensiblement les conditions d'écoulement des eaux souterraines et le niveau de la nappe. Sa probabilité de rencontrer des venues d'eau est élevée, surtout s'il est réalisé sous une couverture rocheuse importante. Deux conséquences différentes doivent alors être envisagées :

- D'une part, le rôle des eaux souterraines sur les conditions de réalisation et de stabilité de l'ouvrage ;
- D'autre part, l'impact hydrogéologique de l'ouvrage sur son environnement naturel et humain.[1]

## 2.3. Description général du projet

### 2.3.1. Localisation du tunnel

Le projet de tunnel traverse le versant sud de Djebel Sendouh (Ghuerrouch) à la hauteur de la ville de Taxanna. Le tunnel est situé dans le trajet du tracé entre PK : 24+818.545 – 26+648.352 pour le tube droit et entre PK : 0+711.683 – PK : 2+593.879 pour le tube gauche. L'axe du tunnel suit un alignement droit sur environ 1170 m de longueur, et prend, par la suite, une courbure de 1000 m de rayon vers la gauche sur environ 660 m. La localisation approximative du tunnel par rapport au tracé de l'autoroute est montrée sur la figure (2.1). La couverture maximale de tunnel est de l'ordre de 270 m.[17]

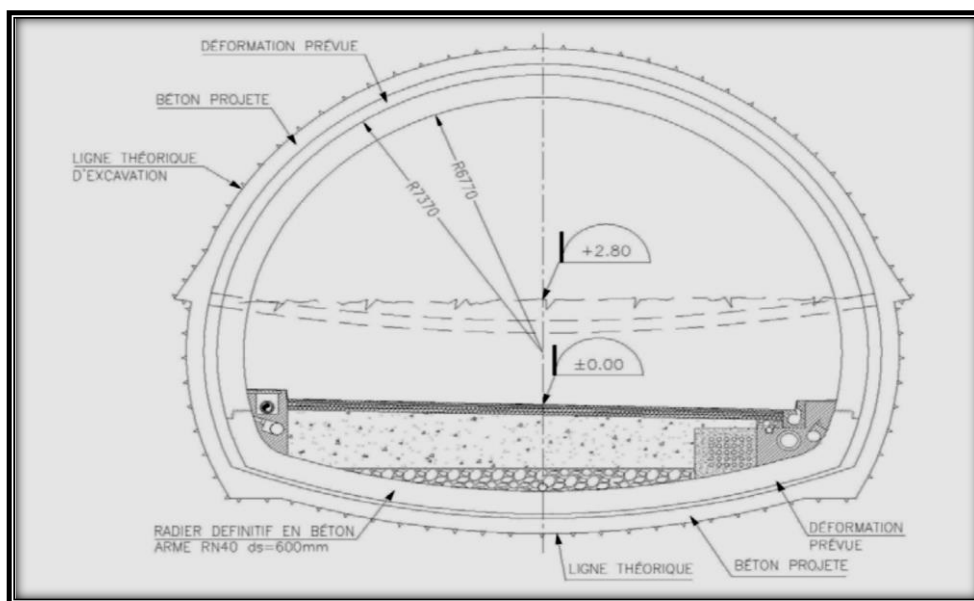


Figure 2.1 Localisation Du Tunnel

### 2.3.2. Dimensionnement du Tunnel

La coupe transversale type de tunnel, ainsi que ces données géométriques sont présentés dans la figure (2.2), 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 2.2 :** La coupe et le gabarit transversal type de Tunnel

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

Les profils circulaires du tunnel ont été adoptés en vue d'assurer une distribution équilibrée des charges au pourtour de celui-ci, ainsi qu'une meilleure stabilité de l'ouvrage pendant la construction et en phase de service.[17]

## 2.4. Géologie du Site

### 2.4.1. Géologie régionale

L'Algérie fait partie de l'ensemble nord-ouest africain. L'examen du schéma structural montre qu'elle est naturellement subdivisée en deux (2) principaux ensembles (figure 2.3).

- **Au sud**, un domaine méridional, le Sahara avec son climat désertique où affleurent les socles précambriens du Hoggar et des Eglab sur lesquels viennent en discordance les formations phanérozoïques de la plateforme saharienne.
- **Au nord**, l'Algérie septentrionale très complexe par son origine et sa disposition englobe le domaine tellien, l'Atlas saharien et les hautes plaines.

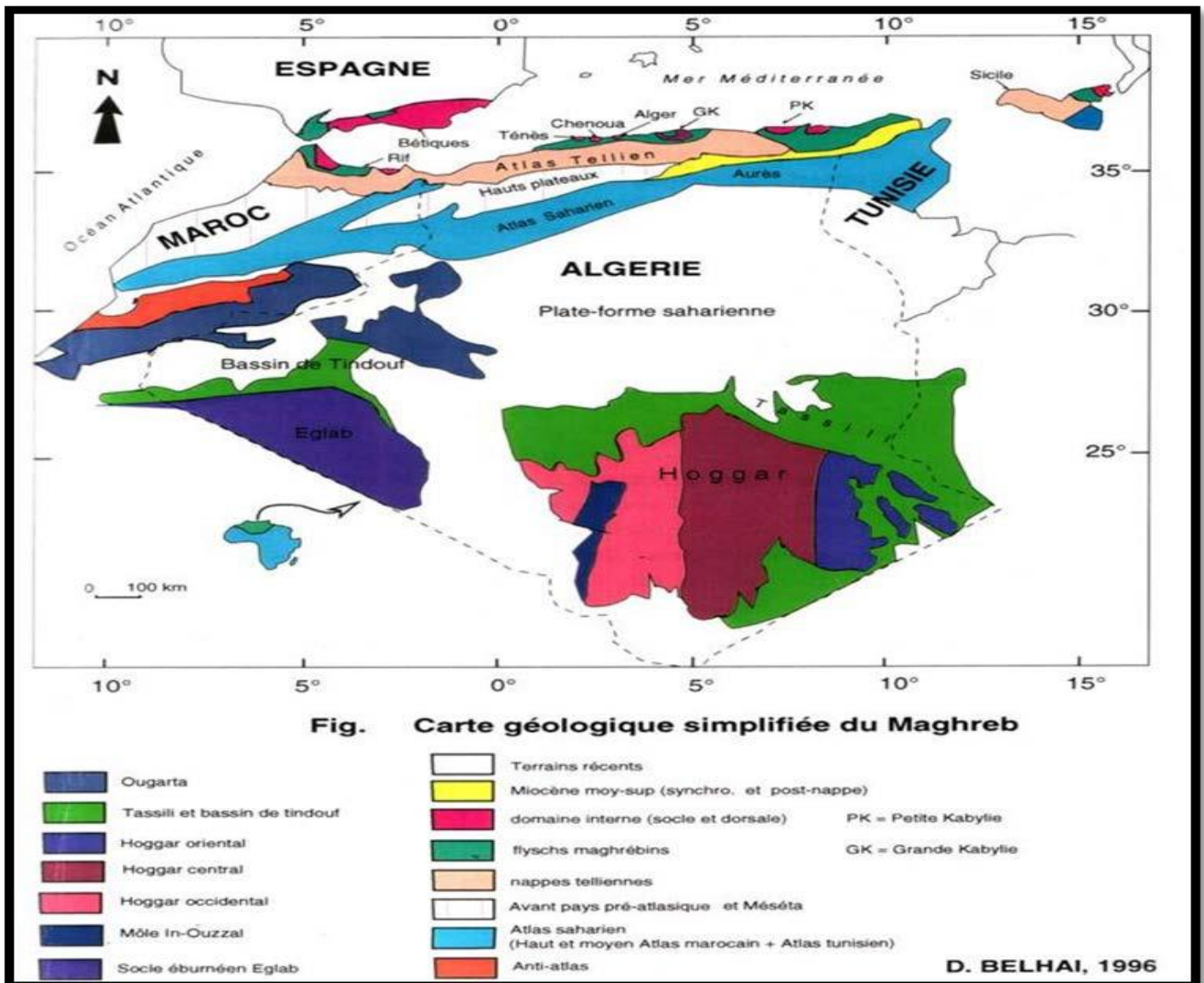


Figure 2.3 : Carte géologique simplifiée du Maghreb et de l'Afrique du nord (Dr. Belhai, 1996).

### 2.4.2. Géologie locale

Entre la masse des Babors, largement développée à l'ouest et celle du socle kabyle, qui s'étend vers l'est sur une distance plus de 110 km, se trouve une région de crêtes et de collines boisées, encore fort mal connue, ou dominant, sous le Néogène post-nappes, la série numidienne et le flysch mauritanien de Ghuerrouch. La figure (2.4) présente un extrait de la carte géologique de Tamesguida, comportant la région de Texanna et montrant le tracé de futur tunnel.

### 2.4.3 Géologie du site de tunnel

Plusieurs visites de terrain ont été effectuées par des géologues et géotechniciens au secteur d'étude, particulièrement au niveau des portails du tunnel a permis de confirmer la cartographie géomorphologique du secteur d'étude.

Le tunnel traverse une région à relief montagneux, accidentée et boisée avec des versants en pentes douces à abruptes appartenant aux flyschs albo-aptien. Ce flysch est formé essentiellement d'alternances schisto-gréseuses avec des passages centimétriques à décimétriques de quartzite dur, situés sur des schistes altérés en surfaces, eux-mêmes prenant appui, à partir de 10 à 15 m de profondeur, sur des formations d'argilites d'aspect schisteux.

Les plans de schistosité sont obliques à subverticaux, noirs et satinés. L'argilite comporte des veinules multidirectionnelles à remplissage de quartzite. Cette argilite a été détecté en affleurements pendant la cartographie au niveau de l'oued, à la sortie droite du portail sud. C'est cette même argilite, aussi identifiée en forage qui sera rencontrée presque tout le long du tunnel. Les figures (2.5 et 2.6) montrent respectivement l'altimétrie et les pentes au-dessus de l'axe du tunnel.

Les flyschs altérés en surface posent généralement des problèmes de stabilité sous forme de glissements de terrain, d'éboulements et de solifluxions à cause de leur sensibilité à l'eau. Ces problèmes seront probablement rencontrés surtout au niveau du portail sud.

Les schistes altérés au niveau des portails sont aussi problématiques du point de vue de la stabilité, en raison notamment de leur potentiel d'altération lorsqu'exposés aux conditions atmosphériques. L'argilite rencontrée en tunnel sera décomprimée près de la surface mais leur condition mécanique s'améliorera en profondeur.[17]



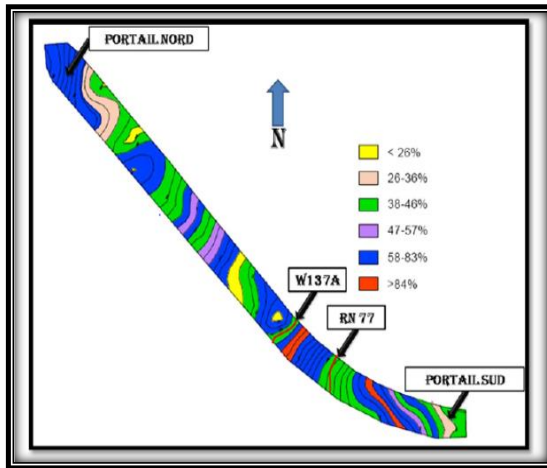


Figure 2.4 : Vue en plan de l'altimétrie terrain Au-dessus du tunnel

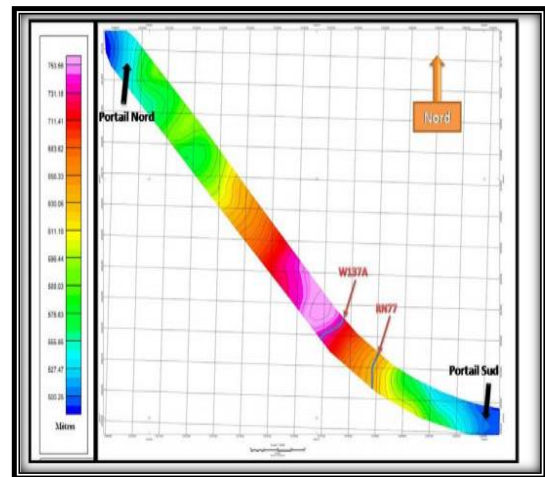


Figure 2.5 : Vue en plan de pentes Au-dessus du tunnel

#### 2.4.4. Investigation géophysique

En plus du programme de reconnaissances géologiques, une étude géophysique a été également réalisée dans le cadre de ce projet. La prospection géophysique avait pour but de :

- valider, d'une part, la géologie et la stratigraphie le long du tracé de tunnel ;
- vérifier, d'autre part, la présence de discontinuités gravimétriques (contacts anormaux failles et autres anomalies) le long de l'axe du tunnel ;

La méthode utilisée est du type gravimétrique. Celle-ci permet de lier le changement de faciès géologique à une variation de densité. Les travaux de terrain et l'interprétation des résultats obtenus ont été effectués par le Dr Boutella[17]. Les résultats des essais géophysiques ont permis de constater diverses anomalies géologiques, dont les principales sont résumées ci-après. En résumé, le tunnel traverse :

- ✓ plusieurs failles majeures (discontinuité gravimétrique : contact anormal);
- ✓ plusieurs failles mineures;
- ✓ une faille est notée dans le secteur du portail nord;
- ✓ une zone d'un ancien glissement a été détectée au niveau du portail sud ;
- ✓ des formations compétentes très fracturées au centre et moyennement fracturées dans la dernière section (400 m) du secteur nord ;
- ✓ des formations non compétentes à passées de quartzite et saturées d'eau.

Les principales anomalies précédentes sont montrées sur la carte structurale (figure 2.7) préparée par Dr Boutella[17] en collaboration avec le géologue du Groupement.[17]



### 2.4.5. Description Géologique au niveau des portails

#### ✚ Portail Sud

Il est important de noter que presque tous les affleurements rencontrés du secteur sont des flysch qui appartiennent à la série schisto-quartzitique de l'albo-aptien de Sendouah, Figure (2.8).



*Figure 2.6: Flysch sous forme d'alternance des bancs de quartzite*

Outre les quelques affleurements de flyschs rencontrés aux environs et bien au-dessus du portail sud, deux (2) affleurements d'argilite massive ont été rencontrés dans le lit du petit ruisseau situé du côté ouest du portail sud qui sont des argilites et argilites schisteuses. Ces argilites et argilites schisteuses sont imperméables contrairement aux flyschs fissurés qui permettent une circulation d'eau de fissure. La seule autre évidence de présence de cet argilite est un bloc d'argilite à la confluence de deux (2) ruisseaux du côté est un bloc décimétrique alluvionnaire.



*Figure 2.7: Argilite très ferme à dure située à droite du portail sud en allant vers Sétif*

### **Portail Nord**

A partir des forages du tunnel situé sur le flanc nord, des affleurements rocheux ont été mis à nus et ont fait l'objet d'une cartographie géologique (Figure (2.10)). Cette cartographie a eu pour but de compléter le relevé des affleurements de la roche afin de mieux comprendre le contexte géologique et structural de cette massif située au-dessus du tunnel.

Dans tout ce secteur du flanc nord, aucun affleurement rocheux n'a mis en évidence le massif d'argilite dans lequel se situe le tunnel. L'évaluation de la formation du portail et du tunnel a donc été réalisée à l'aide des carottes de forage, des essais géotechniques et des mesures géophysiques par micro gravimétrie.





*Figure 2.8: Versant nord avec situation du tunnel et des forages réalisés*



*Figure 2.9: Schistes altérés près de forage FT-1 décapage lors de l'ouverture de la piste pour les essais in situ*

## 2.5. Etude Géotechnique

### 2.5.1. Programme d'investigation géotechnique

La campagne géotechnique récente comprend les investigations suivantes :

- ◆ 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 Lugeons;
- ◆ des essais de caractérisation physiques, mécaniques et chimiques en laboratoire ;

### 2.5.2. Sondage carottés

Dans le cadre de l'investigation géotechnique, six (6) sondages carottés ont été réalisés au tunnel de Texanna. Le tableau suivant récapitule les références et les profondeurs de ces sondages.[17]

*Tableau 2.1 : Programme des sondages carottés*

Sondage	Localisation	Élévation( m)	Profondeur (m)
<b>FT-1</b>	X : 747042 Y : 4061076	600	120
<b>FT-2</b>	X : 747135 Y: 4060884	588	106
<b>FT-3</b>	X: 747343 Y : 4060668	616	128
<b>FT-4</b>	X : 748107 Y : 4060108	552	70
<b>FT-5</b>	X : 748264 Y: 4060065	510	30
<b>FT-6</b>	X : 748373 Y : 4059923	500	30

La figure (2.12) illustre une coupe géologique de terrain encaissant avec les positions probables des failles, en présentant le tracé de tunnel dans la formation géologique des argilites inférieures moyennement fracturés et montre la position des sondages effectués.

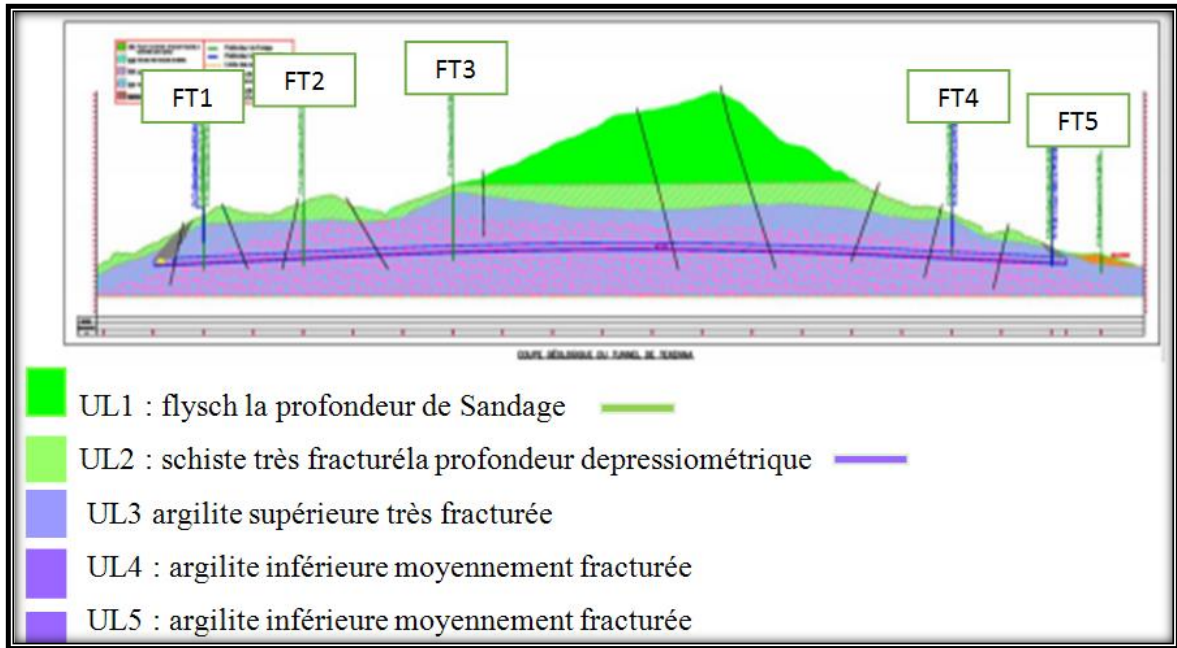


Figure 2.10: Coupe géologique le long du tunnel montrant la position des sondages

### 2.5.3. Sondage préssiométrique

Les sondages pressiométriques réalisés conformément à la NF P94-110-1 sont résumés dans le tableau 2.2.[17]

Tableau 2.2 : Programme des essais pressiométriques

Sondage pressiométrique	Localisation	Profondeur (m)
<b>PrT-1</b>	A côté du FT-1	0,00 à 45,00
<b>PrT -2</b>	A côté du FT-2	(1)
<b>PrT -3</b>	A côté du FT-3	(1)
<b>PrT -4</b>	A côté du FT-4	0,00 à 54,00
<b>PrT -5</b>	A côté du FT-5	0,00 à 30,00
<b>PrT -6</b>	A côté du FT-6	0,00 à 30,00

(1) Essais non réalisés à cause de la couverture importante du tunnel et de la limite de performance du pressiomètre utilisé.

Ces sondages pressiométriques sont situés au niveau des portails du tunnel. Les résultats obtenus pour le sondage (**Ptr-4**) sont résumés dans le tableau suivant. [17]

**Tableau 2.3 : Résultats de l'essai pressiométrique PrT-4 (à côté de FT-4)**

Profondeur(m)	Pression limite Pl (MPa)	Pression de fluage PF (MPa)	Module pressiométrique Ep (MPa)	Ep/Pl
1,0	0,85	0,57	7,94	9,29
2,0	0,85	0,39	10,43	12,24
3,0	1,41	0,43	24,99	17,62
4,0	2,31	0,47	29,16	12,62
5,0	1,86	0,32	89,10	47,91
18,0	4,06	0,16	102,73	25,30
21,0	4,78	2,48	55,38	11,58
24,0	3,91	0,63	50,07	12,80
39,0	5,98	4,19	92,11	15,39
42,0	5,80	0,25	83,93	14,47
45,0	5,80	4,63	61,51	10,60
48,0	5,87	0,83	66,32	11,28
51,0	5,92	4,11	140,16	23,67
54,0	6,42	4,36	90,79	14,13

#### 2.5.4. Essais de perméabilité in situ

Les essais de perméabilité *in situ* ont été exécutés conformément aux normes NF P94-131 et NF P94-132 pour les essais Lugeons et Lefranc respectivement. Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant. [17]

**Tableau 2.4 : Résultats des essais de perméabilité in situ**

Sondage	Type d'essais	Niveau d'essai (m)	Élévation(m)	Résultat
<b>FT-4</b>	Lugeon	48,00 à 51,00	504,00 à 501,00	2,02 unités Lugeon
<b>FT-5</b>	Lefranc	60 à 70	504,00 à 503,00	3,66 x 10 <sup>-4</sup> ms <sup>-1</sup>

### 2.5.5. Essais de laboratoire

Des essais au laboratoire ont été effectués sur des échantillons prélevés des Sondages. Ces essais ont compris :

- des essais d'identification des caractéristiques physiques;
- des essais mécaniques : résistance à la compression ( $\sigma_c$ ), résistance à la traction ( $\sigma_t$ ) et module ( $E_i$ ) ;
- des analyses minéralogiques par diffraction RX (vérification du potentiel gonflant de l'argilite) ;
- des essais chimiques (analyse de Pourcentage de sulfate et de PH) ;

Les résultats des essais d'identification, effectués sur les échantillons, sont récapitulés dans les paragraphes et dans les tableaux suivants : [17]

#### ✚ Essais d'identification

Le tableau 2.5 ci-dessous résume les résultats des essais d'identification des paramètres physiques :

*Tableau 2.5 : Essais d'identification des paramètres physiques*

Sondage	Échantillon Prof. (m)	Teneur en eau W (%)	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )
<b>FT-4</b>	30,00 à 30,50	0,85	27,6
	37,00 à 37,50	0,87	27,5
	40,00 à 41,00	0,82	27,7
	59,00 à 59,50	0,72	27,6
	62,00 à 63,00	0,81	27,7
	67,50 à 67,80	0,81	28,0
	68,00 à 68,50	0,68	28,0
<b>FT-5</b>	27,00 à 27,50	0,64	27,3
	27,00 à 27,50	0,65	27,3

### ✚ Essais mécaniques

Le tableau 2.6 ci-dessous résume les résultats des analyses mécaniques effectuées.

**Tableau 2.6 : Résultats des analyses mécaniques effectuées**

Sondage	Échantillon Prof. (m)	Résistance à la compression uniaxiale $\sigma_c$ (MPa)	Résistance à la traction $\sigma_t$ (MPa)	Module d'Young $E_i$ (MPa)
<b>FT-4</b>	30,00 à 30,50	18,17	-	-
	37,00 à 37,50	10,09	2,36	1800,00
	40,00 à 41,00	7,30	-	1500,00
	59,00 à 59,50	2,74 (1)	-	1000,00
	62,00 à 63,00	11,93	1,88	2200,00
	67,00 à 67,80	4,49	2,22	1800,00
	68,00 à 68,50	9,65	-	2000,00
<b>FT-5</b>	27,00 à 27,50	8,35	-	880,00
	27,00 à 27,50	11,05	-	2000,00
(1) Carotte présentant des microfissures subverticales avant la réalisation de l'essai de compression favorisant la rupture prématurée de l'échantillon				

### ✚ Essais chimiques

Le tableau 2.7 ci-dessous résume les résultats des analyses chimiques effectuées.

**Tableau 2.7 : Résultats des analyses chimiques**

Sondage	Échantillon Prof. (m)	Chlorures (%) [NA 9297-1989]	Sulfates (%) [NA 461]	PH [NA 10390-2005]
<b>FT-1</b>	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
<b>FT-5</b>	2,50 à 3,00	0,172	0,079	7,11
	9,50 à 10,00	0,294	0,195	7,02
	29,50 à 30,00	0,112	0,034	7,06
<b>FT-6</b>	3,00 à 3,50	0,585	0,084	7,62
	25,00 à 25,50	0,386	0,056	6,33



Les résultats précédents confirment l'aspect non agressif du milieu environnant à l'emplacement prévu du tunnel. Toutefois, ces résultats doivent être nécessairement confirmés par d'autres analyses chimiques réalisées sur des échantillons d'eau prélevés dans le secteur des travaux et préférablement à l'intérieur du tunnel.

## 2.6. Interprétation des résultats des investigations géologiques et géotechniques

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

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

### 2.6.1 Unités lithologiques

Les observations sur le terrain et les sondages carottés FT-1 à FT-5 exécutés ont permis d'identifier quatre (4) principales unités lithologiques (UL) le long du tracé du tunnel.

- ✓ unité lithologique 1 (UL1) : Flysch
- ✓ unité lithologique 2 (UL2) : Schiste très fracturé
- ✓ unité lithologique 3 (UL3) : Argilite supérieure très fracturée
- ✓ unités lithologiques 4 et 5 (UL4 et UL5) : Argilite inférieure moyennement fracturée à argilite saine.

Une description générale des principales caractéristiques de chacune de ces unités lithologiques est présentée ci-après :

#### a. Unité lithologique UL1 : Flysch

Deux (2) principaux types de flyschs sont distingués en surface du site. Les flyschs massyliens représentés par des quartzites et des pyélites grises, décomprimées, d'âge crétacé (Néocomien), surmontées par une mince couverture limono-sableuse d'âge Quaternaire. Les flyschs mauritaniens correspondent à une alternance de bancs de grès d'épaisseur décimétrique et d'argile très friable

#### b. Unité lithologique UL2 : Schiste très fracturé

Cette unité correspond aux matériaux de schistes satinés très altérés de couleur brun grisâtre, avec des fractures obliques à subverticales remplies de quartzite et montrant des traces d'oxydation. Elle présente une faible consistance. Selon les forages exécutés, cette formation peut s'étendre jusqu'à une profondeur de 35 m.

### c. Unités lithologiques UL3, UL4 et UL5 : Argilite

Ces unités correspondent à une argilite altérée, friable, dégradée et très fracturée dans sa partie supérieure (UL3), et devient, par la suite, moyennement fracturée (UL4) et saine (UL5). En outre, cette argilite présente des plans de schistosités majoritairement obliques à subverticales et des joints millimétriques fermés à remplissage de quartzites et localement de calcites. Cette schistosité est défavorable vis-à-vis la stabilité des parois et du front de taille du tunnel. Dans la partie supérieure de l'argilite, on note, par endroits, la présence de traces d'oxydation à l'intérieur des carottes, lesquelles témoignent d'un faible écoulement d'eau souterraine à travers les microfissures.[17]

#### 2.6.2. Paramètres géotechnique au niveau du portail sud

Les paramètres géotechniques obtenus à partir du sondage FT-5 localisé au niveau du Portail sud, pour les différentes couches de sol, sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau 2.8:** Paramètres géotechnique recommandés de l'unité située

Type de Roche	Poids Volumétrique $\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	Cohésion $c$ (kpa)	Angle de Frottement interne $\varphi^\circ$	Coeff de poisson $\nu$	Module d'élasticité $E_i$ (MPa)	Profond (m)	
Schistes très altérées	23	50	25	0.3	300	7	
Alluvions sous forme des limons sableuse	18	25	21	0.3	100	7 à 11	
Argilite très altérées	21	40	32	0.3	400	11 à 30	
Tronçon (1) Etudier	Flyshs Albo-Aptian âgée(1)	27	139	32	0.3	404	60
Tronçon (2) Etudier	Flyshs Albo-Aptian âgée(2)	26	344	32	0.3	3131	100

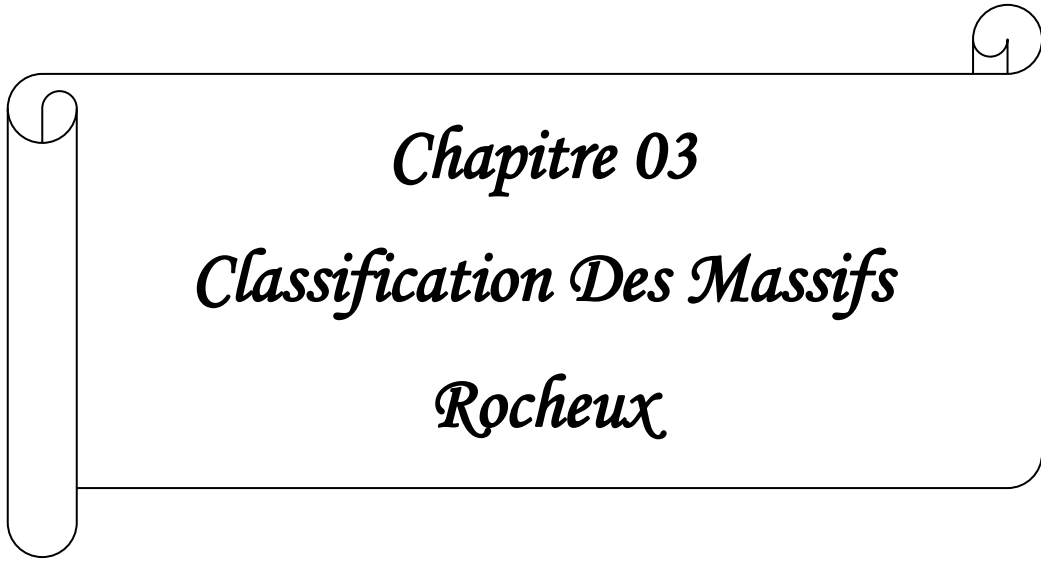
## 2.7. Conclusion

La présente étude géotechnique et géologique a mis en évidence un certain nombre des anomalies géologiques, et géomorphologiques dont il faudrait tenir compte dans la conception et la réalisation du tunnel.

Le tracé du tunnel traverse une formation géologique composée principalement d'une argilite très - à moyennement fracturée près de la surface et au contact avec les schistes. Le tunnel coupe plusieurs discontinuités de microgravité qui peuvent être interprétées comme des failles ou cassures potentielles.

Les portails du tunnel seront construits sur des versants très accidentés qui n'offrent pas des caractéristiques favorables pour un déroulement normal des travaux.

Les essais in situ ont, par ailleurs, montré que la perméabilité de la masse rocheuse de l'argilite aux endroits testés varie de très faible à négligeable en profondeur. Cependant, des conditions d'eau défavorables peuvent être rencontrées au niveau des portails.



*Chapitre 03*  
*Classification Des Massifs*  
*Rocheux*

### 3.1. Introduction

Au stade des études préliminaires, les ouvrages souterrains sont fréquemment dimensionnés à partir de classifications des massifs rocheux. En effet, l'art de construction des tunnels est demeuré jusqu'à ces soixante dernières années une science essentiellement empirique dont les spécialistes se constituaient un savoir-faire au travers des expériences passées.

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

### 3.2. La désignation de la qualité de la roche R.Q.D

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

$$R. Q. D = \frac{\Sigma \text{longeurs totales des morceaux} > 10 \text{ cm} \times 100}{\text{longueur de la passe de carottage}}$$

Par une longueur de morceau d'une dimension supérieure à 10 cm, il faut entendre morceau de roche saine. Par exemple, 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 au moins supérieur à 50 mm pour que les morceaux de roche saine ne soient pas endommagés au cours de prélèvement. On utilise la valeur du R.Q.D. pour classer la roche suivant sa qualité.[4]

*Tableau 3.1: Classification de la roche suivant R.Q.D*

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

### 3.3. Méthode de K. Terzaghi

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

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

$$H_p = K \cdot B + H_t$$

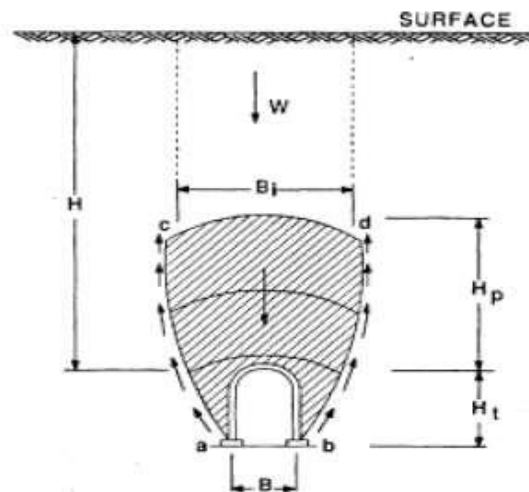
$H_p$  : Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale.

$B$  : Largeur de la galerie.

$H_t$  : Hauteur de la galerie.

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

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



**Figure 3.1:** Zone décomprimée au-dessus d'une cavité (K.Terzaghi 1946).

Sur l'imprécision de la valeur donnée, Terzaghi affirme « Même si des programmes de calcul peuvent donner des valeurs plus correctes vis-à-vis de situations précises, ils ne donnent que des valeurs peu pratiques pour un pré-dimensionnement, au vu de l'incertitude des conditions de roches voisines à l'excavation ».[4]

**Tableau 3.2 : Hauteur de terrain décomprimée au-dessous d'une cavité (d'après Terzaghi, 1946).**

Nature de la roche	Charge $H_p$	Remarques
Dure et intacte	0 à 0.25 B	Quelques ancrages s'il y a chute de pierres
Dure et stratifiée	0 à 0.5 B	Soutènement léger
Massive avec quelques Joints	0 à 0.25 B	La charge peut changer brusquement d'un point à l'autre Modérément ébouleuse
Modérément ébouleuse	0.25 à 0.35 (B+H <sub>t</sub> )	Pas de pression latérale
Très ébouleuse	0.35 à 1.1 (B+H <sub>t</sub> )	Peu ou pas de pression latérale
Complètement broyée Chimiquement inerte	1.1 (B+H <sub>t</sub> )	Pression latérale considérable
Roche fluante à profondeur Modérée	1.1 à 2.1 (B+H <sub>t</sub> )	Grande pression latérale Cintres circulaires
Roche fluante à grande Profondeur	2.1 à 4.5 (B+H <sub>t</sub> )	Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés
Roche gonflante	jusqu'à 75 m 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.[4]

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

### 3.4. Méthode de Z. Bieniawski

Cette classification a été développée par Bieniawski [1973] au Conseil Afrique du sud de la recherche scientifique et industrielle (CSIR). Elle est basée sur l'étude de quelques centaines de tunnels creusés principalement dans des roches sédimentaires à profondeur modérée. L'utilisation de cette classification nécessite de diviser au préalable le site en régions homogènes d'un point de vue de structures géologiques. Chaque région est classifiée séparément.

La notation du massif rocheux **RMR (Rock Masse Rating)** résulte de la somme de cinq notes de caractérisation (d'A1 à A5) et d'une note d'ajustement. La somme de ces notes attribue une valeur comprise entre 0 et 100 au massif.

- A1- la résistance à la compression simple de la matrice rocheuse RC : est obtenue, soit par procédure d'écrasement d'un échantillon, soit par procédure de chargement ponctuel (note : de 0 à 15).
- A2 - La Qualité de la roche via RQD de Deere: il caractérise la qualité des carottes de sondage en calculant le rapport entre la longueur cumulée des carottes supérieures à dix centimètres et la longueur totale considérée (note : de 3 à 20).
- A3- 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 (note : de 0 à 25).
- A4- La qualité des discontinuités de la roche : cet indice caractérise l'extension, l'ouverture, la rugosité, le matériau de remplissage et l'altération des épontes des discontinuités (note : de 0 à 25).
- A5- Les conditions hydrologiques : Des tentatives de prise en considération de l'influence de l'eau souterraine sur la stabilité des excavations (note : de 0 à 10), sont présentées sous diverses formes :
  - Une mesure du débit d'eau entrant dans l'ouvrage.
  - Le rapport entre la pression d'eau dans les joints et la contrainte principale maximale.
  - Une observation qualitative des venues d'eau.
- B- 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 (note : de -12 à 0).



Nous nous 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 not globale caractérisant la qualité de la roche.[8]

**Tableau 3.3:** Paramètres de classification des roches et notes de pondération.

Paramètres			coefficients						
1	Résistance de la roche	Indice de Franklin	>8 MPA	4-8 MAP	2-4 MPA	1-2 MPA	Indice Franklin non utilisable		
		Résistance à la compression	> 200 MPA	100-200 MPA	50-100 MPA	25-50 MPA	10-25 MPA	3-10 MPA	1-3 MPA
	Note	15	12	7	4	2	1	0	
2	R.Q.D.		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacements des joints		>3m	1-3m	0,3-1m	50-300mm	<50mm		
	Note		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continus .En pontes en contact .Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses .Epaisseur <1mm .Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses .Epaisseur <1mm .Epontes altérées	Surface lustrées ou remplissag e <5mm Joints continus	Remplissage mou >5mm ou joints ouverts > 5mm joints continus		
	Note		25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10m	Aucune venue d'eau		<25l/min	25-125 l/min	>25l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0		0-0,2	0,2-0,5	>0,5		
		Hydrogéologie	Complètement sec		Suintement (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau		
	Note		10		7	4	0		

**Tableau 3.4:** Note d'ajustement pour orientation des joints.

Orientation des joints	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Note d'ajustement	0	-2	-5	-10	-12

Après addition des notes obtenues, la globale caractérisant la qualité de la roche appelée : *Rock Mass Rating (RMR)*. On utilise le (tableau 3.5) pour connaître :

- La classe de la roche
- Le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement.

**Tableau 3.5: Classe de rocher (RMR).**

<b>Note globale RMR</b>	<b>100 - 81</b>	<b>80 - 61</b>	<b>60 - 41</b>	<b>40 - 21</b>	<b>&lt; 20</b>
<b>Classe de rocher et description</b>	1 Très bon rocher	2 Bon rocher	3 Rochermoye n	4 Rochermédiocre	5 Rochertrès médiocre
<b>Temps de tenuemoyen</b>	10 ans pour 5m de portée	6 mois pour 4m de portée	1 semaine pour 3m de portée	5 heures pour 1,5m de portée	10 mn pour 0,5m de portée

Pour chaque classe de rocher, Z.BIENIAWSKI propose également des recommandations sur le soutènement à mettre en place, (voir Annexe B).

### 3.5. Système de l'institut Géotechnique Norvège NGI

Barton et al. (1974) ont introduit le système Q, un indice permettant de décrire la qualité de la masse rocheuse pour l'excavation de tunnels. Le système de classification se nomme *qualité de la masse rocheuse (Rock Mass Quality)* ou *indice de qualité du tunnel (Tunneling Quality Index)* ou tout simplement système du NGI en hommage de l'Institution Géotechnique Norvégienne.

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.

A partir de l'analyse de plus de 200 cavités souterraines (principalement des tunnels routiers et hydroélectriques), Barton et Lun ont proposé un indice pour la détermination de la

qualité d'un massif rocheux en vue du percement d'un tunnel. Indice de qualité Q est déterminée à partir de 6 paramètres de la façon suivante :

$$Q = \frac{R.Q.D}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

- RQD: est le Rock Quality Désignation de Deere.
- Jn: est l'expression du nombre de familles principales de discontinuités
- Jr: caractérise la rugosité des faces des joints.
- Ja: définit le degré d'altération des joints (épaisseur du joint et nature du matériau).
- Jw: spécifie les conditions hydrogéologiques : importance des venues d'eau et pression.
- SRF: (Stress Réduction Factor) précise l'état des contraintes dans le massif.

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

- ✚ Le premier rapport (**R.Q.D/Jn**) représente la structure du massif rocheux et est une mesure de la taille moyenne des blocs rocheux.
- ✚ Le second rapport (**Jr/Ja**) 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 (**Jw/SRF**) décrit l'état initial du massif par rapport à l'eau et aux contraintes. Dans cette classification, l'évaluation de Q dépend de l'état des contraintes dans le massif et des paramètres non intrinsèques de la matrice rocheuse. La contribution directe de la résistance mécanique de la matrice rocheuse est absente. En outre l'orientation des joints n'apparaît pas dans cette classification. La variation des paramètres existant dans Q est indiquée dans le tableau (3.7.)

**Tableau 3.6:** Plage de variation des paramètres prises en compte dans le calcul de  $Q$ 

<i>Paramètres</i>	<i>Conditions les plus défavorables</i>	<i>Conditions les plus favorables</i>	<i>Plage de variation (rapport maximal)</i>
<i>RQD</i>	10	100	100
<i>J<sub>n</sub></i>	20	0.5	40
<i>J<sub>r</sub></i>	0.5	4	8
<i>J<sub>a</sub></i>	20	0.75	27
<i>J<sub>w</sub></i>	0.05	1	20
<i>SRF</i>	20	0.5	40

L'indice  $Q$  peut varier de 0.001 à 1000. Les  $Q$  sont regroupés en 9 classes. Chaque classe correspond à une qualité de massif rocheux (tableau ci-dessous).[8]

**Tableau 3.7:** Classification de la qualité de la roche

<b>Valeurs de <math>Q</math></b>	<b>Qualité du massif</b>
400-1000	Exceptionnellement bonne
100-400	Extrêmement bonne
40-100	Très bonne
10-40	Bonne
4-10	Moyenne
1-4	Mauvaise
0,1-1	Très mauvaise
0,01-0,1	Extrêmement mauvaise
0,001-0,01	Exceptionnellement mauvaise

### 3.6. Classifications de l'AFTES

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

sont préparées au sein de Groupes de Travail qui ont permis de constituer une classification, dite de l'AFTES.

### Principe

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

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

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

- **Des critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution**
  - a) Les dimensions et la forme de la cavité.
  - b) Le procédé d'excavation, qui peut être soit à l'explosif en utilisant ou non la technique du prédécoupage, soit purement mécanique.
- **Des critères relatifs à l'environnement**
  - a) La sensibilité de l'environnement aux tassements.
  - b) Les effets d'une modification de l'équilibre hydrologique.[4]

### 3.7. Indice de résistance géologique (GSI)

Introduit par Hoek et al. [1995] puis amélioré par Hoek et Brown [1997], l'indice de force géologique GSI (**G**eological **S**trength **I**ndex) ne présente pas une classification géomécanique. Cependant, il constitue un lien entre le *RMR* et le *Q*-system et la détermination des paramètres de déformabilité et de résistance des massifs rocheux, L'estimation du *GSI* s'appuie sur une observation directe de la structure du massif rocheux à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. Cet indice varie entre 5 et 85. 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. Les tableaux 3.9 et 3.10 (d'après Hoek, 1995) présente les 20 codes qui permettent d'identifier chaque catégorie de masses rocheuses, et d'estimer la valeur du *GSI* à partir des conditions desurface des discontinuités et de leur structure.[5]

Tableau 3.8 : Qualité du massif rocheux selon la valeur du GSI (Hoek-Brown, 1995)

<b>Valeur du GSI</b>	76-85	56-75	41-55	21-40	< 20
<b>Qualité du massif</b>	Très bonne	Bonne	Moyenne	Mauvaise	Très mauvaise

Tableau 3.9 : Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse Rocheuse, d'après Hoek et Brown (1995).

CARACTERISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE POUR L'ESTIMATION DE LA RESISTANCE		CONDITIONS DE SURFACE				
A partir de l'apparence de la roche, choisir la catégorie qui donne, selon vous, la meilleure description des conditions moyennes de structure in situ. [...] Le critère de Hoek-Brown devrait uniquement être appliqué à des masses rocheuses dont la taille des blocs individuels est petite devant celle de l'excavation.		TRES BONNES : Surfaces fraîches, non-altérées, très rugueuses	BONNES : Surfaces cou leur de fer, rugueuses et légèrement altérées	MOYENNES : Surfaces lisses, altérées ou moyennement altérées	PAUVRES : Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage compact de fragments anguleux	TRES PAUVRES : Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage d'angle plastique
FRAGMENTÉE – masse rocheuse non perturbée, très bien assemblée, constituée de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuités orthogonales		<p style="text-align: center;">QUALITE DECREISSANTE →</p>				
TRES FRAGMENTEE – masse rocheuse partiellement perturbée, bien assemblée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuités orthogonales						
FRAGMENTEE/DESTRUCTUREE – blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupées, avec plieurs et/ou failles						
DESINTEGREE – masse rocheuse fortement broyée, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis						



### 3.7.1. Le GSI modifié (Sonmez et Ulusay, 1999)

Sonmez et Ulusay (1999) ont proposé des perfectionnements à la classification GSI qu'ils estiment trop approximative. A leur avis, le manque de paramètres permettant de décrire les conditions de surface des discontinuités et la structure de la masse rocheuse empêche d'obtenir des valeurs plus précises du GSI. Pour ces raisons, ils ont suggéré l'introduction de deux paramètres additionnels :

➤ **La notation d'état de surface des joints (Surface Condition Rating) (SCR)**

Cet indice s'obtient par sommation de 3 coefficients décrivant la rugosité, l'altération et le remplissage des joints :  $SCR = R_r + R_w + R_f$

$R_r$  et  $R_f$  peuvent être estimés comme suivant :

Taux de rugosité ( $R_r$ )	Très rugueux 6	rugueux 5	Légèrement rugueux 3	lisse 1	Contours lisses 0
Taux d'altération ( $R_w$ )	Aucun 6	Légèrement altéré 5	Moyennement altéré 3	Fortement altéré 1	Décomposé 0
Taux de remplissage ( $R_f$ )	Aucun 6	Dur < 5 mm 4	Dur > 5 mm 2	Tendre < 5 mm 2	Tendre > 5 mm 0
<b><math>SCR = R_r + R_w + R_f</math></b>					

Figure 3.2: Estimation DES coefficients de SCR

La valeur maximale pouvant être atteinte par le SCR étant 18, l'axe horizontal de la classification GSI a été divisé en 18 intervalles de même longueur.

➤ **La notation de la structure (Structure Rating) (SR)**

La dimension des blocs peut être un indicateur très important du comportement mécanique de la roche, de grands blocs sont en général moins déformables, et moins sujets à des rotations que des blocs plus petits. La courbe semi-logarithmique permette de déduire une valeur du SR, à partir de la mesure de la densité volumique des joints ( $J_v$ ).[13]

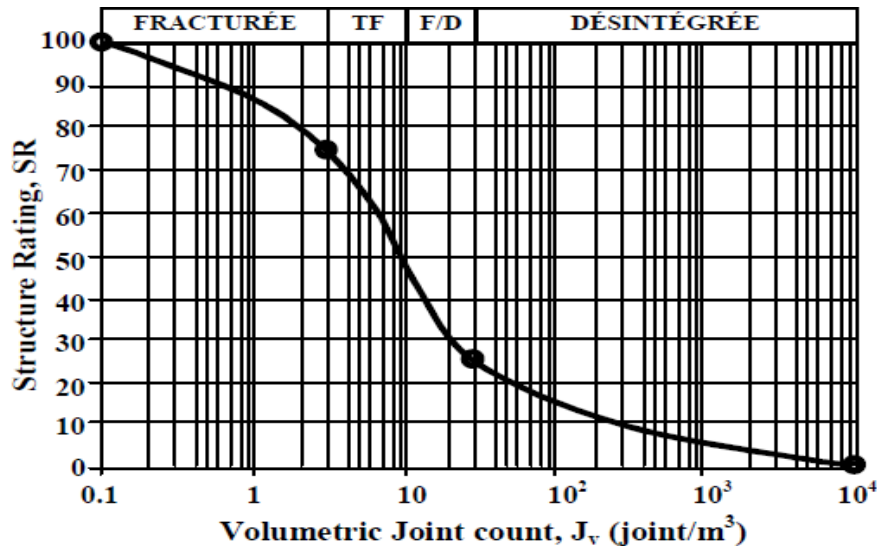


Figure 3.3 : Estimation de SR

A l'aide de ces deux paramètres supplémentaires, Sonmez et Ulusay estiment que l'apport d'informations concernant les propriétés structurales de la roche permet de déterminer une valeur plus précise pour le GSI. On peut toutefois s'interroger sur la validité de cette argumentation, au vu de la précision discutable des paramètres additionnels utilisés (notamment  $J_v$ ).[13]

### 3.7.2. Le GSI dans les critères de ruptures

Hoek et Brown (1980) ont proposé un critère de rupture empirique pour les massifs rocheux fracturés. L'expression de ce critère généralisé (Hoek, 1999) est la suivante :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_a + \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} \right)^a$$

Ou :

$\sigma'_1$  Est la contrainte effective maximum à la rupture ;

$\sigma'_3$  Est la contrainte effective minimum à la rupture ;

$\sigma_{ci}$  Est la résistance à la compression de la matrice rocheuse intacte ;

$m_b$  Est la valeur de la constante  $m$  de Hoek et Brown pour le massif rocheux ;

$s$  et  $a$  sont des constantes adimensionnelles qui dépendent de l'état et du degré de fracturation du massif rocheux (pour la roche intacte  $s = 1$ ) ;[13]



Ce critère peut également s'écrire sous la forme :

$$\tau = A. \sigma_{ci} \left( \frac{\sigma'_n - \sigma'_{tm}}{\sigma_{ci}} \right)$$

Ou :

$\tau$  Est la contrainte de cisaillement sur le plan de rupture ;

$\sigma'_n$  Est la contrainte normale effective sur le plan de rupture ;

$\sigma'_{tm}$  Est la résistance à la traction de la matrice rocheuse intacte ;

$A$  et  $B$  sont des constantes dépendant du matériau.

La résistance à la traction s'écrit sous la forme :

$$\sigma'_{mt} = \frac{\sigma_{ci}}{2} \left( m_b - \sqrt{m_b^2 + 4s} \right)$$

Pour utiliser le critère de Hoek et Brown, il est nécessaire d'évaluer la qualité du massif rocheux. En 1995, Hoek et Brown ont introduit l'indice de force géologique (*IFG*) (Geological Strength Index) (*GSI*) dont la valeur est également appréciée en fonction de la nature pétrographique de la roche et de son degré de fracturation. Des tableaux proposés par Hoek (1995, 1999) permettent de déterminer le *GSI*. Les paramètres  $m_b$  et  $s$  peuvent alors être calculés à partir du *GSI* par les relations :

$$m_b = m_i \exp \left( \frac{GSI - 100}{28} \right)$$

Ou :

$m_i$  Est la valeur de la constante  $m$  de Hoek et Brown pour la matrice rocheuse ;

Pour  $GSI > 25$  :

$$s = \exp \left( \frac{GSI - 100}{9} \right)$$

$$a = 0.5$$

Et Pour  $GSI < 25$  :

$$s = 0$$

$$a = 0.65 - \frac{GSI}{200}$$

### 3.8. Corrélations entre les paramètres de différentes méthodes

Des relations empiriques existent entre ces différents indices :

- Bieniawski propose de relier le RMR et le Système Q (Tunneling Quality Index Q) de Barton :

$$RMR = 9 \log Q + 44$$

- Pour des roches de bonne qualité ( $GSI > 25$ ), la valeur de GSI peut également être estimée directement à partir de la version (1976) du RMR de Bieniawski :

$$GSI = RMR_{76}$$

- De même, si la version (1989) de la classification RMR de Bieniawski est utilisée, alors on peut estimer un GSI correspondant :

$$GSI = RMR_{89} - 5$$

### 3.9. Classification des massifs rocheux du tunnel étudié

Pour la classification géomécanique des unités lithologiques UL-1 à UL-5-3 définies précédemment, on va utiliser quatre (4) méthodes empiriques, qu'il s'agit de celles basées sur la qualité de désignation de la roche RQD, La notation de la masse rocheuse RMR, Q-Système et l'indice de résistance géologique GSI. Pour orienter le choix d'un type de soutènement, mais elle ne permet pas le dimensionnement de ce dernier. [17]

#### 3.9.1. Classification Selon L'indice RQD

La qualité de la roche en fonction du RQD moyen estimé pour les unités lithologiques UL1 à UL5-3 est résumée dans le tableau 4.1 de la page suivante : [17]

**Tableau 3.10 : Valeur RQD des unités lithologiques UL1 à UL5-3**

Unités lithologiques	RQD Moyne (%)	Qualité de la roche
UL1 (Flysch)	0 *	Très mauvaise
UL2 (Schiste)	0 *	Très mauvaise
UL3 (Argilite)	2 0 *	Très mauvaise
UL4 (Argilite)	7 0 *	Moyenne
UL4-1	1 6	Mauvaise (médiocre)
UL5 (Argilite)	3 9 - 4 3	Moyenne
UL5-1	8 9	Bon
UL5-2	8 9	Bon
UL5-3	8 9	Bon

Note : Les unités UL4-1 à UL5-3 ont été interprétées à partir des carottes de forages allant de 10 m au-dessus du tunnel jusqu'à 10 m en dessous du tunnel.  
\* : pour les unités UL1 à UL4, le RQD a été estimé à partir d'une moyenne des carottes récupérées.

### 3.9.2. Classification Selon L'indice Q De BARTON

L'application de cette méthode au contexte des unités lithologiques UL1 à UL5-3 a conduit aux valeurs de l'indice Q regroupées dans le tableau 4.2.[17]

**Tableau 3.11 : Valeurs Q des unités lithologiques UL1 à UL5-3**

Unités lithologiques	Q	Qualité de la masse rocheuse
UL1 (Flysch)	0,08*	Extrêmement mauvaise
UL2 (shiste)	0,4*	Très mauvaise
UL3 (Argilite)	0,6*	Très mauvaise
UL4 (Argilite)	1,8*	Mauvaise
* : pour les unités UL1 à UL4, la valeur Q a été estimée à partir d'une moyenne des carottes récupérées.		
UL4-1	3,5	Mauvaise
UL5 (Argilite)	11,5	Faible à bonne
UL5-1	23,7	Bonne
UL5-2	23,7	Bonne
UL5-3	23,7	Bonne
Note : les unités UL4-1 à UL5-3 ont été interprétées à partir des carottes de forages allant de 10 m au-dessus du tunnel jusqu'à 10 m en dessous du tunnel.		

### 3.9.3. Classification Selon l'indice RMR

L'application de cette méthode au contexte des unités lithologiques UL1 à UL5-3 a donné les résultats récapitulés dans le tableau ci-dessous.[17]

*Tableau 3.12: Valeurs RMR89 des unités lithologiques UL1 à UL5-3*

Unités lithologiques	RMR89	Classe	Qualité de la masse rocheuse
UL1 (Flysch)	15*	V	Trèsmauvaise
UL2 (Shiste)	19*	V	Trèsmauvaise
UL3 (Argilite)	25*	IV	Mauvaise
UL4 (Argilite)	38*	IV	Mauvaise
* : pour les unités UL1 à UL4, le RMR a été estimé à partir d'une moyenne des carottes récupérées.			
UL4-1	38	IV	Mauvaise
UL5 (Argilite)	43-58	III	Moyenne
UL5-1	62	II	Bonne
UL5-2	62	II	Bonne
UL5-3	62	II	bonne
Note : Les unités UL4-1 à UL5-3 ont été interprétées à partir des carottes de forages allant de 10 m au-dessus du tunnel jusqu'à 10 m en dessous du tunnel.			

### 3.9.4. Classification Selon L'indice GSI

L'indice GSI varie entre 5 et 85. Les valeurs de GSI proches de 5 correspondent à des masses rocheuses de très mauvaise qualité, tandis que celles proches de 85 décrivent des masses rocheuses d'excellente qualité. L'application de cette méthode de classification au contexte des unités lithologiques UL1 à UL5-3 a conduit aux valeurs de l'indice GSI données dans le tableau qui suit.[17]

**Tableau 4.13 :** Valeurs GSI caractérisant les unités lithologiques UL1 à UL5-3

Unités lithologiques	GSI	Qualité de la masse rocheuse
UL1 (Flysch)	11*	Très mauvaise
UL2 (Shiste)	15*	Très mauvaise
UL3 (Argilite)	22*	Mauvaise
UL4 (Argilite)	35*	Mauvaise
* : pour les unités UL1 à UL4, le GSI a été estimé à partir d'une moyenne des carottes récupérées.		
UL4-1	35	Mauvaise
UL5 (Argilite)	40-50	Moyenne
UL5-1	70	Bonne
UL5-2	70	Bonne
UL5-3	70	Bonne
Note : les unités UL4-1 à UL5-3 ont été interprétées à partir des carottes de forages allant de 10 m au-dessus du tunnel jusqu'à 10 m en dessous du tunnel.		

### 3.10. Précision sur la formation encaissant les tronçons étudiés

Selon la rapport finale, le tracé de tunnel n'est pas situé dans les différentes unités lithologiques comme il est indiqué dans le rapport géologique et géotechnique d'avant-projet détaillé, mais dans un Flysch âgé Albo-Alpien composé totalement de l'alternance de mudstone et de grès. Le flysch est composé de mudstone qui comporte une nature de roche plissé, faiblement-moyennement décomposé, et de grès a granulométrie fine qui comporte une nature de roche a couche moyenne-épaisse, faiblement décomposé.[18]

Les paramètres géotechniques, relative au trançons 01, sont obtenus à partir des données des sondages FT-5 et FT-6 situées à une profondeur 30 m. L'évaluation de la qualité de la roche montre que l'unité située au niveau des portails sud est de *Classe Faible (classe IV)* selon la méthode de classification RMR.

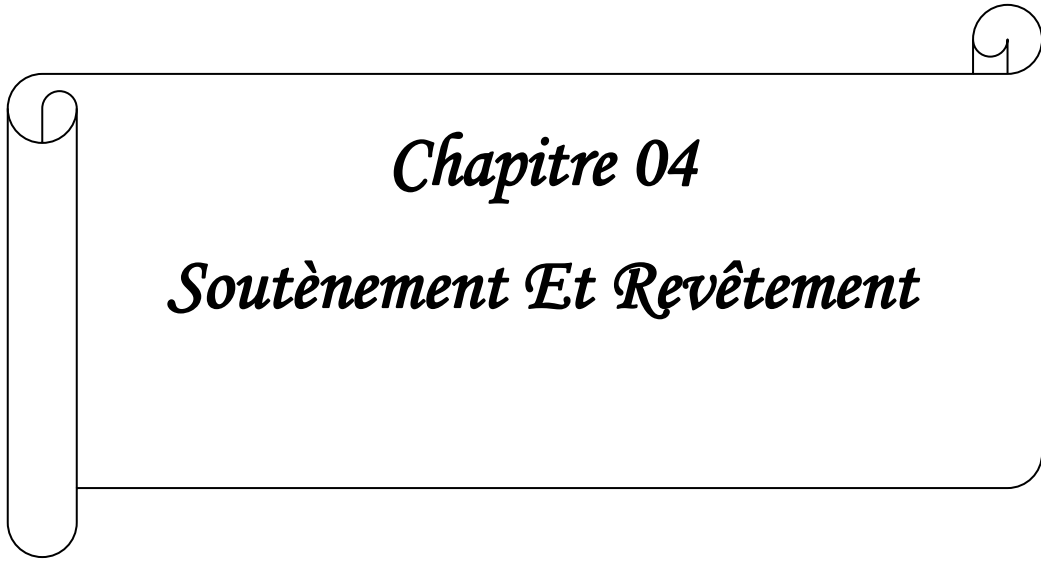
La même unité lithologique est rencontré pour le tronçon 02, les paramètres sont obtenus à partir des sondages FT-1 et FT-2 situé à une profondeur de 60 m. la *Classe de la Roche est considérée comme Moyen (classe III)* selon la méthode de classification RMR.[18]

### 3.11 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordés les méthodes principales du calcul et du dimensionnement des tunnels à partir de la classification des massifs rocheux (méthodes empiriques), ces méthodes permettent d'orienter le choix du type de soutènement.

Suivant les résultats d'investigation présenté dans le rapport de l'avant-projet, l'application de ces méthodes permet de connaitre les classes de ce massif sur le long du tunnel.

Selon ces rapports géologiques et géotechniques, on constate qu'il y une différence sur l'appréciation de la nature des unités lithologiques composant le terrain. La couche encaissant le tracé du tunnel est spécifié comme argilite à argilite-schisteuse selon le rapport de l'avant-projet détaillé, cependant le dernier rapport (2018) indique que le tunnel se trouve complètement dans une couche de Flysch âgé Albo-Alpien d'une qualité faible à moyenne.



*Chapitre 04*

*Soutènement Et Revêtement*



## 4.1. Introduction

Le creusement d'un ouvrage souterrain (galerie, tunnel) perturbe le système des contraintes naturelles autour de la cavité créée, et généralement le terrain encaissant agit par certaines réactions, qui peuvent être la cause directe de l'instabilité du massif et de l'ouvrage. Cette réaction dépend directement de la nature, caractéristiques et de la résistance mécanique du terrain excavé et les caractères géométrique de la cavité. Pour cela la réalisation de soutènement est l'un des éléments essentiels de l'exécution du tunnel, galerie. il a un rôle de protection et de sécurité pour les personnels travaillent sous terre (contre les chutes de petits blocs), de supportage pour assurer la stabilité des gros blocs et de confinement pour limiter la convergence du terrain. il sert aussi à protéger les terrains en paroi vis-à-vis de l'altération.[7]

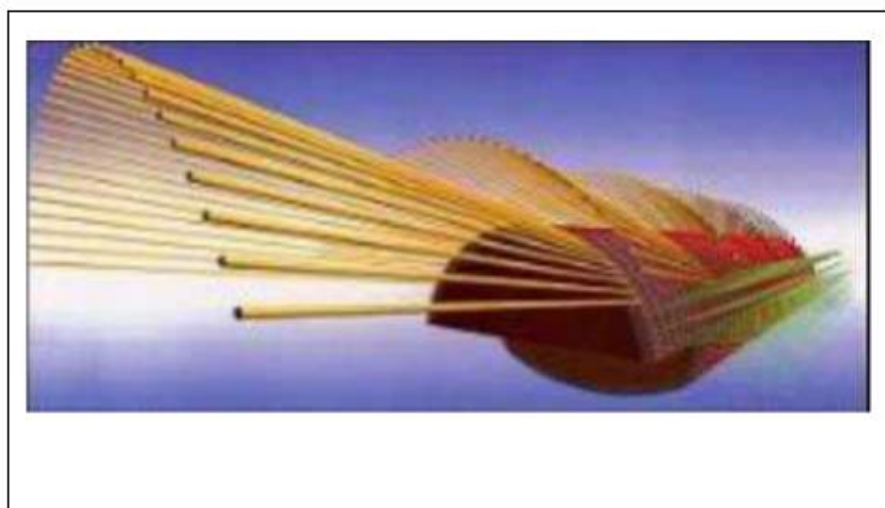
## 4.2. Pré-soutènement

### 4.2.1. Tubes perforés

Les tubes perforés sont considérés comme un procédé de pré-soutènement qui sera installé depuis le front, une part ou la totalité du développé, pour être efficace en avant du front. La voûte parapluie est classée comme un pré-soutènement.

### 4.2.2. Voûte parapluie

Consiste à mettre en place des barres ou des tubes métalliques longitudinaux, à la périphérie du front pour assurer la stabilité du terrain durant l'excavation et limiter les déformations.[7]



*Figure 4.1. Voûte parapluie en 3D.*

### 4.3. Types de soutènements

Au cours de la réalisation d'un tunnel, les contraintes préexistant dans le massif se canalisent sur le contour de la cavité, créant un "effet de voûte" 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. Le rôle du soutènement est de permettre l'établissement de cet état d'équilibre dans de bonnes conditions en limitant l'extension du volume de terrain décomprimé autour de la cavité.

Le choix du soutènement est lié aux exigences du terrain et à la fonction de protection du personnel puis de celui des usagers. Selon leur mode de fonctionnement, les soutènements classés en quatre catégories principales.[2]

#### 4.3.1. Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant

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

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

##### 4.3.1.1. Boulons d'ancrage ponctuel

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique 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.

##### 4.3.1.2. Boulons d'ancrage réparti

Les boulons à ancrage réparti peuvent être utilisés dans des roches bien plus tendres que les boulons à ancrage ponctuel (craies ou marnes). Ils s'opposent plus efficacement à l'ouverture de fissures isolées puisque l'ancrage existe près des lèvres de la fissure elle-même. Les boulons d'encrage réparti sont des tiges que l'on place dans un trou, scellées au terrain

sur toute la longueur du forage, au moyen d'un produit de scellement (résine ou ciment).une plaque est fixée par un écrou et serrée contre les parois.

Suivant la nature et le mode de mise en place du produit de scellement, on distingue plusieurs types de boulons :

✓ **Les boulons avec scellement à la résine**

La matière de scellement se compose de la résine et d'un catalyseur. Ils se présentent sous forme de cartouche, qui son enveloppées par plastique (compartiment) à l'intérieure de Lesquelles la résine et le catalyseur sont séparés. On introduit les cartouches en premier dans les trous puis la tige que l'on fait tourner à l'aide d'une perforatrice pour mélanger les deux produits .on arrête la rotation lorsque la tige arrive en font du trou, en suite on serre l'écrou de fixation de la plaque. Les boulons à la résine ne sont pas utilisés en présence d'eau, en raison des aléas de polymérisation de la résine.

✓ **Les boulons avec scellements au ciment**

Il existe plusieurs procédés de la mise en place :

- ✓ Avant la mise en place de la tige (barre), on injecte du ciment dans le trou au moyen d'une pompe à béton .c'est une technique très simple mais elle nécessite un dosage en eau précis pour obtenir une bonne maniabilité du produit et de la tige ;
- ✓ On introduit la barre, puis l'injection du ciment à partir de la bouche du trou .cette technique est utilisée dans le cas où l'on veut sceller un boulon d'encrage ponctuel déjà en place.

Cette méthode est recommandée dans les terrains fissurées ou hétérogènes ou dans le cas où les trous de forassions sont mal calibrées. Le mortier doit avoir une prise rapide et à haute résistance ; de plus, il doit être suffisamment plastique et consistant pour être injectable et ne pas ressortir du trou. Les boulons d'ancrage réparti sont appliqués pour les massifs fissurés, de résistance moyenne ou assez faible. Par contre, ils ne sont pas utilisables dans les terrains ou la résistance mécanique et la cohésion ne sont pas suffisantes.[5]

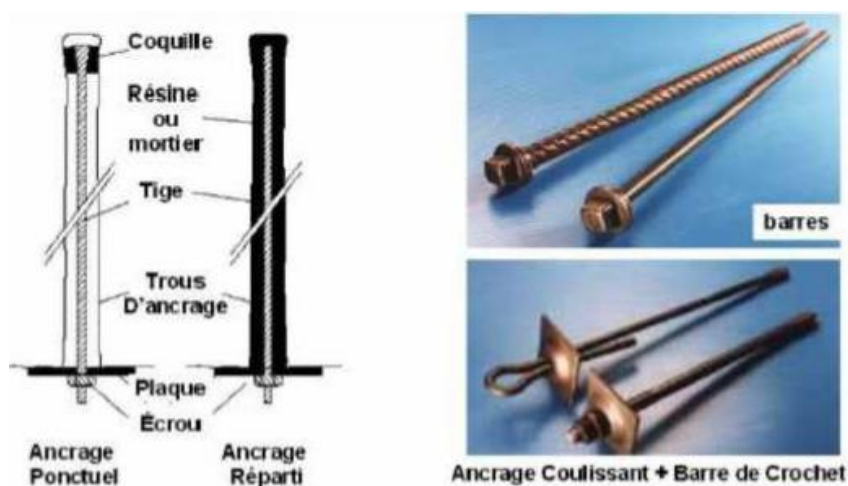


Figure 4.2 Boulons à ancrage ponctuel et boulons à ancrage réparti.

#### 4.3.1.3. Les boulons de friction

Ce sont des boulons qui n'ont pas besoin de scellement, dont la tige est un tube métallique creux que l'on introduit dans le trou, dont la liaison avec le terrain est assurée par le frottement entre la roche et l'acier. Selon le principe on peut avoir :

- ✓ Ces boulons sont en acier de haute résistance, on les introduit dans des trous ou l'enfoncement se fait à l'aide d'un marteau perforateur, ce qui provoque la fermeture de la fente. Grâce à l'élasticité du tube d'acier, le tube applique une pression sur les parois du trou. Donc ce sont les forces de frottement entre les parois du trou et le tube qui assurent l'ancrage du boulon.
- ✓ Le boulon compose d'un tube replié sur lui-même ; son extrémité profonde est fermée, tandis que l'autre est munie d'un manchon connecté à une pompe, ce qui permet d'injecter de l'eau sous une pression qui peut atteindre 30 MPA. Sous l'effet de cette pression, le tube se déploie et se plaque contre les parois de forage. On arrête l'injection d'eau, d'où le tube d'acier est déformé plastiquement et reste plaqué sur les parois de trou, ce qui assure l'ancrage du boulon.

Ces boulons sont particulièrement adaptés aux roches tendres car ils sont très rapide à mettre en place et agissant immédiatement.[9]

### 4.3.2. Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant

#### 4.3.2.1. Béton projeté

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

La technique de soutènement combinant les boulons et le béton projeté s'est imposée presque dans tous les ouvrages de tunnel, tant son efficacité est grande. Il constitue ce qu'on appelle la méthode de construction avec soutènement qui est connue sous le nom de NMA ou NATM.

#### 4.3.2.2. La Nouvelle Méthode Autrichienne (N.A.T.M.)

Faire un tunnel, c'est décharger le milieu rocheux, en créant une décompression. Il est très difficile à prévoir le comportement du massif avec précision, soit en court ou long terme.

Le principe de la méthode N.A.T.M. consiste de limiter la décompression des terrains au voisinage de l'excavation. Cette méthode est caractérisée par :

- La mise en place, aussi rapidement que possible, d'un soutènement flexible constitué, de boulons qui renforcent le terrain associés à une couche de béton projeté ;
- Le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation en créant un anneau porteur, constitué par le terrain armé ;

- la mise en place, aussi rapidement d'un soutènement déformable constitué, d'une part, de boulons, cintres métalliques qui arment le terrain et d'autre part, d'une couche de béton projeté généralement armé de treillis soudés.[9]

### 4.3.3. Les soutènements agissant par supportage

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

#### 4.3.3.1. Les cintres

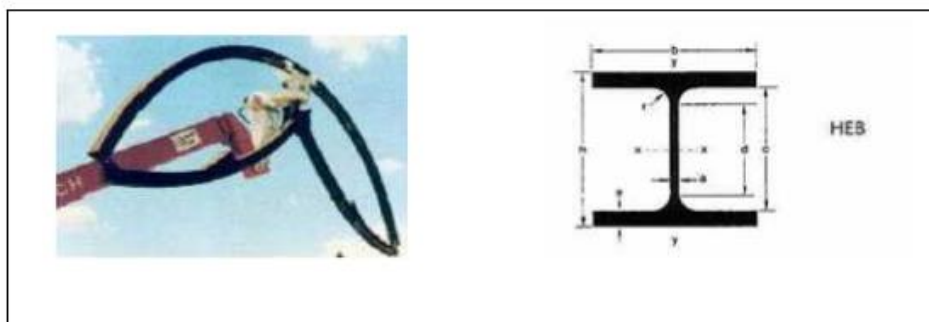
Les cintres peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage et dont les membrures sont placées le long des parois où elles sont calées, soit directement, soit par l'intermédiaire d'une peau de blindage. 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.[6]

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

#### Les cintres métalliques lourds

Ces cintres sont utilisés pour les terrains poussant et de mauvaise qualité, ou lorsque on traverse une zone plus difficile qui se déforme moins et qui doivent par conséquent reprendre plus de charge. Ces cintres sont assemblés près du front puis placés contre la paroi au moyen d'un érecteur, entre chaque élément métallique, il se crée une voûte de terrain. On réalise parfois un blindage ou un remplissage en béton entre les cintres.[6]



*Figure 4.3. Cintres lourds.*

#### ✚ Les cintres métalliques légers et coulissants

Ils 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. [6]



*Figure 4.4. Cintres légers*

#### 4.3.4. Les soutènements agissant par consolidation du terrain

Ce type de soutènement consiste à modifier les caractéristiques géotechnique et hydrologique du terrain afin de lui permettre de se stabiliser par lui-même. Cela s'effectue par plusieurs procédés :

- Injections de consolidation
- Air comprimé
- Congélation. [3]



### 4.3.5. Pose d'étanchéité

En générale entre le soutènement et le revêtement définitif de la voute, on place un matériau (géo-membrane synthétiques, géotextiles, géo-membrane bitumineux) (Figure 4.5) qui assure l'étanchéité partielle de l'ouvrage. Il convient donc de prévoir un réseau de drain en piedroit pour l'évacuation des eaux d'infiltration collectées par cette membrane protectrice. [3]



*Figure (4.5) : Etanchéité d'un tunnel.*

### 4.4. Revêtement définitif

Une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le soutènement, dans les terrains résistants et qui ne montre aucune réaction suite au processus de creusement, la stabilité de l'ouvrage est assurée. Un revêtement peut être mis en place afin d'assurer la fonctionnalité de l'ouvrage et de protéger les installations d'exploitation ou participer à l'esthétique de l'ouvrage. Il existe plusieurs types de revêtement :

#### 4.4.1. Revêtement en béton coffré non-armé sans radier

Le revêtement est exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement. Il s'agit d'un atelier de coffrage à l'horizontale, sur roues et pliable pour le faire avancer, qui est élaboré et adapté spécialement pour le tunnel en construction. [10]

#### 4.4.2. Revêtement en béton coffré armé avec radier

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. [10]



#### 4.4.3. Revêtement en béton projeté

Utilisé uniquement que dans les cas où ne se pose aucun problème lié à la stabilité de l'ouvrage, à son étanchéité et à son condition 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).[11]

#### 4.4.4. Revêtement en voussoirs préfabriqués

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

Le vide entre voussoirs et terrain doit être rempli par un produit de bourrage (coulis). Il est possible de placer un second anneau de revêtement à l'intérieur du premier. Ce type de soutènement consiste à modifier les caractéristiques géotechniques et hydrologiques du terrain afin de lui permettre de se stabiliser par lui-même. Cela s'effectue par plusieurs procédés :

- ✓ Injections de consolidation
- ✓ Air comprimé
- ✓ Congélation.[11]



*Figure 4.6. Types de revêtement des tunnels*



#### 4.5.1. Les raisons de l'étanchéité

La grande majorité des ouvrages souterrains sont soumis à une accumulation des eaux ce qui engendre des pressions. L'étanchéité et le drainage doivent être réalisés d'une manière continue et avec le plus grand soin.

Dans les roches, les venues d'eau importantes sont le plus souvent localisées (roches broyées, failles, zones fracturées). Des venues d'eau diffuses résultant de la porosité de la roche ou de sa fissuration sont courantes.[11]

#### 4.5.2. Choix du système d'étanchéité

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

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

#### 4.5.3. Type de produit d'étanchéité

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

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



*Figure 4.9: Mise en place du dispositif d'étanchéité*

## 4.6. Le choix de soutènement provisoire du tunnel de Taxenna

### 4.6.1. Paramètres et classes du tunnel

Comme on peut l'observer du profil géotechnique, le tunnel de Taxenna passe totalement d'une unité de Flysch âgée Albo-Aptian tout au long du trajet. Les valeurs RMR et GSI du trajet figurent ci-après.[18]

**Tableau 4-1 : Paramètres Proposés du Tunnel de Taxenna**

<i>Section du tunnel</i>	<i>RMR</i>	<i>Q-Système</i>	<i>GSI</i>
<i>Portail d'entrée du tube droit : PK :24+840</i> <i>Portail d'entrée du tube gauche :</i> <i>PK :0+761.682.</i>	Classe IV Roche Mauvaise (34)	0,275	30
<i>Tube droit :</i> <i>PK:24+840PK:24+25+350</i> <i>Tube gauche :</i> <i>PK:0+761.682PK:1+290.97</i>	Class III Roche Moyenne (44)	1,1	45
<i>Tube droit :</i> <i>PK :25+350 – PK:26+230</i> <i>Tube gauche :</i> <i>PK:1+290.97PK:2+191.682</i>	Classe II Bonne Roche (61)	2,97	60
<i>Tube droit :</i> <i>PK : 26+230 – PK :26+550</i> <i>Tube gauche :</i> <i>PK:2+191.682PK:2+490.97</i>	Classe III Roche Moyenne (44)	1,1	40
<i>Portail de Sortie tube droit :</i> <i>PK :26+550</i> <i>Portail de Sortie ube gauche :</i> <i>PK :2+490.970</i>	Classe IV Roche Mauvaise (32)	0,55	25

#### 4.6.2. Système de support du tunnel

Le choix de type de soutènement dans le tunnel de Taxenna passe en trois (03) types différentes, ces types sont expliquées dans les tableaux (4.2 et 4.3).[18]

**Tableau 4.2:** *Systèmes de Support Primaire Proposés dans les Tunnels d'Épaisseur de 5 à 12 mètres selon le Système de Classification du Massif Rocheux (RMR)*

<b>Classification selon RMR</b>	<b>Excavation</b>	<b>Boulon de rocher</b>	<b>Béton projeté</b>	<b>Revetement en acier</b>
<b>Classe II Bonne Roche (80 – 61)</b>	Avancement de 1.0-1.5m Section Complète	Tissu en acier, des boulons intervalles de + 2-2,5 m sont à 20 m du miroir	En cas nécessaire 5 cm	Néant
<b>Classe III Roche Moyenne (60 – 41)</b>	Avancement de la moitié supérieure/moitié inférieure. Avancement de moitié Supérieur de 1,5-3,0 m.	Boulonnage systématique de longueur de 3-4 m Tissu en acier + à suivre le miroir d'une intervalle de 1,5-2 m, à partir d'une distance de 10 m	Dans l'arc du plafond : 50-100 mm Dans la Moitié Inférieure 30 mm	Néant
<b>Classe IV Roche Mauvaise (40 – 21)</b>	Avancement de la Moitié Supérieure/Moitié Inférieure. Avancement de la Moitié Supérieur 1,0 - 1,5m	Boulonnage systématique de longueur de 4-5 m. Avec une intervalle de 1-1,5 m. à suivre le miroir à partir d'une distance de 10m	Dans l'arc du Plafond : 100-150 mm Dans la Moitié Inférieure 100 mm Juste après l'excavation	Revetement en acier léger, avec une intervalle de 1,5 m dans les endroits nécessaires.

**Tableau 4.3:** Classes de Soutient selon le Système Q

<i>Valeur de Q</i>	<i>Classe de support</i>	<i>Explication</i>
0,275	7	Béton projeté de 12-15 cm d'épaisseur renforcé avec treillis soudée et boulon de rocher (Sfr+B).
1,1	6	Béton projeté de 9-12 cm d'épaisseur renforcé avec treillis soudée et boulon de rocher (Sfr+B).
0,55	6	Béton projeté de 9-12 cm d'épaisseur renforcé avec treillis soudée et boulon de rocher (Sfr+B).
2,97	5	Ancrage de roche, le acier renforcement de maillage, et beton projete sans renforcement, de 5-9 cm d'épaisseur- Sfr+B.

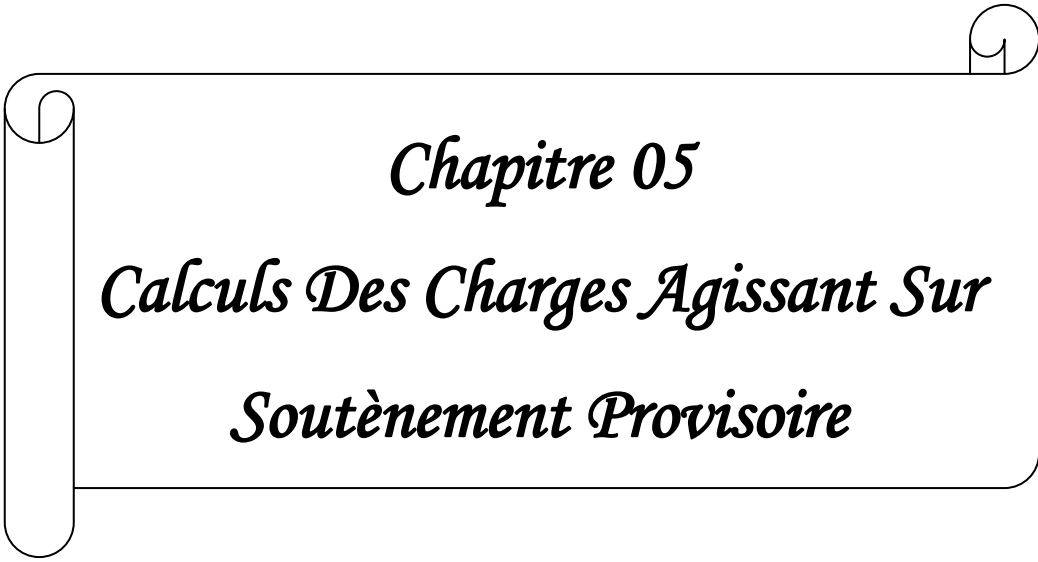
#### 4.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différentes modes de soutènement et revêtement généralement préconisés, pour les travaux de creusement des tunnels, ainsi que le système d'étanchéité et de drainage.

Le type de soutènement à une grande influence sur l'aspect économique total de l'ouvrage, donc on doit effectuer un choix judicieux de ces organes de support pour garantir la sécurité de l'ouvrage avec un cout optimum. Généralement ce choix est guidé par la nature de massif de sol rencontré, la hauteur de recouvrement et la taille de l'excavation.

Pour le projet de réalisation de tunnel de Texanna le type de soutènement adopté est composé essentiellement de béton projeté avec boulon et cintre HEB de rigidité variante selon le taux de confinement.



A decorative frame resembling a scroll, with a vertical bar on the left and rounded corners on the right. The text is centered within this frame.

*Chapitre 05*  
*Calculs Des Charges Agissant Sur*  
*Soutènement Provisoire*



## 5.1. Introduction

Les charges principales agissant sur les ouvrages souterrains proviennent de la poussée des couches adjacentes constituant le terrain. Ces charges dépendent essentiellement des caractéristiques géotechniques des différentes couches entourant le tunnel ainsi que le rayon d'excavation. Le calcul des sollicitations d'un ouvrage souterrain dépend de l'état de contraintes géostatiques du massif.

Dans ce chapitre, on va présenter des méthodes analytiques pour le calcul et l'évaluation de différentes charges agissantes sur les proies de l'ouvrage. Ainsi, vu la complexité du problème de détermination des actions agissant sur les tunnels, 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.

## 5.2. Méthodes de calcul des charges

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour le calcul des charges, chacune de ces méthodes à ces ses hypothèses. Les efforts considérés sont : les pressions verticales au niveau de la calotte, les pressions horizontales sur les proies (pieds droits) de tunnel les contraintes au niveau de radiers et les pressions hydraustatiques.

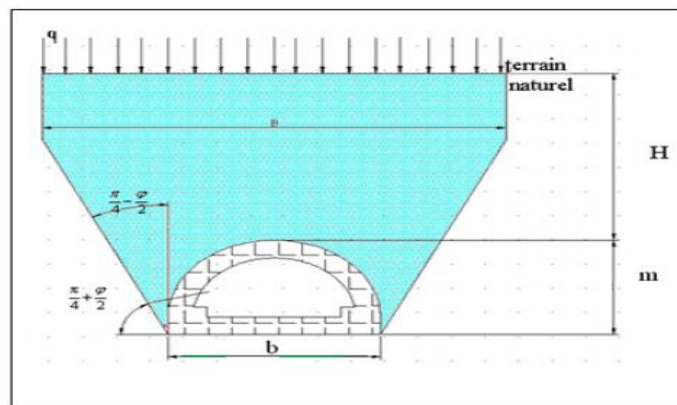
### 5.2.1. Pression verticales $\sigma_v$

Les méthodes de détermination des pressions verticales diffèrent par la façon de prise en compte 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, l'extension de 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. [7]

### 5.2.1.1. Méthode de TERZAGHI

TERZAGHI admet que la masse de sol qui entoure la galerie subit des déplacements 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 (figure 5.1). Selon cette théorie, le développement d'une zone dans le terrain de largeur B, sera entravée par l'effet de voûte, limité par une droite faisant un angle de  $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$  par rapport l'horizontal agissant le long des plans de glissement. [7]



*Figure 5.1 : Hypothèse de calcul de TERZAGHI*

Ou :  $q$  : La surcharge en surface.

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

$H$  : La couverture de terre.

$b$  : La largeur de l'excavation.

$m$  : La hauteur de l'excavation.

La contrainte verticale est donnée par :

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

Avec :

$\gamma$  : poids de la couche

$\varphi$  : angle de frottement interne au sol .

$c$  : cohésion du terrain.

$K_a$  Coefficient de poussée active

### 5.2.1.2. Théorie de BIERBAÜMER

Cette théorie admet que la masse du sol chargeant le profil est délimitée par une parabole de hauteur  $h = \alpha H$  et que le sol a tendance de glisser suivant un angle de  $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$  par rapport à l'horizontale. (Figure 5.2)

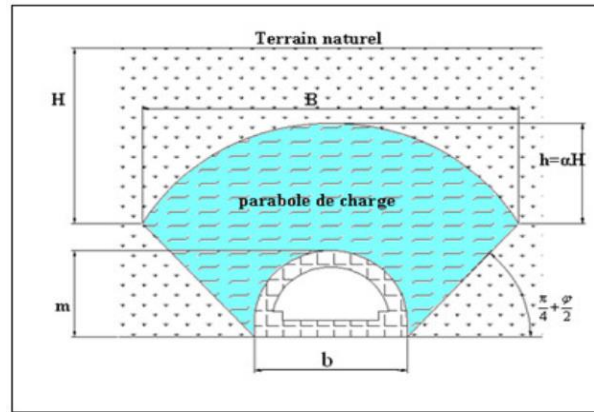


Figure 5.2 : Hypothèse de calcul de BIERBAÜMER

La contrainte verticale est égale à :  $\sigma_v = \gamma h = \gamma \alpha H$

Avec :

$H$  : Couverture du terrain,

$h$  : Hauteur de la parabole de charge,

$\alpha$ : Coefficient de réduction.

Tableau 5.1 .Coefficient de réduction  $\alpha$

H	$H < 15\text{m}$	$15\text{m} < H < 200\text{m}$	$H > 200\text{m}$
$\alpha$	1	$1 - \gamma H \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$	$\text{tg}^4(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$

$B$  est défini par :

$B = b + 2m \text{tg}(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$  ; Pour une section fer à cheval rectangulaire

$B = 2R \text{tg}(\frac{3\pi}{8} + \frac{\varphi}{4})$  ; Pour une section circulaire.

$R$  : le rayon de la section circulaire de la parabole de chargement.

Cette théorie est applicable aux tunnels situés à une grande profondeur. [7]

### 5.2.1.3. Théorie des poids des terres

Cette méthode est valable pour des ouvrages situés à des profondeurs faibles. Elle suppose que l'ouvrage doit supporter l'ensemble des charges et surcharges se trouvant au-dessus du tunnel. [7]

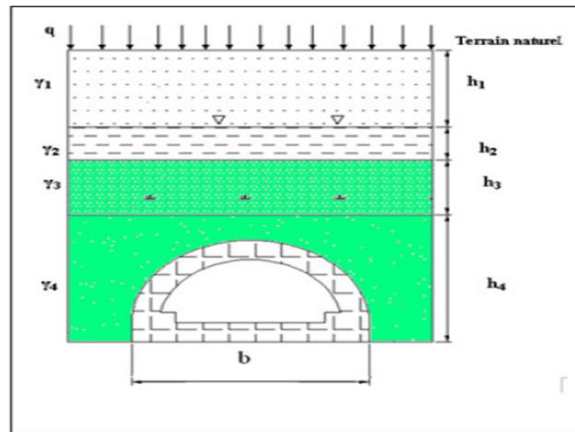


Figure 5.3 : Théorie des poids des terres

La contrainte verticale est donnée par :

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

Avec :

$\gamma$  : poids de la couche i.

$h_i$  : hauteur de la couche i.

$q$  : la surcharge.

### 5.2.1.4. Théorie de PROTODIAKONOV

PROTODIAKONOV a basé ses recherches sur l'équilibre statique d'une voûte naturelle située au-dessus du terrain excavé, de forme parabolique et de hauteur  $h_p$  et dont l'équilibre est assuré par les seuls efforts de compression agissant tout le long des parois de tunnel. [7]

La contrainte verticale est égale à :  $\Sigma_v = \gamma h_p$

Tel que:  $h_p = \frac{B}{2f}$

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

$f$ : coefficient de résistance dépend de la nature du terrain. (Voir annexe B)

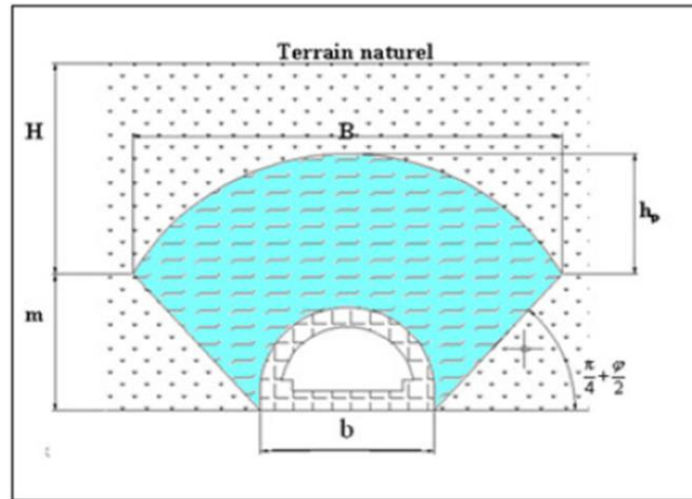


Figure 5.4 : Théorie de PROTODIAKONOV

Tableau 5.2. coefficient de résistance « f »

Nature de terrain	Granuleux	Cohérent	Rocheux
Coefficient de résistance « f »	$\text{tg}\varphi$	$\text{tg}\varphi + \frac{c}{\sigma_c}$	$\frac{\sigma_k}{100}$

### 5.2.2. Pressions horizontales

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 le déplacement. L'examen attentif de cette question présente un intérêt certain du point de vue dimensionnement économique. Nous présentons dans ce qui suit quelques expressions qui permettent d'évaluer ces pressions. [9]

#### 5.2.2.1. Méthode de TERZAGHI

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

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

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

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

$h_p$ : la hauteur de noyau de détente.

$\nu$  : Coefficient de pression.[8]

### 5.2.2.2. Méthode soviétique

La base de cette expression est que la poussée latérale doit être considérée comme une répartition trapézoïdale. Sa grandeur devra être déterminée en fonction de deux valeurs extrêmes au niveau de la calotte ainsi qu'au niveau du radier. [8]

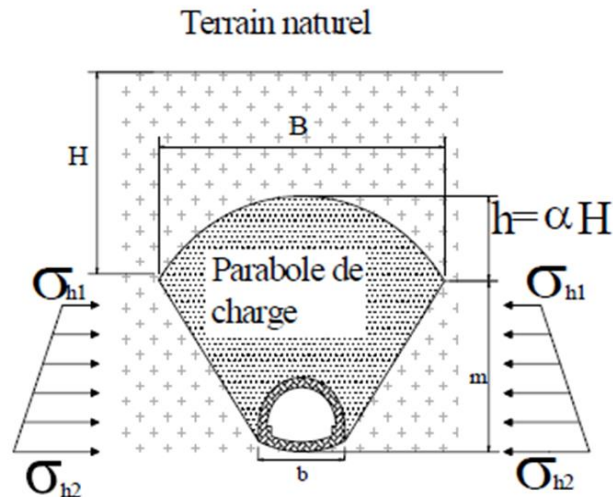


Figure 5.5: Méthode soviétique

La poussée latérale spécifique au niveau de la calotte est :

$$\sigma_{h1} = \gamma h_p \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

La poussée latérale au niveau du radier est :

$$\sigma_{h2} = \gamma (m + h_p) \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

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

$$\sigma_h = (\sigma_{h1} + \sigma_{h2}) / 2$$

### 5.2.2.3 Méthode de PROTODIAKONOV

La contrainte horizontale d'après PROTODIAKONOV est à répartition trapézoïdale et en fonction de la charge verticale, elle est donnée par les formules suivantes :

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

#### 5.2.2.4. Méthode de COULOUMB-RANKINE

Dans cette méthode on admet que la contrainte horizontale est à répartition trapézoïdale en fonction de la contrainte verticale. On peut la calculer par les formules suivantes :

- **Au niveau de la calotte**

$$\sigma_{h1} = K_a \sigma_v \quad \text{à court terme (c'est le cas d'un soutènement provisoire)}$$

$$\sigma'_{h1} = K_0 \sigma'_v \quad \text{à long terme (c'est le cas d'un revêtement définitif)}$$

Avec  $\sigma_v$  contrainte verticale de TERZAGHI.

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad K_0 = (1 - \sin\varphi) X_1 X_2 X_3$$

Ou :  $X_1$ : Coefficient d'influence de la cohésion du terrain;

$X_2$ : Coefficient d'influence de la genèse du terrain;

$X_3$ : Coefficient rhéologique.

Les valeurs des coefficients,  $X_1, X_2, X_3$  en fonction de la nature de terrain (se trouve dans l'annexe B)

- **Au niveau du radier**

$$\sigma_h = (\sigma_{h1} + \sigma_{h2}) / 2$$

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

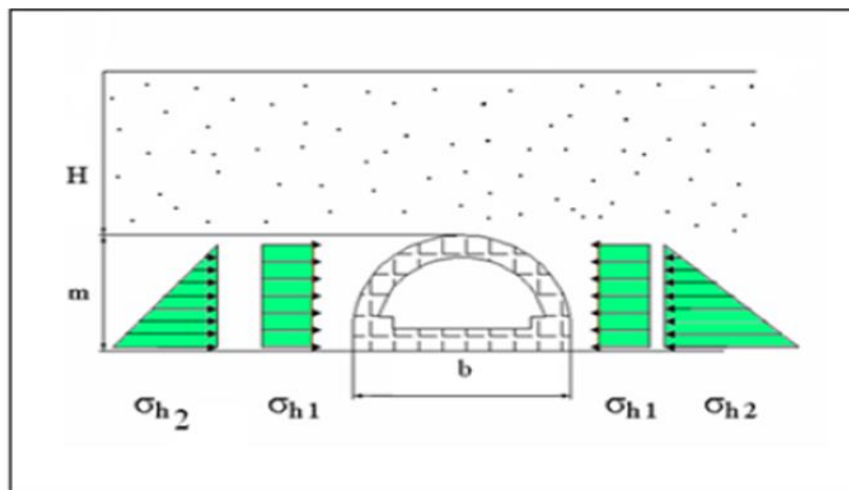


Figure 5.6 : Théorie de COULOUMB-RANKINE

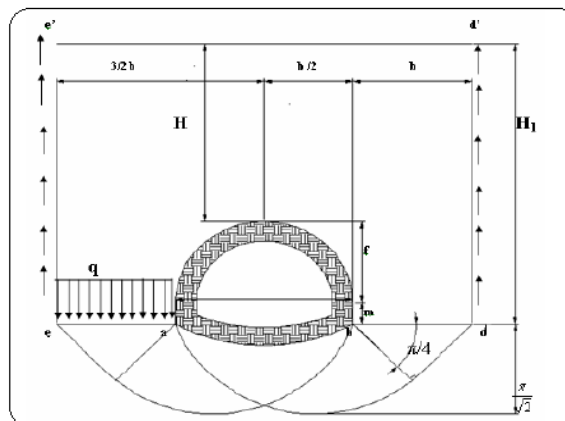
### 5.2.3. Evaluation de la pression agissant au niveau du radier

La poussée géologique des terres induit des pressions latérales au niveau des pieds droits et de contraintes de soulèvement au-dessous du radier. Dans la pratique, c'est surtout dans les terrains inconsistants et plus particulièrement dans les sols plastiques et les argiles imbibées d'eau que l'on doit faire face au problème de la poussée vers le haut sous radier.

Si les contraintes géostatiques ainsi libérées lors de l'excavation sont importantes, la zone décomprimée peut influencer un grand volume et entraîner le fluage du terrain de bas en haut vers l'intérieur de la galerie. Plusieurs chercheurs ont tenté d'expliquer ce phénomène. Nous en exposerons deux des plus importantes méthodes à savoir celle de TSIMBAREVITCH et de TERZAGHI. [9]

#### 5.2.3.1. Méthode de TERZAGHI

Selon TERZAGHI l'expérience a démontré que l'ordre de grandeur de la pression au niveau du radier est approximativement la moitié de la pression à la calotte, la poussée latérale est à peu près au niveau de cette valeur.[9]



**Figure 5.7 :** Répartition des poussées au niveau de radier selon TERZAGHI

Pour un terrain à cohésion parfaite où  $C \neq 0$  et  $\varphi = 0$ , l'effort agissant est :

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

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

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

La sécurité sera donc exprimée par le rapport suivant :

$$N = \frac{Q}{Q_0} = \frac{2c(2+\pi)}{\gamma \left[ H_1 \left( 3 - \frac{2c}{b\gamma} - \frac{2f}{3} - m \right) \right]} \geq 1.3 \text{ à } 1.5$$



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

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

$$\text{Avec } A \text{ largeur de la zone : } A = H_1 \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{b}{H_1} \left(H_1 - m - \frac{2f}{3}\right) > 0$$

La charge de rupture exprimant la résistance de terrain pour le cas de  $C=0$  s'écrit sous la forme suivante :  $Q = A^2 \gamma n_0$

Où  $n_0$  est le coefficient de résistance empêchant le glissement de terrain.

Le tableau suivant donne les valeurs du coefficient de résistance  $n_0$  en fonction de  $\varphi$ .

**Tableau 5.3.** Coefficient de résistance  $n$  en fonction de  $\varphi$

$\varphi^\circ$	$0^\circ$	$10^\circ$	$20^\circ$	$25^\circ$	$30^\circ$	$35^\circ$	$40^\circ$	$44^\circ$	$48^\circ$
$n_0$	0	1	5	10	20	40	140	260	780

Dans le cas où  $A = 0$ , la sécurité vis-à-vis du glissement du radier sera inexistante, il faudra donc mettre une charge d'équilibre appropriée. [9]

### 5.2.3.2. Théorie de TSIMBARIÉVITCH

Une approche au problème a été donnée par TSIMBARIÉVITCH en prenant en considération la butée qui s'exerce sous le niveau du radier de part et d'autre des plans verticaux tangents aux pieds droits du tunnel. Cette pression latérale, générée la pression verticale  $\sigma_v$  supportée par le terrain au niveau du radier de part et d'autre de celui-ci [9], peut être calculée en fonction des caractéristiques mécaniques de terrain  $\phi$  et  $c$  situé sous le radier.

$$\text{On déterminer } Z \text{ pour : } E_a = E_p \quad \text{par} \quad Z = \frac{pka - 2c(\sqrt{kp} - \sqrt{k\alpha})}{\gamma(kp - k\alpha)}$$

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

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

$$\text{Tel que : } K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad K_p = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad P = \sum_{i=1}^n h_i \gamma_i + q$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Le soulèvement est vérifié par la formule :

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

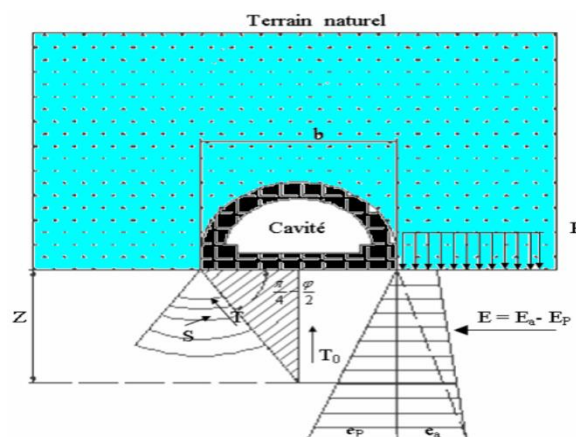


Figure 5.8 : La poussée au niveau de radier selon TSIMBARIÉVITCH

### 5.2.4. Evaluation de la pression hydrostatique

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

- Une pression uniforme sur le pourtour du tunnel égale à la pression qui s'exerce au sommet de la voûte et n'engendre qu'un effort normal de compression.
- Une pression triangulaire proportionnelle à la profondeur du point considéré par rapport à la voûte qui engendre des efforts normaux ainsi que des efforts de flexion.[7]

### 5.3. Calcul des charges agissant sur le soutènement du tunnel

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

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

#### 5.3.1 L'évaluation des charges et sollicitations au niveau de Tronçon 01

Notre section de calcul qui se situe au PK 26+550 au niveau de Portail sud de sortie tube droit. Les pressions seront calculées par la méthode de TERZAGHI.

##### 5.3.1.1 Calcul des pressions agissant sur le soutènement de demi-section supérieure

###### A) Pression verticale

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

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

Les caractéristiques de notre sol considérées et de l'ouvrage :

$$\phi = 32^\circ \quad b = 15,34 \text{ m}$$

m = 7,67 m : hauteur de la demi section supérieur

$$B = (15,34 + 2 \times 7,67 \text{ tg} \left( \frac{180}{4} - \frac{32}{2} \right))$$

$$B = 23,843 \text{ m}$$

K le Coefficient de poussée active est égale à :

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

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

Dans notre cas, on a :

$$H=60 \text{ m} \quad \text{et} \quad B = 23.843 \text{ m} \quad H > B \quad \rightarrow \text{ donc } K = 1.5$$

La pression verticale est calculée par la formule suivante :

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

Les caractéristiques de notre sol considérées:

$$\gamma = 27 \text{ kN/m}^3 \text{ C} = 139 \text{ kPa} ; \varphi = 32^\circ ; H = 60 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{(23.843 \times 27 - 2 \times 139)}{2 \times 1.5 \times \text{tg} 32} \left[ 1 - e^{\frac{-(2 \times 1.5 \times 60 \times \text{tg} 32)}{23.843}} \right]$$

$$\sigma_v = 193,369 \text{ KN/m}^2$$

### **B) Pression horizontale**

La pression horizontale est évaluée à l'aide de la méthode de TERZAGHI par la formule suivante :

$$\sigma_h = 0,3\gamma (0.5\text{m} + H_p)$$

$$H_p = \frac{b}{2 \sin \varphi} = \frac{15.34}{2 \sin 32} = 14.474 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 27 (0.5 \times 7.67 + 14.474)$$

$$\sigma_h = 148.303 \text{ KN/m}^2$$

### **5.3.1.2. Calcule les pressions agissant sur le soutènement de la structure globale**

#### **A) Pression verticale**

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

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

m = 11.446 m : hauteur de la section globale

$$B = 15.34 + 2 \times 11.446 \text{ tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{32}{2}\right)$$

$$B = 28.029$$

$$\text{On a : } H = 60 \text{ m} \quad \text{et} \quad B = 28,029 \text{ m} \quad H > B \quad \rightarrow \quad K = 1.5$$

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

❖ Les caractéristiques de notre sol considérées et de l'ouvrage :

$$\gamma = 27 \text{ kN/m}^3 \quad C = 139 \text{ kPa} ; \phi = 32^\circ ; H = 60 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{(28.029 \times 27 - 2 \times 139)}{2 \times 1.5 \times \tan 32} \left[ 1 - e^{\frac{-(2 \times 1.5 \times 60 \times \tan 32)}{28.029}} \right]$$

$$\sigma_v = 250.786 \text{ KN/m}^2$$

### B) Pression horizontale

$$\sigma_h = 0.3 \gamma (0.5m + H_p)$$

$$H_p = \frac{b}{2 \sin \phi} = \frac{15.34}{2 \sin 32} = 14.474 \text{ m}$$

$$\sigma_h = 0.3 \times 27 (0.5 \times 11.446 + 14.474) = 163.595 \text{ KN/m}^2$$

#### 5.3.1.3. Calcul des pressions actives agissant sur le niveau de radier

Les pressions agissantes au niveau de radier seront calculées par l'application de la méthode de TSIMBARIÉVITH.

##### ➤ Les pressions des terres

$$P = \sigma_v = 27 \times 60 = 1620 \text{ KN/m}^2$$

##### ➤ Coefficient de poussée

$$k_a = tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{32}{2} \right) = 0.307$$

##### ➤ Coefficient de butée

$$k_p = tg^2 \left( \frac{180}{4} + \frac{32}{2} \right) = 3.254$$

##### ➤ On détermine $Z$ pour $E_a = E_p$

$$Z = \frac{1620 \times 0.307 - 2 \times 139 (\sqrt{3.254} + \sqrt{0.307})}{27(3.254 - 0.307)} = -1.987 \text{ m}$$

### N.B

On remarque que la valeur de la profondeur  $Z$  est négative, donc il n'aura pas de pression de soulèvement sous le radier. Cela veut dire que la force due à la butée sous le radier  $E_p$  est capable d'équilibrer la pression latérale due la poussée des terres  $E_a$ . Celui-ci est largement attribué à la cohésion importante du terrain  $c = 139 \text{ kPa}$ .

Les résultats obtenus des calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.4 : les contraintes aux niveaux de tunnel**

Pression verticale	Demi-section	193,369 KN/m <sup>2</sup>
	Section globale	250,780 KN/m <sup>2</sup>
Pression horizontale	Demi-section	148,303KN/m <sup>2</sup>
	Section globale	163,595KN/m <sup>2</sup>
Pression de soulèvement au niveaux de radier		0 KN/m <sup>2</sup>

#### 5.3.1.4. Définition des charges agissant sur l'ouvrage

Nous admettrons en première approximation que la pression verticale se répartit uniformément sur la portée de l'arc.

Par conséquent, la charge verticale agissant sur le cintre est égale à :

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

Avec :

$P_v$  : 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.

#### A) Pour la demie - section supérieure

##### ➤ La charge verticale et ces sollicitations

On calcule d'abord la partie uniforme de la pression géologique  $Q_0$ . D'après la méthode de TERZAGHI

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

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

$\alpha$  : La distance entre les cintres       $\alpha = 0,75\text{m}$  ;       $\sigma_v = 193,369 \text{ KN/m}^2$

$$Q_0 = 193,369 \times 0,75 = 145,027 \text{ KN/m}^2$$

La charge d'intensité variable  $\Delta G$

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

Les différentes dimensions sont présentées dans la figure suivante :

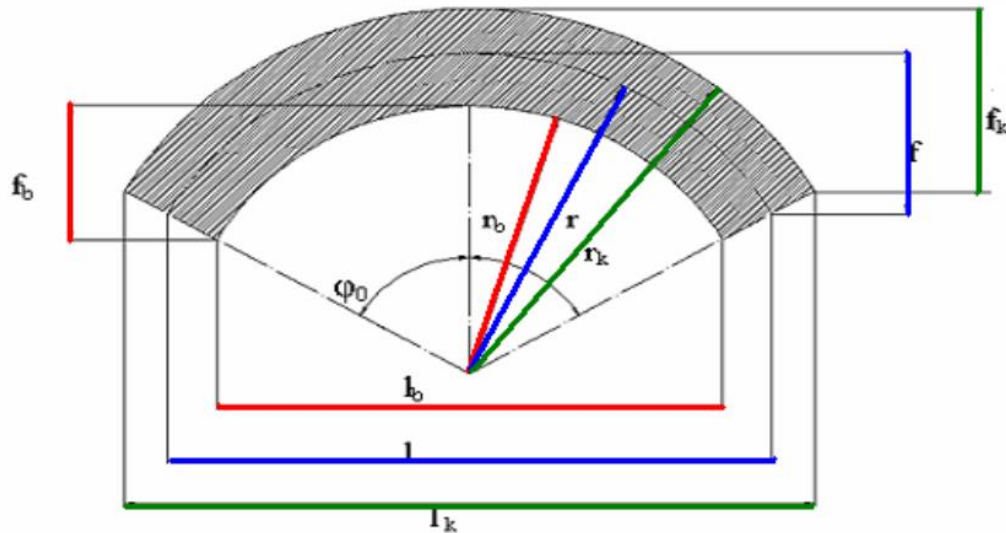


Figure 5.9 : Présentation des différentes dimensions.

$$R = 7.67 \text{ m} ; \quad r_b = 7.56 \text{ m} ; \quad r_k = 7.780 \text{ m} ; \quad \varphi_0 = 60$$

$$f_k = r_k (1 - \cos \varphi_0) = 4.12 \text{ m}$$

$$f = r (1 - \cos \varphi_0) = 3.95 \text{ m}$$

$$f_b = r_b (1 - \cos \varphi_0) = 3,65 \text{ m}$$

$$l_k = 2(r_k \cos 30^\circ) = 14.21 \text{ m}$$

$$l = 2(r \cos 30^\circ) = 13.75 \text{ m}$$

$$l_b = 2(r_b \cos 30^\circ) = 13.34 \text{ m}$$

$$\Delta G = \left( \frac{f_k + l_k}{3} \times \gamma_h \right) \alpha = \left( \frac{4,12 + 14,21}{3} \times 27 \right) \times 0,75 = 123,727 \text{ KN/m}$$

$$Q = \gamma * V_{arc} = \gamma * L * e * 1 \quad \text{avec : } e = r_k - r_b ; \quad L = 2 * \theta * \frac{2\pi}{360} * r$$

$$Q = 45.55 \text{ KN/m}$$

Donc la charge verticale est égale :

$$P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l} = \frac{45.55 + 145,027 + 123,727}{13,75} = 22.86 \text{ KN/m}$$

**Sollicitations**

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

$$M_v = 0,00885 \times 20,261 \times 13,75^2 = 33,90 \text{ KN. m}$$

$$H_v = \alpha_h P_v l$$

$$H_v = 0,4685 \times 20,261 \times 13,75 = 130,519 \text{ KN}$$

Et la réaction verticale

$$V_v = P_v \frac{l}{2} = 20,261 \times \frac{13,75}{2} = 139,294 \text{ KN}$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2} = \sqrt{130,519^2 + 139,294^2} = 190,887 \text{ KN}$$

**➤ La charge horizontale et ces sollicitations**

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

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

$$e_0 = \sigma_v K_a - c \sqrt{K_a}$$

$$e_0 = 193,369 \times 0,307 - 139 \sqrt{0,307}$$

$$e_0 = -17,652 \text{ KN/m}^2$$

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

$$e_1 = (60 + 3,95) 27 \times 0,307 - 139 \sqrt{0,307}$$

$$e_1 = 453,065 \text{ KN/m}^2$$

La charge horizontale est donc égale à :

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

$$\text{Avec } e = \frac{e_0 + e_1}{2} = \frac{-17,652 + 453,065}{2} = 217,706 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc } P_h = 217,706 \times \left(\frac{4,12}{3,95}\right) \times 0,75 = 170,306 \text{ KN/m}$$



**Sollicitations**

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

$$M_h = -0,00885 \times 170,306 \times 13,75^2 = -284,956 \text{ KN.m}$$

$$H_h = \beta_h P_h l$$

$$H_h = 0,1621 \times 170,306 \times 13,75 = 379,591 \text{ KN}$$

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

**➤ Réaction d'appuis**

Selon le rapport  $f/l$  on choisit les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  à partir du tableau (voir annexe B).

$$\frac{f}{l} = \frac{3,95}{13,75} = 0,287$$

**Tableau 5.5 : rapport ( $f/l$ ) et les coefficients correspondants**

$f/l$	$\alpha_m$	$\beta_m$	$\alpha_h$	$\beta_h$
0.28	0.00885	-0.00885	0.4685	0.1621

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

**➤ Les sollicitations cumulées seront**

$$M_f = M_v + M_h = 33,90 - 284,956 = -251,056 \text{ KN.m}$$

$$H_f = H_v + H_h = 130,519 + 379,591 = 510,110 \text{ KN}$$

$$V_f = V_v + V_h = 139,249 \text{ KN}$$

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 :

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

On a comme donnée  $\implies$  HEB220  $\begin{cases} A_S = 91 * 10^{-4} m^2 \\ W_S = 738 * 10^{-6} m^3 \end{cases}$

$$\sigma_{naissance} = \frac{190,887}{91 * 10^{-4}} + \frac{33,90}{738 * 10^{-6}} = 66,912 MP_a < \sigma_e = 275 MP_a \dots CV$$

On remarque que la condition est vérifiée, alors on adoptera le profilé HEB220 pour toute la suite du calcul.

**B) Pour la structure globale**➤ **Les charges verticales**

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

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

$$Q_0 = \sigma_v \times \alpha = 250,786 \times 0,75 = 188,089 \text{ KN/m}, \text{ selon TERZAGHI}$$

La charge d'intensité variable  $\Delta G$

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

$$\Delta G = \frac{(4,12 + 14,21)}{3} \times 27 \times 0,75$$

$$\Delta G = 123,727 \text{ KN/m}$$

Donc la charge verticale est égale

$$P_v = \frac{Q + Q_0 + \Delta G}{l} = P_v = \frac{45,55 + 188,089 + 123,727}{13,75} = 25,99 \text{ KN/m}$$

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

$$M_v = 0,00885 \times 23,393 \times 13,75^2 = 39,141 \text{ KN/m}$$

$$H_v = \alpha_h P_v l = 0,4685 \times 23,393 \times 13,75 = 150,695 \text{ KN}$$

Et la réaction verticale :

$$V_v = P_v \frac{l}{2} = 23,393 \times \frac{13,75}{2} = 160,826 \text{ KN}$$

$$N_v = \sqrt{H_v^2 + V_v^2} = \sqrt{150,695^2 + 160,826^2} = 220,395 \text{ KN}$$

➤ **La charge horizontale**

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

$$e_0 = 250,786 \times 0,307 - 2 \times \frac{139}{2} \sqrt{0,307} = -0,025 \text{ KN/m}^2$$

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

$$e_1 = (60 + 3,95) 27 \times 0,307 - 139 \sqrt{0,307} = 453,065 \text{ KN/m}^2$$

La charge horizontale est donc égale à :

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

$$e = \frac{e_0 + e_1}{2} = \frac{-0,025 + 453,065}{2} = 226,520 \text{ KN/m}$$

$$P_h = 226,520 \left( \frac{4,12}{3,95} \right) \times 0,75 = 177,201 \text{ KN/m}$$

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

$$M_h = -0,00885 \times 177,201 \times 13,75^2$$

$$M_h = -296,493 \text{ KN.m}$$

$$H_h = \beta_h P_h l$$

$$H_h = \beta_h P_h l = 0,16210 \times 177,201 \times 13,75 = 394,958 \text{ KN}$$

$$V_h = 0$$

### ➤ Les Réactions d'appuis

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

$$\text{Donc } \frac{f}{l} = \frac{3,95}{13,75} = 0,287$$

### ➤ Les sollicitations cumulées seront :

$$M_f = M_v + M_h = 39,141 - 296,493 = -257,325 \text{ KN.m}$$

$$H_f = H_v + H_h = 150,695 + 394,958 = 545,653 \text{ KN}$$

$$V_f = v_v + v_h = 160,826 \text{ KN}$$

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

$$\sigma_{naissance} = \frac{220,395}{91 \cdot 10^{-4}} \pm \frac{39,141}{738 \cdot 10^{-6}} = 77,255 \text{ Mpa} < \sigma_e = 275 \text{ Mpa} \dots \text{cv}$$

On remarque que la condition est vérifiée, alors on adaptera le profilé HEB220.

### 5.3.2. Evaluation de rigidité des soutènements

La simulation numérique en éléments finis de réponse de terrain et comportement de système de soutènements pendant l'excavation de tunnel, exige d'introduire les rigidités équivalentes de différents éléments et les propriétés physiques et mécaniques de terrain.

Dans cette section on présente le mode d'évaluation des rigidités normale et flexionnelle pour différent organe de soutènement et les coefficients de répartition des efforts interne entre les cintres et la voute de béton projeté.

#### 5.3.2.1. Evaluation de rigidité de soutènement provisoire pour le tronçon 01

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

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

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

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

#### ➤ Les caractéristiques de Béton projeté

*Tableaux 5.6 : Caractéristique de béton projeté.*

Béton projeté					
$e_b$ (m)	$f_{c28}$ (MPa)	$W$ (m <sup>3</sup> )	$E_b$ (MPa)	$I_b$ (m <sup>4</sup> )	$\nu$
0,35	30	0,015	11496	$2,25 \cdot 10^{-3}$	0,2

#### ➤ Les caractéristiques des cintres

Les caractéristiques du profilé HEB220

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = 91 * 10^{-4} m^2 \\ W_s = 735,5 * 10^{-6} m^3 \\ I_s = 8091 * 10^{-8} m^4 \\ E = 2,1 * 10^8 MP_a \end{array} \right.$$

#### ➤ Les caractéristiques des boulons d'ancrage

La longueur de boulons d'ancrage  $L = 8m$  et le diamètre de boulon d'ancrage  $D = 32mm$ .

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

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

### 5.3.2.2. Calcul de rigidité des cintres métalliques

✓ **A la compression**

$$E_s \times A'_s = \frac{(E_s \times A_s)}{a} = \frac{(2,1 \times 10^8 \times 91 \times 10^{-4})}{0,75} = 2,548 \times 10^6 \text{ KN/m}$$

✓ **A la flexion**

$$E_s \times I'_s = \frac{(E_s \times I_s)}{a} = \frac{(2,1 \times 10^8 \times 8091 \times 10^{-8})}{0,75} = 2,265 \times 10^4 \text{ KN/m}$$

### 5.3.2.3. Calcul de rigidité de béton projeté

✓ **A la compression**

$$E_b \times e_b = 4.023 \text{ KN/m}$$

✓ **A la flexion**

$$E_b \times I_b = 4.10 \text{ KN/m}$$

### 5.3.2.4. Evaluation des rapports de rigidités

$$\theta_m = \frac{(E_b \times I_b)}{(E_s \times I'_s)} = \frac{(E_b \times e_b^3)}{(12 E_s I'_s)} = \frac{(11496 \times 10^3 \times 0,35^3)}{(12 \times 2,265 \times 10^4)} = 1,813$$

$$\theta_n = \frac{(E_b \times e_b)}{(E_s \times A'_s)} = \frac{(11496 \times 10^3 \times 0,35)}{(2,548 \times 10^6)} = 1,579$$

### 5.3.2.5. Les calculs de la rigidité du soutènement provisoire

$$EA_{eq} = 11496 \times 10^3 \times 0,35 + \left( \frac{2,1 \times 10^8}{11496 \times 10^3} - 1 \right) \times 11496 \times 10^3 \times 91 \times \frac{10^{-4}}{0,75} = 6,432 \times 10^6 \text{ KN/m}$$

$$EI_{eq} = 11496 \times 10^3 \times 2,25 \times 10^{-3} + \left( \frac{2,1 \times 10^8}{11496 \times 10^3} - 1 \right) \times 11496 \times 10^3 \times \frac{8,091 \times 10^{-5}}{0,75} = 4,728 \times 10^4 \text{ KN/m}$$

### 5.3.3. L'évaluation des charges et sollicitations au niveau de Tronçon 02

Notre section de calcul entre PK 24+840 et PK 25+35 de tube droit. Les résultats seront calculés par les méthodes précédant. Les résultats obtenus des calculs sont représenté dans les tableaux suivants :

#### 5.3.3.1. les Contraintes aux niveau du tunnel

Dans ce tronçon vue la hauteur de recouvrement est plus grande évidemment on aura une augmentation dans les valeurs des contraintes par apport celles enregistrées au niveau du tronçon 01.

*Tableau 5.7 : les contraintes aux niveaux de tunnel*

Pression verticale	Demi-section	-41,136 KN/m <sup>2</sup>
	Section globale	0,482 KN/m <sup>2</sup>
Pression horizontale	Demi-section	127,085 KN/m <sup>2</sup>
	Section globale	141,811 KN/m <sup>2</sup>
Contrainte aux niveaux de radier		0 KN/m <sup>2</sup>

#### 5.3.3.2. Les charges et les réaction d'appuis agissant sur l'ouvrage

Les résultats obtenus des calculs sont regreppés dans les tableaux suivants :

*Tableau 5.8 : les charges agissant sur l'ouvrage*

Charge verticale	Demi-section	12,304 KN/ m
	Section globale	13,210 KN/ m
Pression horizontale	Demi-section	154,293 KN/ m
	Section globale	159,436 KN/ m

**Tableau 5.9** : les réactions d'appuis

Réaction verticale	Demi-section	63,435 KN
	Section globale	84,590 KN
Réaction horizontale	Demi-section	0 KN
	Section globale	0 KN

**5.3.3.3. Les sollicitation cumulées**

Pour ce tronçon les sollicitation cumulées sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau 5.10** : les sollicitations cumulées

Moment final	Demi-section	-242,725 KN.m
	Section globale	-246,181 KN.m
Effort final	Demi-section	403,338 KN
	Section globale	434,623KN
Réaction final	Demi-section	63,435 KN
	Section globale	84,590 KN

On vérifie :

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

$$\sigma_{naissance} = \frac{115,920}{65,3 \cdot 10^{-4}} \pm \frac{20,587}{428 \cdot 10^{-6}} = 65,852 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\sigma_{naissance} = 65,852 \text{ Mpa} < \sigma_e = 275 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

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

### 5.3.4. Evaluation de rigidité de soutènement provisoire pour le tronçon 02

#### ➤ Les caractéristiques de Béton projeté

Tableaux 5.11: Caractéristique de béton projeté.

Béton projeté					
$e_b$ (m)	$f_{c28}$ (MPa)	$W$ (m <sup>3</sup> )	$E_b$ (MPa)	$I_b$ (m <sup>4</sup> )	$\nu$
0,25	30	0,015	11496	$2,25 \cdot 10^{-3}$	0,2

#### ➤ Les caractéristiques des cintres

Les caractéristiques du profilé HEB180

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = 65,3 * 10^{-4} m^2 \\ W_s = 428 * 10^{-6} m^3 \\ I_s = 3830 * 10^{-8} m^4 \\ E = 2,1 * 10^8 MP_a \end{array} \right.$$

#### ➤ Les caractéristiques des boulons d'ancrage

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

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

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

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



**5.3.4.1. Calcul de rigidité des cintres métalliques**✓ **A la compression**

$$E_s \times A'_s = \frac{(E_s \times A_s)}{a} = \frac{(2,1 \times 10^8 \times 65,3 \times 10^{-4})}{1} = 1,371 \times 10^6 \text{ KN/m}$$

✓ **A la flexion**

$$E_s \times I'_s = \frac{(E_s \times I_s)}{a} = \frac{(2,1 \times 10^8 \times 3830 \times 10^{-8})}{1} = 0,8043 \times 10^4 \text{ KN/m}$$

**5.3.4.2. Calcul de rigidité de béton projeté**✓ **A la compression**

$$E_b \times e_b = 2,87 \times 10^6 \text{ KN/m}$$

✓ **A la flexion**

$$E_b \times I_b = 1,49710^4 \text{ KN/m}$$

**5.3.4.3. Evaluation des rapports de rigidités**✓ **A la compression**

$$\theta_n = \frac{(E_b \times e_b)}{(E_s \times A'_s)} = \frac{(11496 \times 10^3 \times 0,25)}{(1,371 \times 10^6)} = 2,096$$

✓ **A la flexion**

$$\theta_m = \frac{(E_b \times I_b)}{(E_s \times I'_s)} = \frac{(E_b \times e_b^3)}{(12 E_s I'_s)} = \frac{(11496 \times 10^3 \times 0,25^3)}{(12 \times 0,8043 \times 10^4)} = 1,861$$

**5.3.4.4. Les calculs de la rigidité du soutènement provisoire**

$$EA_{eq} = 11496 \times 10^3 \times 0,25 + \left( \frac{2,1 \times 10^8}{11496 \times 10^3} - 1 \right) \times 11496 \times 10^3 \times 65,3 \times \frac{10^{-4}}{1} = 4,170 \times 10^6 \text{ KN/m}$$

$$EI_{eq} = 11496 \times 10^3 \times 2,25 \times 10^{-3} + \left( \frac{2,1 \times 10^8}{11496 \times 10^3} - 1 \right) \times 11496 \times 10^3 \times \frac{3,830 \times 10^{-5}}{1} = 3,347 \times 10^4 \text{ KN/m}$$

## 5.4. Conclusion

Dans ce chapitre on a évalué les charges verticales et horizontales générées pendant le creusement de tunnel en demi – section supérieure puis en section globale. Le choix de la méthode dépend de plusieurs paramètres tels que les caractéristiques géologiques et géotechniques du site ainsi que la géométrie du tunnel.

Plusieurs méthodes existent dans la littérature pour l'estimation de ces charges basée sur différents hypothèses. Pour notre travail on a adopté la théorie de TERZAGHI pour la détermination de la pression verticale, la pression latérale est évaluée on utilisant la théorie des pressions de terre (Coulomb-Rankine).

Après l'évaluation des différentes charge agissantes sur l'ouvrage et le choix de type soutènements (Béton projeté + Boulon et Cintre métallique), on a évalué la rigidité équivalentes en compression et flexion pour chaque tronçon.



*Chapitre 06*

*Méthode Convergence -  
Confinement*

## 6.1. Introduction

La méthode de convergence-confinement (Panet et Guellec, 1974) s'appuie sur la mécanique des milieux continus et fait donc nécessairement appel pour le massif à une loi de comportement d'un milieu continu. Toute modélisation implique à la fois une simplification des lois de comportement et une homogénéisation d'un certain nombre de zones du massif et par conséquent, le recours à un milieu équivalent qui à l'échelle de l'ouvrage, permet une représentation convenable du comportement du massif. Le choix des caractéristiques de ce milieu équivalent constitue, le plus souvent, l'étape la plus délicate de la modélisation.[15]

### Hypothèses

L'hypothèse forte est la considération unidimensionnelle du problème :

- Hypothèse des déformations planes ;
- Hypothèse d'isotropie des contraintes initiales ( $K_0 = 1$ ) et d'isotropie du massif ;
- La cavité étudiée a une forme cylindrique.

L'état initial est défini par l'état de contraintes isotrope.  $H$  est la hauteur de couverture et le poids volumique des terrains sus-jacents. La contrainte initiale dans le massif est donc :

$$\sigma_0 = \gamma * H$$

## 6.2. Courbe de convergence

Pour passer d'un état tridimensionnel, avec un terrain qui se déconfinement progressivement autour du front de taille, à un état de déformation plane (que l'on rencontre traditionnellement dans une section éloignée du front). On introduit une pression fictive en paroi, cette pression, uniformément répartie sur le pourtour de l'excavation, a une valeur qui décroît avec l'éloignement au front.  $P_i$  varie ainsi de  $\sigma_0$  à  $0$ , de l'état de contrainte initial à l'état entièrement déconfiné. L'évolution de  $P_i$  est donc gouvernée par la distance  $x$ , qui permet de se situer par rapport au front de taille (où  $x = 0$ ). On écrit :

$$P_i = (1 - \lambda(x)) \sigma_0$$

$\lambda(x)$  est appelé taux de déconfinement car il caractérise l'état du massif à l'endroit  $x$  considéré, il varie de  $0$  (état initial, en avant du front de taille) à  $1$  (état complètement déconfiné, loin en arrière du front).[16]

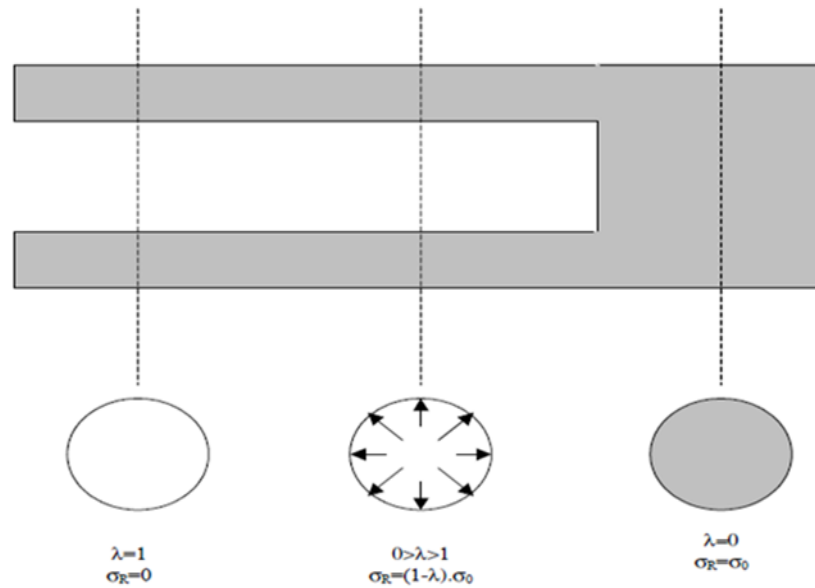


Figure 6.1: principe du taux de déconfinement (d'après Panet1995).

La théorie des milieux continus nous donne ensuite les champs de déplacements et de contrainte autour du tunnel. Là où réside encore une forte incertitude, c'est dans l'équation permettant de définir  $\lambda(x)$ . Plusieurs auteurs ont proposé des formules, parmi elles la plus simple, lorsque le terrain reste en élasticité :

$$\lambda(\mathbf{x}) = \alpha + (1 - \alpha) \left( 1 - \left[ 1 - \frac{m_0}{m_0 R + \mathbf{x}} \right]^2 \right)$$

Avec :

$\alpha$  et  $m_0$  sont deux constantes respectivement **0.25** et **0.75** ;

$R$  le rayon d'excavation.

La courbe de convergence est la courbe donnant la valeur du déplacement en paroi  $u$  en fonction de la pression fictive  $P_i$ , et en l'absence de soutènement. Il s'agit d'une courbe paramétrique de paramètre  $(x)$  qui se représente sur un graphe  $(u_i, P_i)$ . La théorie de l'élastoplasticité permet d'obtenir l'équation de cette courbe pour des critères simples (Mohr Coulomb par exemple). Un critère très utilisé en travaux souterrains pour déterminer si le massif encaissant risque de rentrer en plasticité est le facteur de stabilité, deux cas peuvent se présenter selon la valeur de facteur  $F$ .

- Si  $F \leq 1$  le déconfinement total dans le domaine élastique ;
- Si  $F > 1$  le déconfinement total dans le domaine élastoplastique.[16]

Avec le rapport :

$$F = \frac{2x\sigma_o}{Rc}$$

Et  $Rc$  la résistance de la roche en compression simple;

$$R_c = \frac{2.c.Cos\varphi}{1 - Sin\varphi}$$

Pour calculer le déplacement au déconfinement totale de terrain ( $\lambda = 1$ )  $u_{inf}$ . Lorsque le terrain est de bonne qualité, dans les roches dures par exemple, il se peut que le comportement du massif au confinement total soit élastique.

- Une phase élastique, de  $U = 0$  à  $U = U_{le}$ , le terrain se déconfiné progressivement de manière linéaire. Par prolongement de la droite sur l'axe des abscisses, on obtient le pseudo déplacement élastique  $u_{eo}$ . L'expression simple donne une première approximation de la convergence totale :

$$U_{R0} = \frac{1+\nu}{E} * R\sigma_o$$

- Une phase élastoplastique, de  $U = U_i$  à  $U = U_{inf}$ , le terrain en paroi passe dans un état de déformations irréversible. Il y a rupture par excès de compression. Parfois la courbe ne recoupe pas l'axe des abscisses, et la paroi se referme sur elle-même (très grandes déformations). On doit déterminer en premier lieu, le déplacement et la pression à la fin de la phase élastique :

$$U_{Re} = \lambda_e \cdot U_{Ro}$$

$$p_{Re} = (1 - \lambda_e) \cdot \sigma_o$$

$$\lambda_e = \frac{1}{k_p + 1} \cdot \left( k_p - 1 + \frac{2xR_c}{\sigma_o} \right)$$

$$k_p = \frac{1 + Sin\varphi}{1 - Sin\varphi}$$

Le déplacement des parois au déconfinement total ( $\lambda = 1$ ) dans le domaine plastique est donné par l'expression suivante:

$$u_{Rpl} = u_{Re} \cdot \left[ F_1 + F_2 \left( \frac{R}{R_p} \right)^{k_p - 1} + F_3 \left( \frac{R_p}{R} \right)^{\alpha + 1} \right]$$

Avec :

$$F_1 = -(1-2\nu) \cdot \frac{k_p + 1}{k_p - 1}$$

$$F_2 = 2 \frac{1 + \alpha k_p - \nu \cdot (k_p + 1)(\alpha + 1)}{(k_p - 1)(k_p + \alpha)}$$

$$F_3 = 2(1 - \nu) \frac{(k_p + 1)}{(k_p + \alpha)}$$

L'extension de la zone plastique autour de l'excavation est représentée par le rayon plastique :

$$\frac{R_p}{R} = \left[ \frac{2}{k_p + 1} \cdot \frac{(k_p - 1) \cdot \sigma_o + \sigma_c}{(1 - \lambda)(k_p - 1) \cdot \sigma_o + \sigma_c} \right]^{\frac{1}{k_p - 1}}$$

Les constantes du modèle de Mohr-Coulomb non-associé (angle de dilatance) sont exprimées Ainsi :

$$\alpha = \frac{1 + \text{Sin}\psi}{1 - \text{Sin}\psi}$$

Enfin, pour tracer la courbe il faut calculer la pression  $P_i$  :

$$p_i = (1 - \lambda_i) \cdot \sigma_o$$

Avec :  $\lambda_i$  varie de  $\lambda_e$  jusqu' à 1[16]

### 6.3. Courbe de confinement

#### 6.3.1. Taux de déconfinement à l'application du soutènement

La détermination du taux de déconfinement  $\lambda_d$  qui correspond à la convergence qui s'est produit avant que le soutènement n'interagisse avec le terrain est le problème le plus délicat de la méthode convergence-confinement. Le coefficient  $\lambda_d$  est déterminé à partir de la loi de convergence :

$$f[(1 - \lambda_d)\sigma_o, U_d] = 0$$

En effet, le choix de  $\lambda_d$  revient donc à déterminer la valeur du déplacement radial  $U_d$ , qui se produit à une distance non soutenue  $d$  à l'arrière du front de taille.

Ce paramètre dépend essentiellement de la distance  $\mathbf{d}$ , mais il dépend également de la loi de comportement du terrain et dans une moindre mesure, de la rigidité du soutènement.

Le calcul adéquat de la pression de soutènement est étroitement liée à la précision avec laquelle  $\lambda_{\mathbf{d}}$  est déterminé. Elle dépend de la pente de la courbe de convergence dans la zone de l'intersection avec la courbe de confinement. Il convient dans chaque cas d'évaluer l'incidence de l'incertitude dans la valeur de  $\lambda_{\mathbf{d}}$  sur la valeur de la pression de soutènement. De manière générale, le déplacement radial  $\mathbf{U}_{\mathbf{d}}$  peut être écrit comme :

$$\mathbf{U}_{\mathbf{d}} = \mathbf{U}_{\mathbf{o}} + \mathbf{a}_{\mathbf{d}}(\mathbf{U}_{\infty} - \mathbf{U}_{\mathbf{o}})$$

$$\mathbf{a}_{\mathbf{d}} = 1 - \left[ \frac{\mathbf{mR}}{\mathbf{mR} + \xi\mathbf{d}} \right]^2$$

$\mathbf{m}$  et  $\xi$  sont deux coefficients qui dépendent de la loi de comportement du terrain.

Les attitudes courantes consistent à prendre pour  $\mathbf{U}_{\mathbf{o}}$  et  $\mathbf{U}_{\infty}$  les valeurs correspondant au cas du tunnel non soutenu. De ce fait,  $\mathbf{U}_{\infty}$  n'est pas le déplacement radial à l'équilibre du tunnel soutenu et la valeur  $\mathbf{U}_{\mathbf{d}}$  est une approximation par excès.

Des méthodes dites implicites qui considèrent les valeurs correspondant au cas du tunnel soutenu ont été développées plus récemment.[16]

### 6.3.1.1. Comportement élastique du massif

On peut écrire les relations suivantes :

$$\mathbf{U}_{\infty} = \frac{\sigma_{\mathbf{o}}\mathbf{R}}{2\mathbf{G}} \quad \mathbf{U}_{\mathbf{o}} = \alpha_{\mathbf{o}}\mathbf{U}_{\infty}$$

$$\alpha_{\mathbf{o}} = 0.25 \quad \mathbf{m} = 0.75 \quad \xi = 1$$

$$\lambda_{\mathbf{d}} = 1 - 0.75 \left[ \frac{0.75\mathbf{R}}{0.75\mathbf{R} + \mathbf{d}} \right]^2$$

En réalité le taux de déconfinement au front de taille dépend du coefficient de poisson. Pour  $0.2 < \nu < 0.5$ , il varie quasi linéairement entre 0.2 et 0.3. Mais pour  $\mathbf{d} / \mathbf{R} > 0.25$ , le taux de déconfinement est pratiquement indépendant du coefficient de poisson.[16]



### 6.3.1.2. Comportement élasto-plastique du massif

On détermine  $U_d$  en appliquant par rapport au cas du comportement élastique du massif le principe de similitude proposé par Bernaud Corbetta et Nguyen Minh. Ce principe consiste à obtenir la courbe  $U_r = f(x)$  dans le cas élastoplastique comme la transformée de la courbe correspondante en élasticité par l'homothétie de centre O et de rapport  $1/\xi$  (Figure 6.2).

Le déplacement radial final du tunnel non soutenu est écrit sous la forme :

$$U_\infty = \frac{1}{\xi} \frac{\sigma_o R}{2G}$$

Et  $a_d$  devient :

$$a_d = 1 - \left[ \frac{0.75R}{0.75R + \xi d} \right]^2$$

Avec :

$$\xi = \frac{U_{\infty el}}{U_{\infty pl}}$$

Donc le déplacement radial à la distance non soutenue  $d$ , est déterminé par :

$$U_d = U_\infty \left[ 1 - \left[ \frac{0.75R}{0.75R + \xi d} \right]^2 \right]$$

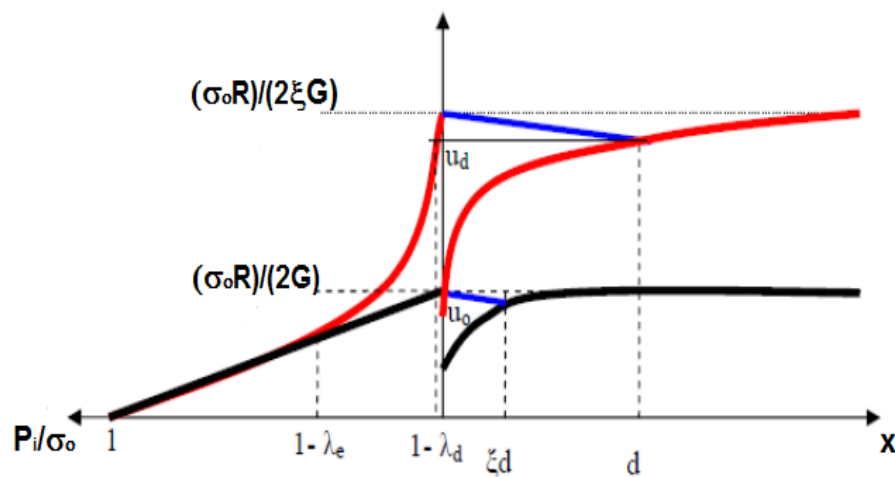


Figure 6.2 : Principe de « similitude » (Bernaud Corbetta et Nguyen Minh).

### 6.3.2. Optimisation du soutènement

Une fois paré de nos deux courbes, l'une caractérisant le comportement du terrain et l'autre celui du soutènement, on va pouvoir les coupler pour étudier l'interaction roche-structure.

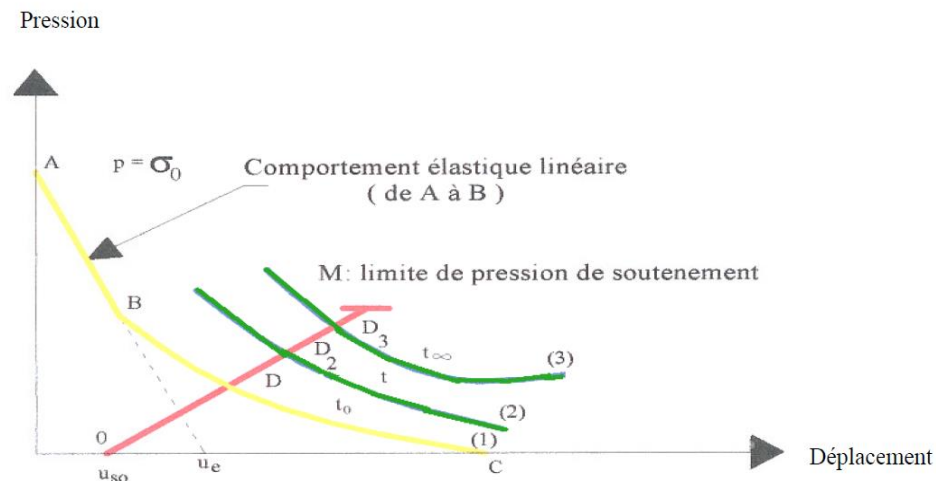
On va simplement superposer les deux graphiques. La pression fictive de l'un correspond parfaitement au chargement du second. Mais le couplage va nécessiter l'introduction d'un nouveau paramètre : *le déplacement à la pose du soutènement*. En effet, le soutènement n'est pas posé immédiatement au front de taille, et encore moins dès les prémices de déconfinement en avant du front. Il est posé à quelques décimètres en arrière, alors que le terrain s'est déjà partiellement déconfiné. On ajoute ainsi un paramètre  $U_d$ , qui est le déplacement en paroi à la pose du soutènement.  $U_d$  est bien entendu étroitement lié à  $\lambda_d$ , taux de déconfinement à la pose.[16]

Le point d'intersection des deux courbes correspond ainsi au point d'équilibre entre terrain et soutènement. C'est ce point ( $P_{\text{éq}}$ ,  $U_{\text{éq}}$ ) qui donne l'état mécanique de la structure "à l'infini", loin du front de taille. Toute la puissance de la méthode convergence-confinement réside donc dans cette simplicité de représentation. En jouant sur chacun des paramètres du problème, on optimise le soutènement : *pas ou peu de plasticité pour le terrain, et chargement à 70 ou 80 % de la rupture pour le soutènement. A titre d'exemple, en jouant sur le paramètre  $U_d$*  :

- ✓ un soutènement placé **trop près du front de taille** sera chargé prématurément et arrivera donc plus rapidement à la rupture.
- ✓ A l'opposé, un soutènement placé **trop loin du front** n'aura aucun effet, car le terrain se sera déjà presque entièrement déconfiné, voire effondré, et le chargement sera pratiquement nul.

#### ➤ Intersection des deux courbes

Dans un premier temps le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe pression déplacement suivi,  $P_i = f(u)$ , est un segment de droite entre le point A et le point B (*Figure 6.3*). Dans un deuxième temps, il peut se former autour de la cavité une zone de rupture (ou mise en plasticité), qui augmente la déformation. C'est la portion ABC de la courbe. La courbe ABC est appelée courbe caractéristique « *ou courbe de convergence* » du massif excavé.[16]



**Figure 6.3 :** Intersection des deux courbes convergences et confinement

Si la courbe ABC coupe l'axe des déplacements pour  $\mathbf{P}_i = \mathbf{0}$  avec  $\mathbf{u}$  limité, la cavité sera stable par elle-même (du moins pour un certain temps). Par contre si la courbe caractéristique ne recoupe pas l'axe des abscisses, la cavité n'est pas stable par elle-même et donc nécessite impérativement un soutènement. En pratique, la cavité nécessite également un soutènement lorsque la valeur du déplacement, correspondant à l'équilibre théorique  $\mathbf{P}_i = \mathbf{0}$ , est importante ou lorsque le phénomène de rupture autour de la cavité s'étend profondément à l'intérieur du massif.

Sur le même graphique on représente aussi la courbe  $\mathbf{P} = \mathbf{f}(\mathbf{u})$  reliant le déplacement radial du soutènement en fonction de la pression extérieure  $\sigma_0$  qui lui est appliquée. Cette courbe est appelée courbe caractéristique du soutènement « ou courbe de confinement ». Pour un revêtement dont le comportement est élastique linéaire, sa courbe caractéristique est une droite.

Généralement les éléments de soutènement ne sont pas mis immédiatement après l'excavation, donc son chargement par le terrain ne commence que lorsqu'un certain déplacement de la paroi  $\mathbf{U}_{so}$  (point O) aura lieu. Le point D, à l'interaction des deux courbes caractéristiques définit l'état d'équilibre, on peut noter qu'il est en fonction du moment de la mise en place du revêtement. La pression sur le revêtement au point D doit être comparée à la pression au point M qui correspond à la pression maximale que peut supporter le soutènement.[16]

### 6.3.3. Le comportement mécanique des soutènements

Le soutènement s'oppose à la convergence des parois du tunnel en exerçant une pression qu'on appelle couramment pression de soutènement. La pression de soutènement  $P_s$  croît avec la rigidité du soutènement et est limitée par la résistance de ce dernier.

Dans le cas d'une galerie de section circulaire de rayon  $R$ , on définit le module de rigidité normale du soutènement  $K_{SN}$  par l'expression :

$$P_s = K_{SN} \frac{U_R}{R}$$

On se limite ici au domaine de comportement linéaire du soutènement.

Dans le cas axisymétrique, ce seul module définit la rigidité du soutènement, mais, lorsque les conditions axisymétriques ne sont pas satisfaites, il convient également de définir un module de rigidité en flexion.[16]

Les modules de rigidité de différents types de soutènement sont donnés ci-dessous :

#### 1) Anneau circulaire d'épaisseur constante $e$ ( $e \ll R$ )

$$K_{SF} = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} * \frac{1}{R}$$

#### 2) Cintres métalliques circulaires espacés appliqués contre le terrain

$$K_{SN} = \frac{E_a * A}{S * R}$$

$$K_{SF} = \frac{E_a * I}{S * R^3}$$

$A$  : est l'aire de la section du cintre.

$E_a$  : est le module d'Young de l'acier.

$I$  : est le moment d'inertie du profilé.

Ces expressions supposent que les cintres sont en contact quasiment continu avec le terrain.[16]

### 3) Soutènement par boulons

Pour les boulons à ancrage ponctuel avec un espacement longitudinal  $S_i$  et un espacement transversal  $S_t$  :

$$\frac{1}{K_{SN}} = \frac{S_t S_i}{R} \left[ \frac{4L}{\pi \Phi^2 E_b} + Q \right] \quad K_{SF} = 0$$

$L$  : est la longueur des boulons.

$\Phi$  : est le diamètre des boulons.

$E_b$  : est le module d'Young du matériau constituant la tige du boulon.

$Q$  : est un paramètre qui permet de prendre en compte les déformations qui se produisent au niveau de l'ancrage et de tête des boulons.[16]

### 4) Béton projeté

Les soutènements en béton projeté sont très largement utilisés. La rigidité qu'il convient d'introduire dans l'analyse de l'interaction terrain- soutènement doit tenir compte, d'une part de l'âge du béton projeté et d'autre part de la continuité ou non de la coque. La raideur croissante du matériau dans son jeune âge constitue un facteur favorable à son adaptation aux convergences [recommandation AFTES sur le béton projeté].[16]

$$K_{SN} = \frac{E_b * (R^2 - R_i^2)}{(1 + \nu) [(1 + 2\nu)R^2 + R_i^2]}$$

## 6.4. Application de la méthode sur le tronçon 01

### 6.4.1. Etablissement de la Courbe de convergence

Dans cette partie, on essayer de déterminer les paramètres de la courbe de convergence  $\sigma = f(u)$ , pour ce faire on a besoin de certaines données comme la géométrie et la profondeur de tunnel et les propriétés mécaniques de différent couche.

**Tableau 6.1 :** géométrie et couverture de du tunnel

Géométrie du tunnel et terrain	Couverture	Rayon R
	30m	7,67m

**Tableau 6.2 :** Propriétés mécaniques de différentes couches

Type de roche	$\gamma_h(KN/m^3)$	$c(kpa)$	$\varphi(^{\circ})$	$\vartheta$	$E(mpa)$	Profond(m)
Flysch âgé Albo-Aptien	27	139	32	0.3	404	60

On commence par l'évaluation de certains paramètres comme la contrainte géostatique, la résistance à la compression et le coefficient de buté.

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

$$\sigma_0 = 27 \times 60 = 1,620 \text{ Mpa}$$

La résistance en compression simple de la roche :

$$R_c = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{2 \times 139 \cos 32}{1 - \sin 32} = 0,501 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_0 = 1,620 \text{ Mpa} > \frac{R_c}{2} = 0,250 \text{ Mpa}$$

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{32}{2}\right) = 3,254$$

$$F = \frac{2\sigma_0}{\sigma_c} = \frac{2 \times 1,620}{0,501} = 6,460 > 1 \quad \text{le déconfinement total se passe en phase plastique}$$

$$U_{R0} = \frac{1+\nu}{E} * \sigma_0 * R$$

$$U_{R0} = \frac{1+0,3}{404} \times 1,620 \times 7,67 \times 10^3 = 40 \text{ mm}$$

Evaluation de taux de dé confinement à la fin de la phase élastique  $\lambda_e$

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p+1} \left( K_p - 1 + \frac{2R_c}{\sigma_0} \right)$$

$$\lambda_e = \frac{1}{3,25+1} \left( 3,25 - 1 + \frac{2 \times 0,501}{1,620} \right)$$

$$\lambda_e = 0,67$$

La convergence du terrain  $U_R$  : comportement élastique

Déplacement de la paroi

$$U_{Re} = \lambda_e \times U_{R0}$$

$$U_{Re} = 0,67 \times 40 = 26,8 \text{ mm}$$

Contrainte radiale  $\sigma_{R_e}$  correspondant à la fin de la phase élastique et l'apparition de déformations plastiques.

$$\sigma_{R_e} = (1 - \lambda_e) * \sigma_0$$

$$\sigma_{R_e} = (1 - 0,67) \times 1,620 = 0,534 \text{ Mpa}$$

La convergence du terrain  $U_R$

Comportement élasto-plastique :

$$U_{Rpl} = U_{Re} \left[ F_1 + F_2 \left( \frac{R}{R_P} \right)^{K_P-1} + F_3 \left( \frac{R_P}{R} \right)^{\alpha+1} \right]$$

Paramètre de dilatance:

$$\alpha = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}$$

$$\varphi^\circ = 32^\circ$$

$$\psi^\circ = \varphi^\circ - 30^\circ$$

$$\psi^\circ = 2^\circ$$

$$\alpha = \frac{1+\sin 2}{1-\sin 2} = 1,07$$

$$\frac{Rp}{R} = \left[ \frac{2}{kp+1} * \frac{(kp-1)*\sigma_0 + \sigma_c}{(1-\lambda)*(kp-1)*\sigma_0 + \sigma_c} \right]^{\frac{1}{kp-1}}$$

$$\frac{Rp}{R} = \left[ \frac{2}{3,25+1} * \frac{(3,25-1)*1,62+0,501}{(1-0,67)*(3,25-1)*1,62+0,501} \right]^{\frac{1}{3,25-1}}$$

$$\frac{Rp}{R} = 1,08$$

$$F_1 = -(1 - 2 \times 0.3) \frac{3.25+1}{3.25-1} = -0.755$$

$$F_2 = 2 * \frac{1+1.07 \times 3.25 - 0.3(3.25+1)(1.07+1)}{(3.25-1)(3.25+1.07)} = 0.378$$

$$F_3 = 2(1 - 0.3) \left( \frac{3.25+1}{3.25+1.07} \right) = 1.377$$

Le déplacement plastique :

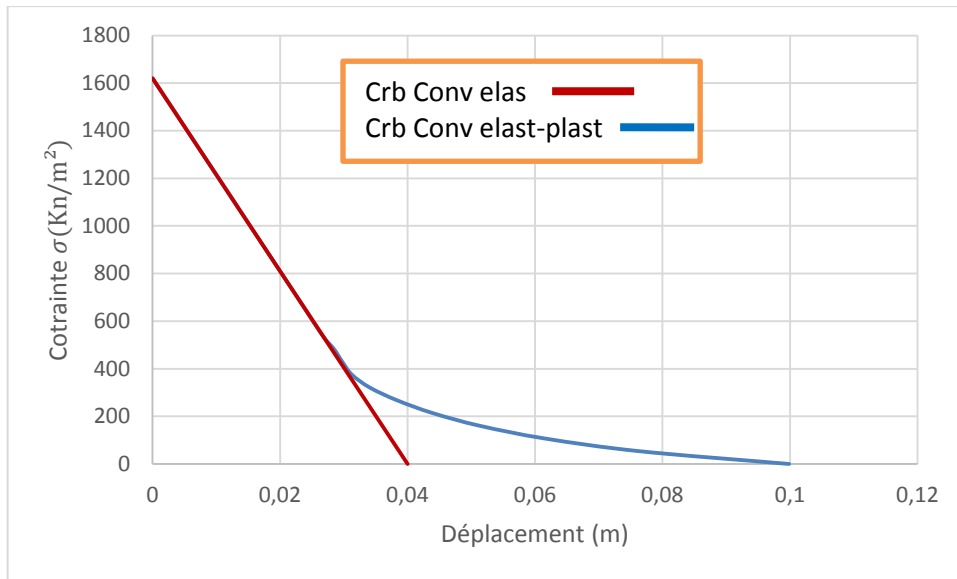
$$U_{Rp} = 99.98 \text{ mm}$$

Après ces étapes de calcul on peut tracer la courbe de convergence (voir *Figure 6.4*) et les valeurs des coefficients caractérisent la courbe de convergence sont représentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 6.3:** les valeurs des coefficients caractérisent la courbe de convergence.

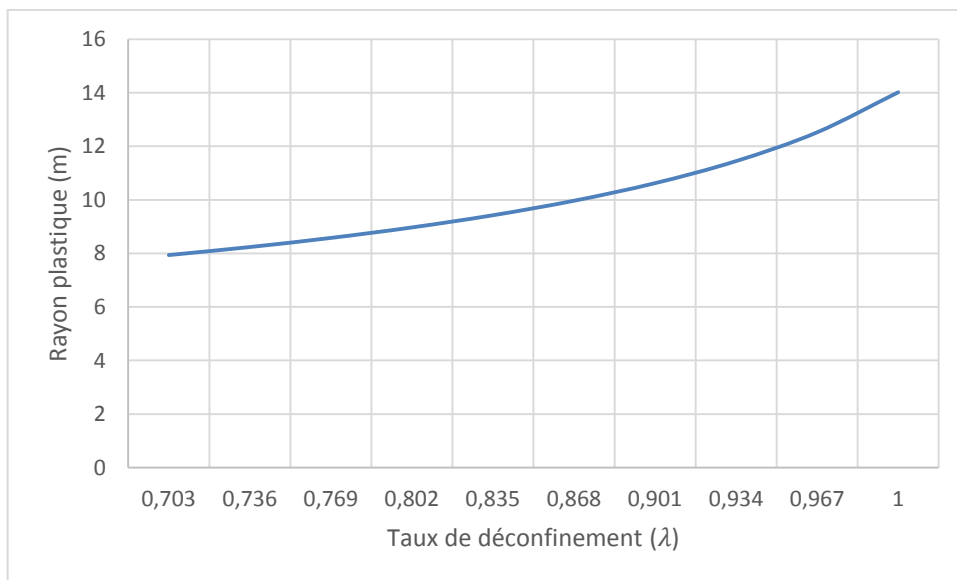
$\lambda$	comportement					
	phase élastique		Phase Élasto-plastique			
$\lambda$	$U_{Re}$ (m)	Pi (KN/m <sup>2</sup> )	$\lambda$	$R_p$ (m)	Pi (KN/m <sup>2</sup> )	$U_{Rep}$ (m)
0,067	0,00268	1511,46	0,703	7,937259	481,14	0,02902
0,134	0,00536	1402,92	0,736	8,237421	427,68	0,03042
0,201	0,00804	1294,38	0,769	8,577986	374,22	0,03072
0,268	0,01072	1185,84	0,802	8,969111	320,76	0,03409
0,335	0,0134	1077,30	0,835	9,424970	267,3	0,03837
0,402	0,01608	968,76	0,868	9,966059	213,84	0,04393
0,469	0,01876	860,22	0,901	10,623400	160,38	0,05133
0,536	0,02144	751,68	0,934	11,446730	106,92	0,06155
0,603	0,02412	643,14	0,967	12,522220	53,46	0,07643
0,67	0,0268	534,6	1	14,016370	0	0,09986





**Figure 6.4 :** la courbe de convergence pour  $E = 404\text{MPa}$

Pendant le déconfinement de terrain suite à l'excavation de tunnel, le comportement de sol passe de l'état élastique à l'état plastique, une zone dite plastique apparaisse autour de tunnel, l'étendu de cette zone dépend de taux de déconfinement et caractérisé par un rayon plastique  $R_p$  (figure 6.4).



**Figure 6.5 :** Evolution de rayon plastique  $R_p = f(\lambda)$

### 6.4.2. Etablissement de la Courbe de confinement

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

**Tableau 6.4 : Type de soutènement**

LE soutènement provisoire		
Section	béton projeté +treillis soudés	type cintre réticulé
Les caractéristiques	35 cm	HEB220

La convergence acquise à la paroi avant de la mise en place du soutènement  $U_{S_0}$ , cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique de confinement :

$$U_{S_0} > 0,265 U_{R0}$$

$$U_{S_0} > 0,265 \times 40$$

$$U_{S_0} > 10,6 \text{ mm}$$

$$\text{On prend } U_{S_0} = 10,7 \text{ mm}$$

On va procéder à l'évaluation de la rigidité totale de soutènement, le tableau (6.5) donne les propriétés de profilé HEB220.

**Tableau 6.5 : Propreté de profil HEB 220**

Les caractéristique du profile HEB220			
$A_s m^2$	$W_s m^3$	$\sigma_s MP_a$	$E MP_a$
$91 * 10^{-4}$	$735.5 * 10^{-6}$	275	$2,1 * 10^5$

Espacement entre les cintres :  $a = 0,75\text{m}$

**Raideurs du cintre****Module de rigidité normal**

$$K_c = \frac{E \times A_s}{a \times R}$$

$$K_c = \frac{2,1 \times 10^5 \times 91 \times 10^{-4}}{0,75 \times 7,67} = 322,203 \text{ MP}_a$$

**Pression maximale dans le cintre**

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

$$P_c^{max} = \frac{91 \times 10^{-4} \times 275}{0,75 \times 7,67} = 0,43 \text{ MP}_a$$

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

$$U_a = \frac{0,43 \times 7,67}{322,203} = 0,01 \text{ m}$$

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

**Raideur du béton projeté****Tableau 6.6 : Les caractéristiques de Béton projeté**

Les caractéristiques de Béton projeté		
$E_b$ (MP <sub>a</sub> )	$\nu$	$e_b$ (m)
11496	0,2	0,35

**Rigidité normale**

$$K_b = \frac{E_b \times (R^2 - R_i^2)}{(1+\nu)[(1+2\nu)R^2 + R_i^2]}$$

$$K_b = \frac{11496 \times (7,67^2 - 7,32^2)}{(1+0,2)[(1+2 \times 0,2)7,67^2 + 7,32^2]} = 369,75 \text{ MP}_a$$

$$R_i = R - e$$

$$R_i = 7,67 - 0,35 = 7,32 \text{ m}$$

**Pression maximale de soutènement**

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

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

$$P_b^{max} = \frac{21 \times 0,35}{7,67} = 0,96 \text{ MP}_a$$

$$U_b = \frac{P_b^{max} \times R}{K_b}$$

$$U_b = \frac{0,96 \times 7,67}{369,75} = 0,02 \text{ m}$$

$$U_b = 20 \text{ mm}$$

**Raideur de Boulon d'ancrage**

Module d'élasticité de l'acier :  $E = 2,1 \times 10^5 \text{ MP}_a$

La longueur des boulons d'ancrages :  $l = 8 \text{ m}$

L'espacement transversale entre les boulons :  $e_t = 1 \text{ m}$

L'espacement longitudinal entre les boulons :  $e_l = 1 \text{ m}$

Le diamètre des boulons d'ancrage :  $t_c = 32 \text{ mm}$

$Q$  : est un paramètre qui permet de prendre en compte les déformations qui produisent au niveau de l'ancrage et de la tête des boulons ; il est déterminé à partir d'essais de traction sur les boulons :

$$Q = 0,05$$

**Rigidité normale**

$$\frac{1}{K^{boloun}} = \frac{e_t e_l}{R} \left[ \frac{4L}{\pi d^2 E_a} + Q \right]$$

$$\frac{1}{K^{boloun}} = \frac{1 \times 1}{7,67} \left[ \frac{4 \times 8}{3,14 \times 0,032^2 \times 2,1 \times 10^8} + 0,05 \right]$$

$$K^{boloun} = 153,25 \text{ MP}_a$$

**Pression maximale de soutènement**

$$P_{\text{boulon}}^{\text{max}} = \frac{T_b}{e_t e_l}$$

$T_b$  : La charge admissible dans le boulon égale à :  $T_b = E\pi d^2/4$

$$T_b = 400000 \times 3,14 \frac{0,032^2}{4} = 321,536 \text{ KN}$$

$$P_{\text{boulon}}^{\text{max}} = \frac{321,536}{1 \times 1} = 0,321 \text{ MPa}$$

$$U_{\text{boulon}} = \frac{P_{\text{boulon}}^{\text{max}} \times R}{K_{\text{boulon}}}$$

$$U_{\text{boulon}} = \frac{0,321 \times 7,67}{153,25} = 0,016 \text{ m}$$

$$U_{\text{boulon}} = 16 \text{ mm}$$

**Pression totale du soutènement**

$$P_s^{\text{max}} = P_c^{\text{max}} + P_b^{\text{max}} + P_{\text{boulon}}^{\text{max}}$$

$$P_s^{\text{max}} = 0,43 + 0,96 + 0,321 = 1,711 \text{ MPa}$$

**Raideur de l'ensemble de soutènement**

$$K_s = K_b + K^{\text{boulon}} + K_c$$

$$K_s = 322,203 + 369,75 + 153,25 = 845,203 \text{ Mp}_a$$

Pour montrer l'effet de la rigidité due à différentes combinaisons de types de soutènement, on trace trois courbes de confinement considérant trois cas de rigidité :

- Soutènement uniquement par le béton projeté :

$$K_{st} = 369,75 \text{ Mp}_a ; P_c = 0,43 \text{ Mp}_a$$

- Soutènement avec béton projeté + cintre métalliques :

$$K_{st} = 691,95 \text{ Mp}_a ; P_{cb} = 1,4 \text{ Mp}_a$$

- Soutènement avec béton projeté + cintre métalliques + boulon d'encrage :

$$K_{st} = 845,203 \text{ Mp}_a ; P_t = 1,71 \text{ Mp}_a$$

Les courbes obtenues sont représentées sur la figure (*Figure 6.5*). Le déplacement  $U_d$  au moment de la mise en place de soutènement est déterminé par la méthode suivante :

$$\xi = \frac{U_{\infty el}}{U_{\infty pl}} = \frac{0.0268}{0.1} = 0.268$$

$$U_{\infty} = \frac{1}{\xi} * \frac{1 \times 1.62 \times 7.67}{0.268 \times 2 \times 310.76} = 0.074 m$$

$$a_d = 1 - \left[ \frac{0.75 \times 7.67}{0.75 \times 7.67 + \xi} \right]^2 = 0.087 m$$

$$U_d = U_{\infty} \times a_d = 0.074 \times 0.087 = 0.0064 m$$

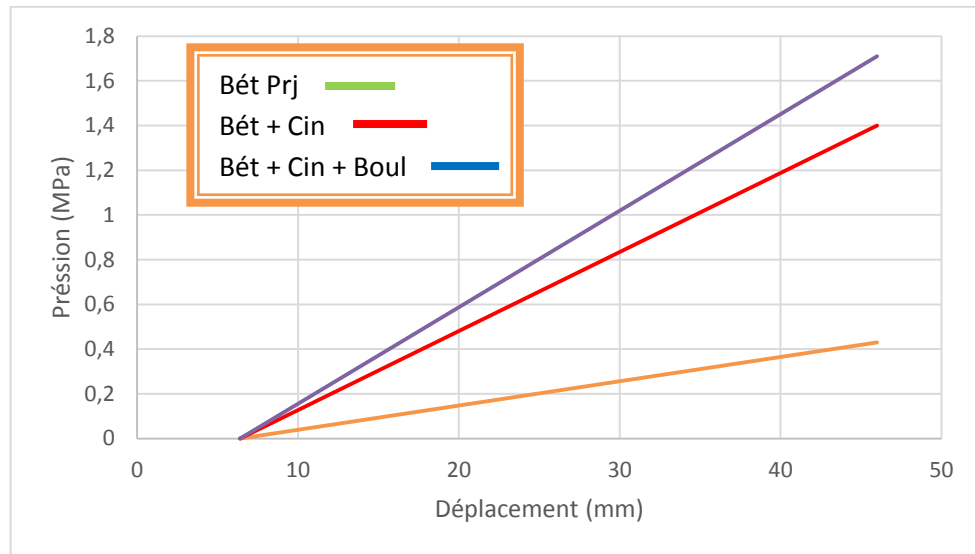


Figure 6.6 : les courbe de confinement pour  $P_s = (0,43 ; 1,4 \text{ et } 1,71) \text{ Mpa}$

Pour trouver un soutènement judicieux on à fait une combinaison entre les deux courbes comme suit :

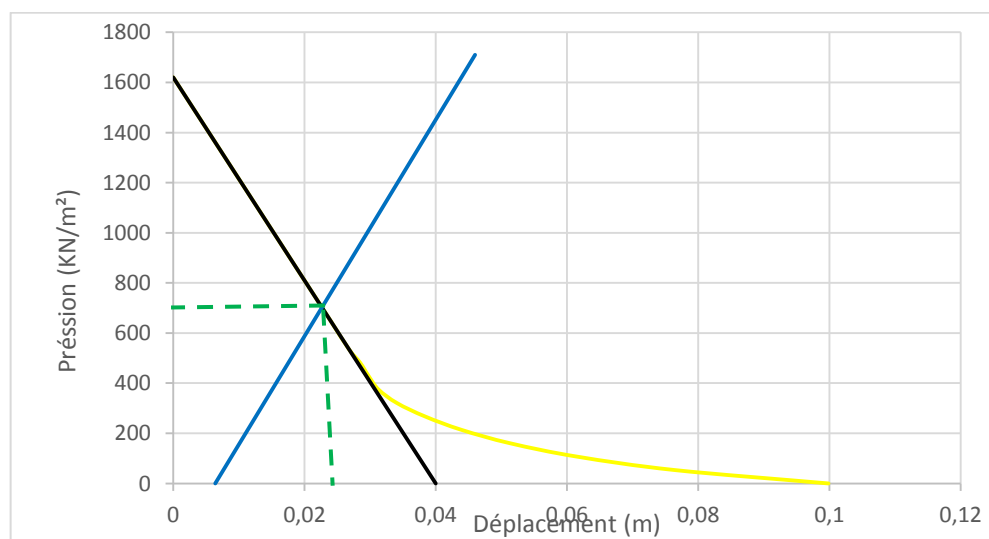


Figure 6.7 : Intersection des deux courbes convergences et confinement

**A l'équilibre  $u = 23 \text{ mm}$  ,  $P_i = 699 \text{ kN} / \text{m}^2$**

## 6.5. Application de la méthode sur le tronçon 02

Les résultats obtenus par la méthode de convergence confinement sont résumés comme suit :

### 6.5.1. Etablissement de la Courbe de convergence

*Tableau 6.7 : géométrie et couverture de du tunnel*

Géométrie du tunnel et terrain	Couverture	Rayon R
	30m	7,67m

*Tableau 6.8 : Propriétés mécaniques de différentes couches*

Type de roche	$\gamma_h \text{KN/m}^3$	$c(\text{kpa})$	$\varphi(^{\circ})$	$\theta$	$E(\text{mpa})$	Profond(m)
<i>Flysch âgé Albo-Aptien</i>	26	344	38	0.3	3131	100

$$\sigma_0 = 2,6 \text{ Mpa}$$

$$R_c = 1,41 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_0 = 2,6 \text{ Mpa} > \frac{R_c}{2} = 0,705 \text{ Mpa}$$

$$K_p = 4,203$$

$F = 3,687 > 1$  donc : le déplacement est plastique

$$U_{R0} = \frac{1+0,3}{3131} \times 2,6 \times 7,67 \times 10^3 = 8,28 \text{ mm}$$

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p + 1} \left( K_p - 1 + \frac{2R_c}{\sigma_0} \right)$$

$$\lambda_e = 0,82$$

$$U_{Re} = 6,79 \text{ mm}$$

$$\sigma_{Re} = 0,468 \text{ Mpa}$$

$$\psi = 8 \quad \alpha = 1,32$$

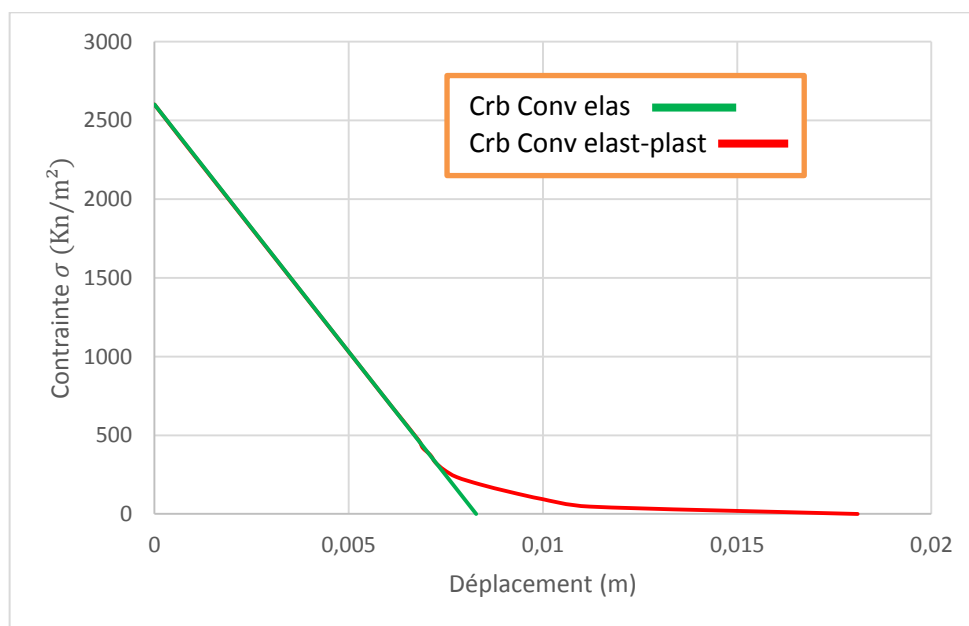
$$\frac{R_p}{R} = 1,06$$

$$U_{Rp} = 18,10 \text{ mm}$$

Après ces étapes de calcul on peut tracer la courbe de convergence (voir *Figure 6.*)

**Tableau 6.9:** les valeurs des coefficients caractérisent la courbe de convergence.

comportement						
phase élastique			Phase Élasto-plastique			
$\lambda$	$U_{Re}$	$\sigma$	$\lambda$	$R_p$	$\sigma$	$U_{Rep}$
0,082	0,00067	2386,8	0,838	7,825	421,2	0,0068
0,164	0,00135	2173,6	0,856	7,995	374,4	0,00682
0,246	0,00203	1960,4	0,874	8,181	327,6	0,00686
0,328	0,00271	1747,2	0,892	8,388	280,8	0,00728
0,41	0,00339	1534	0,91	8,618	234	0,00778
0,492	0,00407	1320,8	0,928	8,877	187,2	0,00839
0,574	0,00475	1107,6	0,946	9,172	140,4	0,00914
0,656	0,00543	894,4	0,964	9,514	93,6	0,01
0,738	0,00611	681,2	0,982	9,916	46,8	0,0112
0,82	0,00678	468	1	10,401	0	0,0181

**Figure 6.8 :** la courbe de convergence pour  $E = 3131\text{MPa}$



### 6.5.2. Etablissement de la Courbe de confinement

**Tableau 6.10 : Type de soutènement**

LE soutènement provisoire		
Section	béton projeté +treillis soudés	type cintre réticulé
Les caractéristiques	25 cm	HEB180

$$U_{S_0} > 0,265 U_{R0}$$

$$U_{S_0} > 0,265 \times 8,28$$

$$U_{S_0} > 2,19 \text{ mm}$$

$$\text{On prend } U_{S_0} = 2,20 \text{ mm}$$

**Tableau 6.11 : Propreté de profil HEB 180**

Les caractéristique du profile HEB180			
$A_s m^2$	$W_s (m^3)$	$\sigma_s MP_a$	$E MP_a$
$65,3 * 10^{-4}$	$428 * 10^{-6}$	275	$2,1 * 10^5$

Espacement entre les cintres :  $a = 1 \text{ m}$

#### Raideurs du cintre

##### *Module de rigidité normal*

$$K_c = 178,787 \text{ Mp}_a$$

##### *Pression maximale dans le cintre*

$$P_c^{max} = 0,23 \text{ Mp}_a$$

$$U_a = \frac{0,23 \times 7,67}{178,787} = 0,0098 \text{ m}$$

$$U_a = 9,8 \text{ mm}$$

**Raideur du béton projeté****Tableau 6.12 : Les caractéristiques de Béton projeté**

Les caractéristiques de Béton projeté		
$E_b$ (MP <sub>a</sub> )	$\nu$	$e_b$ (m)
11496	0,2	0,25

***Rigidité normale***

$$K_b = 263 \text{ MP}_a$$

***Pression maximale de soutènement***

$$\sigma_b = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MP}_a$$

$$P_b^{max} = \frac{15 \times 0,25}{7,67} = 0,48 \text{ MP}_a$$

$$U_b = 0,014 \text{ m}$$

$$U_b = 14 \text{ mm}$$

**Raideur de Boulon d'ancrage**

Module d'élasticité de l'acier :  $E = 2,1 \times 10^5 \text{ MP}_a$

La longueur des boulons d'ancrages :  $l = 6 \text{ m}$

L'espacement transversale entre les boulons :  $e_t = 1,25 \text{ m}$

L'espacement longitudinal entre les boulons :  $e_l = 1,25 \text{ m}$

Le diamètre des boulons d'ancrage :  $t_c = 32 \text{ mm}$

***Rigidité normale***

$$\frac{l}{K^{boloun}} = \frac{e_t e_l}{R} \left[ \frac{4L}{\pi d^2 E_a} + Q \right]$$

$$K^{boloun} = 98,083 \text{ MP}_a$$

***Pression maximale de soutènement***

$$T_b = 400000 \times 3,14 \frac{0,032^2}{4} = 321,536 \text{ KN}$$

$$P_{boloun}^{max} = 0,205 \text{ MP}_a$$

$$U_{boloun} = \frac{0,205 \times 7,67}{98,083} = 0,016 \text{ m}$$

$$U_{boloun} = 16 \text{ mm}$$

**Pression totale du soutènement**

$$P_s^{max} = P_c^{max} + P_b^{max} + P_{boulon}^{max}$$

$$P_s^{max} = 0,23 + 0,48 + 0,205 = 0,915 \text{ MPa}$$

**Raideur de l'ensemble de soutènement**

$$K_s = K_b + K^{boulon} + K_c$$

$$K_s = 263 + 98,083 + 178,787 = 539,87 \text{ Mp}_a$$

Pour montrer l'effet de la rigidité due à différentes combinaisons de types de soutènement, on trace trois courbes de confinement considérant trois cas de rigidité :

- Soutènement uniquement par le béton projeté :

$$K_{st} = 263 \text{ Mp}_a \quad ; \quad P_b = 0,48 \text{ Mp}_a$$

- Soutènement avec béton projeté + cintre métalliques :

$$K_{st} = 441,787 \text{ Mp}_a \quad ; \quad P_{cb} = 0,71 \text{ Mp}_a$$

- Soutènement avec béton projeté + cintre métalliques + boulon d'encrage :

$$K_{st} = 539,87 \text{ Mp}_a \quad ; \quad P_t = 0,915 \text{ Mp}_a$$

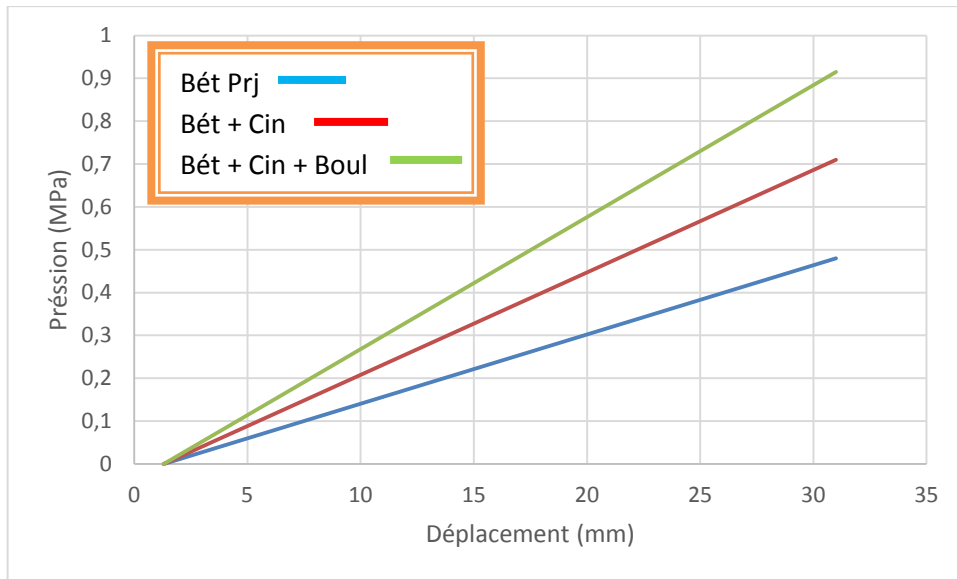
Les courbes obtenues sont représentées sur la figure (*Figure 6.5*). Le déplacement  $U_d$  au moment de la mise en place de soutènement est déterminé par la méthode suivante :

$$\xi = \frac{U_{\infty el}}{U_{\infty pl}} = \frac{0,00679}{0,018} = 0,377$$

$$U_{\infty} = \frac{1}{\xi} * \frac{1 \times 2,6 \times 7,67}{0,377 \times 2 \times 2408,46} = 0,0109 \text{ m}$$

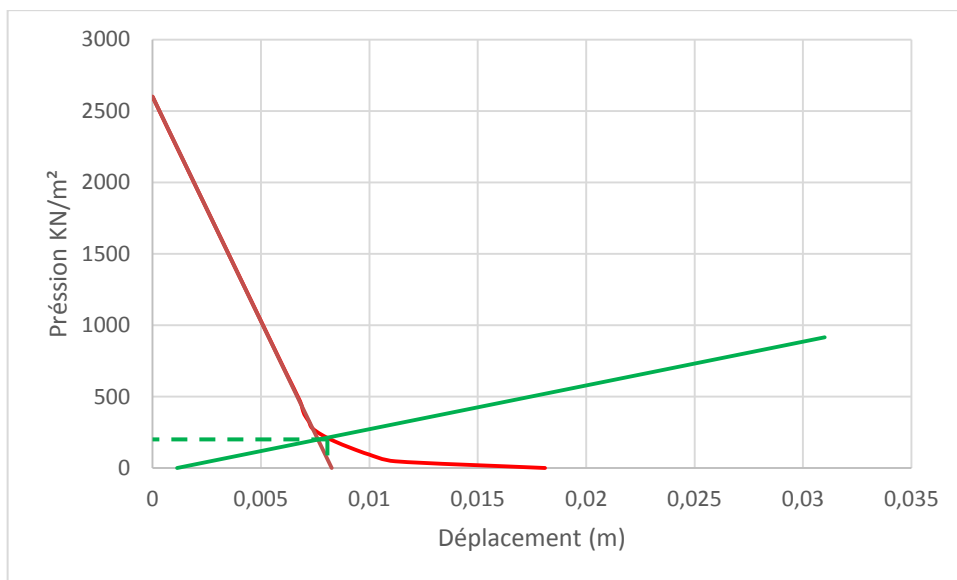
$$a_d = 1 - \left[ \frac{0,75 \times 7,67}{0,75 \times 7,67 + \xi} \right]^2 = 0,119 \text{ m}$$

$$U_d = U_{\infty} \times a_d = 0,074 \times 0,087 = 0,0013 \text{ m}$$



**Figure 6.9 :** les courbe de confinement pou  $rP_s = (0,23 ; 0,69 \text{ et } 0,915) \text{ Mp}_a$

Pour trouver un soutènement judicieux on à fait une combinaison entre les deux courbes comme suit :

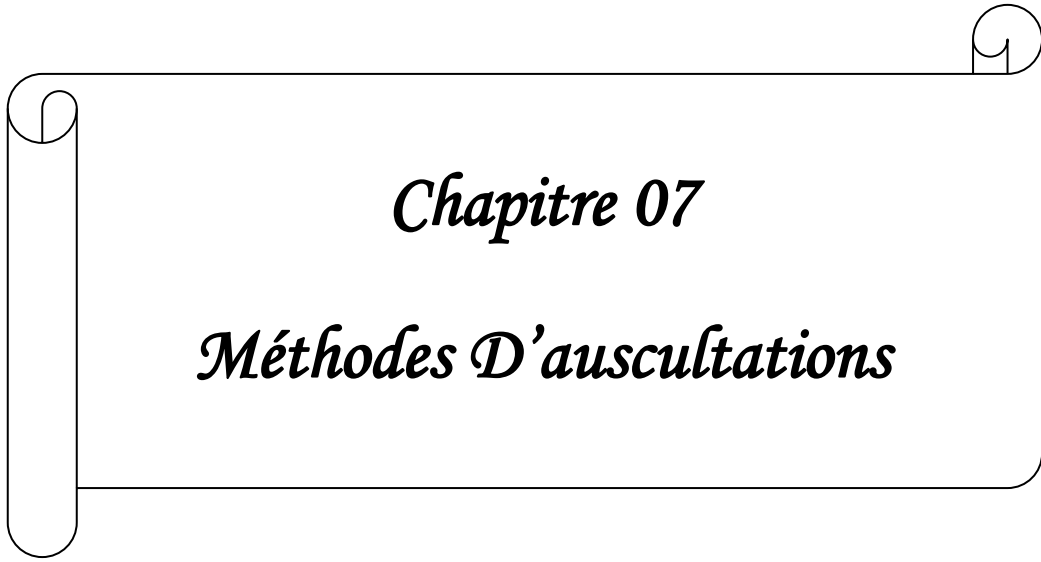


**Figure 6.10 :** Intersection des deux courbes convergences et confinement

**A l'équilibre  $u = 7.93 \text{ mm}$ ,  $P_i = 167.1 \text{ kN/m}^2$**

## 6.6. Conclusion

La méthode est une technique essentiellement utilisée dans le cadre d'un pré-dimensionnement des soutènements. Les hypothèses de base sont en effet rarement toutes vérifiées dans la réalité, le cas idéal étant celui du tunnel circulaire profond en milieu isotrope. Néanmoins l'approche est valable pour obtenir des "ordres de grandeurs" des déplacements (convergences) des parois de tunnel et les pressions subissent par les soutènements au moment d'équilibre.



*Chapitre 07*

*Méthodes D'auscultations*

## 7.1. Introduction

La géotechnique est un vaste domaine couvrant une grande variété d'ouvrages soumis à des sollicitations diverses et variées. Les interactions entre les ouvrages et leur environnement sont souvent complexes et requièrent parfois une auscultation pendant la construction de l'ouvrage et en phase d'exploitation. L'instrumentation d'un ouvrage peut être intégrée dès sa conception, elle permet de contrôler les travaux et de valider le dimensionnement, dans certains cas, l'instrumentation peut être utilisée pour optimiser le dimensionnement pendant la construction de l'ouvrage, on parle dans ce cas de méthode observationnelle. Une instrumentation peut aussi être mise en place sur un ouvrage existant pour lequel on craint une instabilité, dans ce cas l'instrumentation peut aider à analyser la cause du désordre, le risque pour l'ouvrage et à déployer des méthodes de remède adéquates.[19]

De nombreux paramètres physiques peuvent être mesurés en fonction de type d'ouvrage et de son interaction avec son environnement. Ces paramètres sont souvent liés et nécessitent parfois une caractérisation thermo-hydro-mécanique pour cerner au mieux les problèmes. De nombreux moyens de mesures, mécaniques électriques, optiques, ..., sont disponibles : capteurs en place ou moyens mobilisables utilisant des différentes technologies ou même télédétection à l'aide des GPS.[19]

La conception générale d'une auscultation est à la charge du maître d'œuvre, celle-ci nécessitant des compétences spécifiques, elle se conçoit en collaboration avec les géotechniciens du projet.

L'auscultation géotechnique est donc un domaine spécifique réservé à des spécialistes réunissant les compétences instrumentales et géotechniques. Pour certains ouvrages, elle est considérée comme nécessaire et fait l'objet de recommandations pour les ouvrages souterrains, les barrages et ponts et viaduc.[19]

## 7.2. Objectifs

Les objectifs de l'auscultation pendant les travaux sont de plusieurs types :

### **Sécurité immédiate**

Tout d'abord, à l'avancement des travaux, les résultats de l'auscultation permettent (théoriquement) de connaître à tout instant l'état de stabilité de l'excavation et d'alerter, dans le cas échéant, la nécessité de procéder à la mise en œuvre de techniques ou méthodes aptes à assurer la mise en sécurité du chantier, voire en situation extrême à l'évacuation de la zone de front.[20]

### ✚ Vérification du soutènement

De manière moins immédiate le suivi des résultats de l'auscultation en fonction de l'éloignement du front (principalement par le suivi de la convergence relative) permet de juger de la bonne convenance du soutènement mis en place aux exigences de déformation prévues dans le terrain et par suite des besoins d'adaptation de ce soutènement aussi bien vers un allègement que vers un renforcement.[20]

### ✚ Comportement réel du terrain

Les résultats de l'auscultation permettent également d'appréhender le comportement réel du massif autour de l'excavation et si nécessaire de modifier les valeurs de paramètres prises en compte dans le cadre de l'élaboration du projet.[20]

### ✚ Amélioration des prédictions

La synthèse de l'ensemble des données et la prise en compte des valeurs des différents paramètres mesurés in situ, permettent de corriger autant que nécessaire le calage initial du modèle retenu lors du projet et d'améliorer très nettement l'exactitude des prédictions en réajustant le modèle sur les travaux déjà réalisés. En particulier, en milieu urbain, la prédiction des tassements de surface constitue généralement un objectif essentiel, qui oblige à avoir recours à des mesures en avant du front de taille.[20]

## 7.3. Principales mesures d'auscultation

Les principales mesures actuellement faites de manière courante dans les tunnels sont les suivantes (CETU 1998) :

### ✚ Déplacements et Déformations

- mesure du déplacement radial relatif en paroi (convergence « relative ») ;
- mesure du déplacement radial absolu dans le terrain (convergence « absolue ») ;
- mesure du déplacement du front de taille (extrusion) ;
- tassements et inclinaisons.[14]

### ✚ Contraintes

- pression exercée par le terrain sur le soutènement ;
- pression exercée par le soutènement sur le revêtement ;
- contraintes dans le soutènement (boulons, cintres, béton projeté) ;
- contraintes dans le revêtement (béton coffré, voussoir).[14]



- ✚ Hydrogéologie
  - suivi de l'évolution des débits d'eau ;
  - mesure de la piézométrie en continu.
- ✚ Quand la technique d'abattage à l'explosif est utilisée en zone urbaine, des mesures de la propagation des ondes de vibration sont nécessaires.[14]

### 7.3.1. Mesure de déplacement

#### 7.3.1.1. Mesure de convergence « relative »

La mesure de convergence relative consiste en la mesure de la variation de la distance entre deux points, matérialisés par des repères fixés en paroi de l'excavation, au soutènement ou au revêtement. Dans le programme d'auscultation, la mesure de convergence est l'opération la plus courante. Elle se ramène à la mesure de données géométriques simples. Les grandeurs mesurées sont de ce fait parfaitement définies et peuvent être rendues indépendantes de l'appareillage utilisé.[14]

Elles peuvent être mises en œuvre aux divers stades de leur évolution :

- ✓ avant la construction, son étude dans une galerie de reconnaissance donne des indications sur le comportement du terrain ;
- ✓ puis pendant les travaux, elles permettent de vérifier l'efficacité du soutènement ; et apprécier les risques.
- ✓ et après la mise en service, elles aident à surveiller et étudier le comportement du tunnel à long terme. Sous la forme mathématique, la convergence est définie par :

$$C(t) = D_0 - D(t)$$

Où :  $C(t)$  : La convergence en fonction du temps entre deux points de la paroi.

$D_0$  : La distance initiale.

$D(t)$  : La distance mesurée au cours de temps.

Comme décrit par Sulem (1994), la convergence dépend :

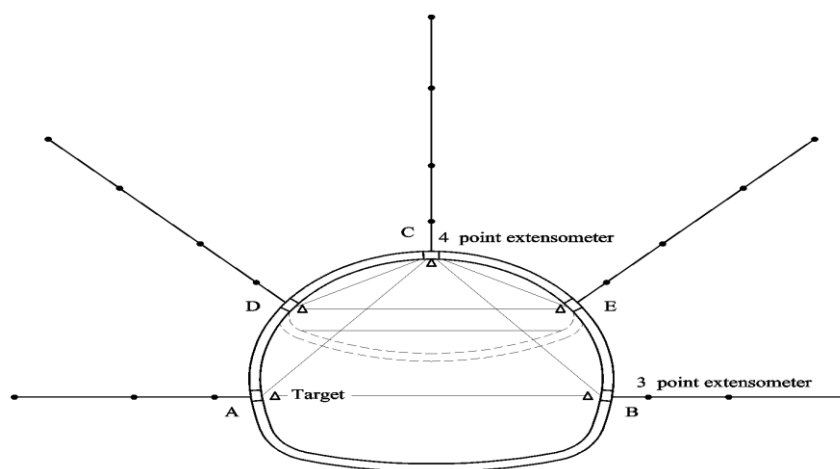
- ✓ du comportement rhéologique du matériau.
- ✓ Du taux de l'avancement du front de taille.

L'effet du front de taille est prédominant à sa proximité et au-delà d'une certaine distance, la convergence ne dépend que du comportement différé du terrain. Selon la nature des problèmes posés, on peut s'intéresser à des déformations diamétrales de l'ouvrage (convergence verticale ou horizontale), à la déformation d'ensemble d'une section transversale ou à la déformation d'ensemble de l'ouvrage.

Cette mesure peut être réalisée soit à la canne télescopique pour les petites galeries soit au moyen d'un distance-mètre à fil invar ou à ruban ou par méthode optique pour les plus grandes sections.[14]

### 7.3.1.2. Mesure de convergence « absolue »

Le creusement d'une excavation souterrain entraîne une redistribution des contraintes autour du tunnel en provoquant la création d'une zone décomprimée au voisinage du tunnel. Le mouvement d'un point dans cette zone peut être décomposé suivant trois directions : longitudinale, radiale et tangentielle. On a l'habitude de caractériser le mouvement par sa composante radiale qui est en général la plus significative. La convergence dite absolue qui se fait par la mesure du déplacement en paroi et à l'intérieur du massif par rapport à une référence à un point supposé fixe plus en profondeur dans le massif, permettent d'étudier l'amplitude et l'extension de cette zone décomprimée. La section instrumentée pour mesurer la convergence « absolue » consiste en des extensomètres de forage mis en place depuis la paroi du tunnel dans des forages radiaux selon différentes orientations (Fig. 7.1). Dans la pratique, la longueur des forages ne dépasse pas 50 m. Un même forage peut comporter une ou plusieurs tiges ancrées à différentes profondeurs et connectées à la tête du forage par des fils métallique ou plutôt à présent par des fibres de verre. Le déplacement suivant l'axe du forage de chaque point d'encrage des tiges par rapport à la tête d'extensomètre est transmis par l'intermédiaire du raccourcissement des fils métalliques ou fibres de verre. Les résultats de mesure sont ainsi les mouvements différentiels des points d'ancrages par rapport la tête de forage ou les déplacements radiaux différents profondeurs si le mouvement du point d'ancrage de la tige la plus longue est négligeable.[14]

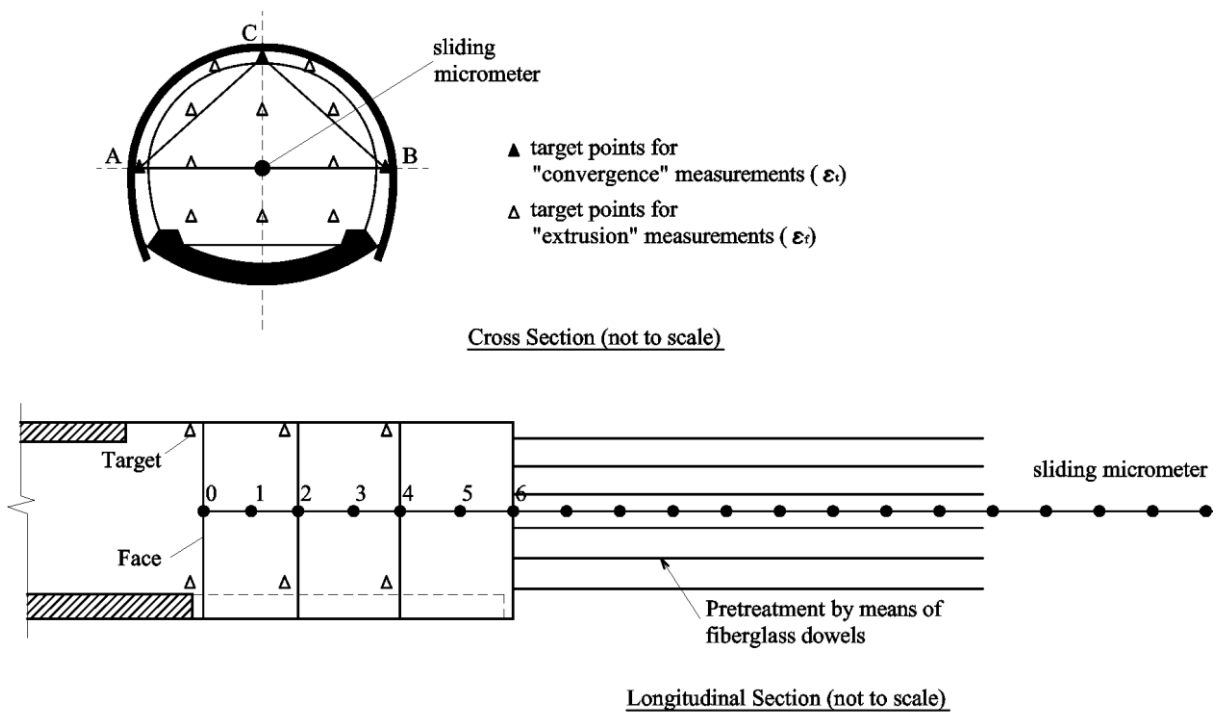


**Figure. 7.1** Section instrumentée avec des extensomètres de forage et des plots de convergence (Barla 2001)

**7.3.1.3. Mesure d'extrusion**

L'extrusion est le déplacement longitudinal du noyau en avant du front de taille du tunnel en raison de la réduction du confinement quand le front de taille s'approche. L'ordre de grandeur de l'extrusion dépend des propriétés mécaniques du terrain, de la couverture, de la méthode de renforcement du noyau d'avancement et autour de la section. La mesure en fonction du temps de l'extrusion permet de contrôler la stabilité du front et donc d'adapter le soutènement provisoire, la méthode d'excavation et le soutènement final.

La mesure est effectuée soit manuellement à l'aide d'une jauge de profondeur ou d'un comparateur (extensomètre manuel à tiges), soit avec des capteurs de déplacement reliés à une centrale de mesure (extensomètre à tiges avec capteur).[14]



**Figure. 7.2** Plots de convergence sur front de taille et extrusomètre en avant du front de taille (Barla 2001)

### 7.3.2. Mesure de contraintes

La conception et le dimensionnement des ouvrages souterrains se heurtent à la difficulté des prévisions des pressions de terrain sur le soutènement. L'étude du comportement du massif autour des excavations souterraines a pour principal objectif, l'analyse des interactions terrain-ouvrage. Pour ce type d'instrumentation, il est important de connaître la position effective des capteurs par rapport aux lignes de référence de la structure, ainsi que les caractéristiques géométriques réelles de l'anneau de mesure.

Plusieurs méthodes de mesure sont utilisées :

- ✓ la mesure directe des pressions (à l'aide de capteurs de pression totale) ;
- ✓ la mesure indirecte des pressions (à l'aide d'extensomètres à corde vibrant fixés au soutènement).[20]

### 7.4. Moyens et techniques d'auscultation en géotechnique

Il existe différentes manières de réaliser l'auscultation des ouvrages. Outre l'approche traditionnelle d'inspections visuelles, éventuellement accompagnées de prélèvements, une grande variété de méthodes et d'essais non destructifs permet de réaliser l'auscultation des ouvrages. Le suivi topométrique est le moyen de mesure historiquement utilisé pour suivre le comportement (déplacement) d'un ouvrage et/ou de ses avoisinants. Il reste aujourd'hui la technique couramment utilisée sous une forme plus sophistiquée de réseau de cibles et de stations automatisée. On présente dans ce qui suit uniquement les auscultations par instrumentation :

- ✓ Soit par la pose de capteurs dans l'ouvrage,
- ✓ Soit par des mesures ponctuelles effectuées à l'aide de moyens de mesure mobiles utilisés par un opérateur.

Les différents moyens d'auscultation à mettre en place sont choisis en fonction d'un ensemble de paramètres propres à chaque ouvrage qu'il faut évaluer en fonction des risques liés à la construction et à l'exploitation de l'ouvrage, des conditions d'accès, de la durée de l'auscultation, de la rapidité des phénomènes observés...

La complémentarité des techniques de mesure est un des fondements de l'auscultation des ouvrages de génie civil pour lesquels ces techniques doivent fournir les informations utiles à un diagnostic et une aide à la décision.[20]

## 7.4.1. Technologies de mesures

### 7.4.1.1 Electrique

Les jauges d'extensomètre sont utilisées pour les mesures de déformations et de contraintes.

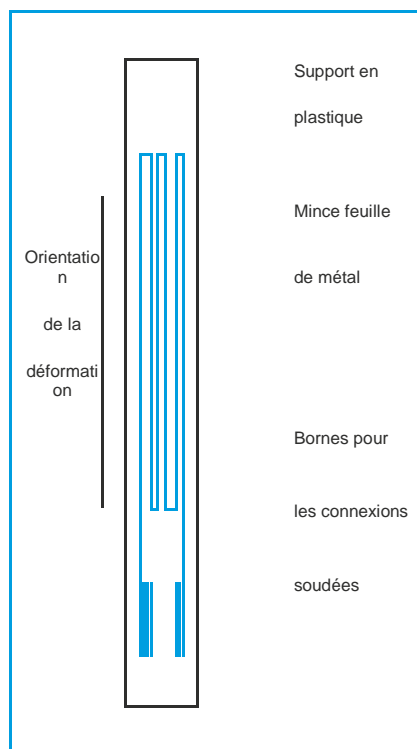


Figure 7.3 – Jauge de déformation

L'utilisation de « rosettes » de jauges est fréquente pour établir la relation contrainte déformation. La « rosette » est une association de 3 jauges généralement positionnées à  $60^\circ$  (rosette « equi-angulaire ») ou  $45^\circ$  (rosette « rectangulaire ») l'une par rapport à l'autre.

La méthode du cercle de Mohr est utilisée pour exploiter ces systèmes. Le calcul des contraintes fait appel à la loi de Hooke généralisée. Des capteurs potentiométriques sont employés pour les mesures de déplacement ou d'angle de distorsion. Ces capteurs sont peu coûteux, relativement robustes et de mise en œuvre simple, leur précision est inférieure à celle des capteurs de type *LVDT* (*Linear Variable Differential Transformer*) ou magnétostrictifs par exemple.[20]

### 7.4.1.2. Electromagnétique

Plusieurs types de capteurs utilisent une technologie électromagnétique :

- ✓ les capteurs magnéto résistifs ;
- ✓ les capteurs de déplacement « *LVDT* » ;
- ✓ les capteurs d'angle « *RVDT* » (*Rotary Variable Differentia Transformer*) ;
- ✓ les capteurs de déplacement ou d'angle magnétostrictifs ;
- ✓ les capteurs à bobine inductive (proximité, vitesse, etc.) ;
- ✓ les capteurs à courant de Foucault (déplacement, proximité, etc.).

Les capteurs *LVDT* sont utilisés pour la mesure de déplacements et de déformations de faible amplitude. Robustes et précis, ils présentent le désavantage de nécessiter un amplificateur complexe.[20]

### 7.4.1.3. Fréquence

Le capteur à corde vibrante est très utilisé en instrumentation géotechnique. Le capteur à corde vibrante est constitué d'un fil en acier tendu entre deux points de fixation «corde vibrante». La fréquence propre de vibration de la corde varie en fonction de sa tension, c'est-à-dire de la longueur entre ses deux points extrémités. Chaque corde vibrante a un «coefficient extenso métrique»  $K$  dépendant de module d'élasticité de l'acier.

Il faut un système d'excitation de la corde, constitué d'une bobine (électro-aimant) qui met la corde en vibration.[20]

## 7.5. Sections de Contrôle Normal du tunnel

### 7.5.1. Géométrie

La définition géométrique des sections est le but de mesurer des convergences dans le tunnel pendant la construction et le nivellement des boulons supérieurs. En général, les sections de convergence seront composées par 5 boulons répartis comme on le représente ci-dessous, un dans la clé, deux à la section vers l'avant, dans les pignons à une hauteur de 1,50m par rapport à la base de l'excavation et les deux autres, à la section en stross, à une hauteur de 1,50 m par rapport à la base du tunnel, aussi dans les pignons.

La mesure de la convergence à effectuer est la distance entre chacun des boulons et le boulon de la clé, et les distances entre chaque paire de boulons placés à la même hauteur, de sorte que 4 lectures sur la clé et 2 lectures horizontales seront obtenues :

- ✓ Convergence positive: fermeture de la section
- ✓ Convergence négative: ouverture de la section

Les résultats sont représentés dans des courbes suivantes:

- ✓ Convergence - Temps
- ✓ Convergence - Distance à l'avant
- ✓ Vitesse de convergence - Temps
- ✓ Vitesse de convergence - Distance à l'avant.[18]

En phase des travaux, Les sections de convergence seront placées tous les 20 m du tunnel les distances peuvent varier, mais jamais, cette distance sera supérieure à 40 m. La première section de convergences sera placée au point d'attaque du tunnel, à 10 mètres du début. Puis, deux autres sections de convergences seront installées avec une distance de 10 m. À partir de ce point, on va continuer en disposant la séparation nominale.[18]

### **7.5.2. Fréquence de lecture de l'instrumentation**

Pour les mesures de la convergence, la fréquence des mesures dépendra de la distance entre la section de contrôle et l'avant de l'excavation actif le plus proche, mais aussi elle doit s'adapter à l'évolution du comportement du sol pendant la réalisation des travaux.[18]

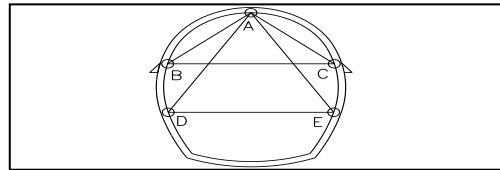
### **7.5.3. Nivellement de précision dans le tunnel**

La précision de nivellement des boulons supérieurs de convergence aura lieu. Les lectures de nivellement seront réalisées selon la même fréquence que celles fixées pour la section de convergence, à la même date.[18]

### **7.5.4. Quelques Mesures des Convergences du tunnel Texenna**

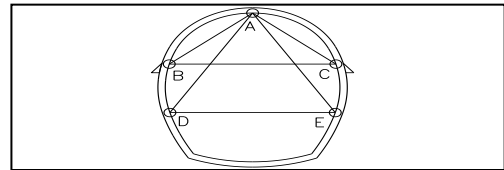
Un programme d'auscultation est établi durant la réalisation de tunnel de Texenna, le Bureau d'étude de control de qualité est chargé d'exécuter et de suivre ce programme. Pour le contrôle trois technique sont adapté, quelles s'agissent de plot de convergence au niveau de front de taille et topométrie et jauge de déformations a et le suivi de l'état d'évolution de déplacement et pression sur les soutènements. L'une des conditions de sécurité exige que la convergence ne doit dépasser 2 mm.[18]

Mesure des Convergences du tunnel  
Texenna\_Portail Nord Tube Droit



					Delta (X-Y-Z)			Distance					
03/02/2019	X	Y	Z	$\Delta X$	$\Delta Y$	$\Delta Z$	A-B	A-C	B-C	A-D	A-C	D-E	
A				51177,674	173712,421	493,227							
C				51182,502	173716,652	489,304	0,000	0,000	0,000				
B				51172,595	173707,752	489,199							
					Delta (X-Y-Z)			Distance					
17/02/2019	X	Y	Z	$\Delta X$	$\Delta Y$	$\Delta Z$	A-B	A-C	B-C	A-D	A-C	D-E	
A				51177,674	173712,421	493,227							
C				51182,502	173716,652	489,304	0,000	0,000	0,000				
B				51172,595	173707,752	489,199							

Mesure des Convergences du tunnel  
Texenna\_Portail Sud Tube Droit



					Delta (X-Y-Z)			Distance					
22/01/2019	X	Y	Z	$\Delta X$	$\Delta Y$	$\Delta Z$	A-B	A-C	B-C	A-D	A-C	D-E	
A				52098,358	172774,983	492,960							
B				52102,078	172780,616	488,839	0,000	0,000	0,000				
C				52094,842	172769,647	488,705							
					Delta (X-Y-Z)			Distance					
28/01/2019	X	Y	Z	$\Delta X$	$\Delta Y$	$\Delta Z$	A-B	A-C	B-C	A-D	A-C	D-E	
A				52098,358	172774,983	492,960							
B				52102,078	172780,616	488,839	0,000	0,000	0,000				
C				52094,842	172769,647	488,705							

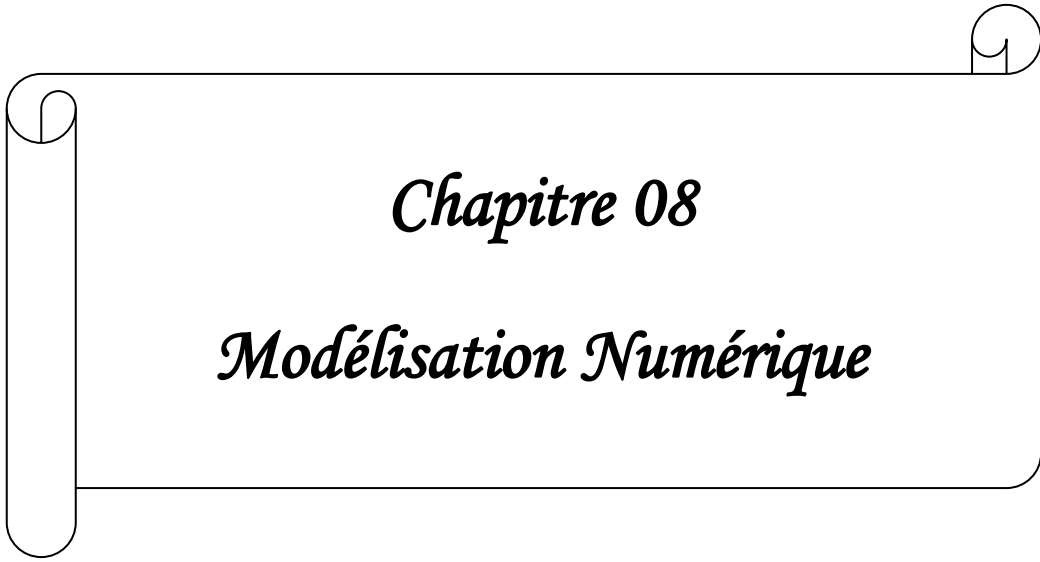


## 7.6. Conclusion

Différents aspects de l'auscultation des déplacements et des contraintes ont été abordés. Il semble inutile d'insister sur le caractère indispensable de l'auscultation tant pour la conduite de travaux qui perturbent l'équilibre-initial des terrains que pour la surveillance de mouvements naturels à évolution catastrophique.

L'interprétation des mesures, immédiate et systématique, automatisée si possible et sans laquelle toute auscultation est bien évidemment inutile, doit pouvoir servir de signal d'alarme mais, en général, la date de la rupture ne semble pas pouvoir être précisément prévue.

Les mesures de contraintes et l'auscultation hydraulique sont, en effet, des compléments nécessaires aux mesures de déplacements. D'autre part, des variables climatiques (température, précipitations) ont souvent une influence considérable sur l'évolution des mouvements naturels à issue catastrophique.



*Chapitre 08*

*Modélisation Numérique*

### 8.1. Introduction

Les études détaillées des ouvrages géotechniques, devient possible grâce au développement de nombreux codes de calcul basés essentiellement sur la méthode des éléments finis et le progrès enregistrés dans les outils de calcul automatique. Dans ce chapitre on a traité la modélisation numérique bidimensionnelle du comportement de terrain durant le creusement de deux tronçons d'un tunnel bitubes (tunnel autoroutier région de Texanna wilaya de Jijel) à l'aide du logiciel PLAXIS 2D.[3]

### 8.2. Présentation du logiciel Plaxis 2D

PLAXIS 2D est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage en éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Plusieurs lois de comportement sont disponibles dans ce logiciel, pour notre calcul, on a utilisé la loi de comportement élastique linéaire parfaitement plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Colomb (M-C).[3]

### 8.3. Etude de tronçon N°. 01

Ce premier tronçon se trouve au niveau du portail sud PK 26+550. L'épaisseur de terrain de couverture est environ 60 m, le sol est composé d'une seule couche de type Flysh Albo-Aptian âgée (Classe : 4). Au niveau de cette section on a considéré de simuler deux cas :

- 1) On simule le comportement du sol lors de l'excavation du premier tube puis l'effet du creusement de deuxième ;
- 2) La réponse du massif lorsque le creusement du deux tube se fait simultanément.

### 8.3.1. Propriétés géotechniques du terrain

Le tableau ci-dessous représente les différentes caractéristiques géotechniques de terrain encaissant.

**Tableau 8.1:** Valeurs des paramètres géotechniques pour portail sud

Paramètre	Désignation	Flysh	Unité
Modèle type	Modèle	Mohr-colomb	
Type de comportement	Type	Drainé	
Poids volumique sec	$\gamma_{unsat}$	27	$kn/m^3$
Poids volumique saturé	$\gamma_{sat}$	27	$kn/m^3$
Module de Young	E	404000	$kn/m^2$
Coefficient de poisson	$\vartheta$	0,3	
Terme de cohésion	C	139	$kn/m^2$
Angle de frottement	$\varphi$	32	degré
Angle de dilatation	$\psi$	2	degré
Perméabilité horizontale	$K_x$	$10^{-4}$	m/day
Perméabilité verticale	$K_y$	$10^{-4}$	m/day

### 8.3.2. Caractéristiques mécaniques des éléments de soutènement

➤ **Béton projeté**

- ✓ Résistance caractéristique du béton :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- ✓ Module d'élasticité du béton :  $E_b = 11496 \text{ MPa}$
- ✓ Coefficient de poisson :  $\vartheta = 0,2$
- ✓ Epaisseur du béton projeté pour le support temporaire  $h = 0.35 \text{ m}$ .

➤ **Cintre métallique (poutre HEB220)**

- ✓ Profilé métallique HEB
- ✓ Module d'élasticité de l'acier  $E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$

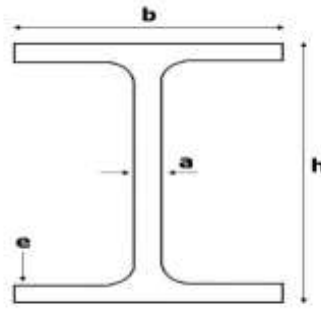


Figure 8.1 : Profile de cintre HEB

Tableau 8.2: Caractéristiques mécaniques des profilés métalliques

Profilés métalliques	h (mm)	b (mm)	a (mm)	e (mm)	Aire $cm^2$	$I_X$ $cm^4$	$I_Y$ $cm^4$	Masse (Kg/m)
HEB 220	220	220	9.5	16	91	8091	2843	71.5

Tableau 8.3: les propriétés mécaniques de la section composite

Identification	modèle	EA (KN/m)	EI (KN.m <sup>2</sup> /m)	W (KN/m)	$\vartheta$
Soutènement provisoire	élastique	$6.432 \times 10^6$	$4.728 \times 10^4$	10.5	0,2
Radier(t=0,7m)	élastique	$8,05 * 10^6$	$3,29 * 10^5$	21	0,2
Revêtement final	élastique	$3.45 * 10^6$	$2,59 * 10^4$	9	
Boulon d'ancrage	élastique	153250	-	-	-

➤ Les caractéristiques des boulons d'ancrages

- ✓ Diamètre des boulons d'ancrage  $D = 32$  mm
- ✓ Limite élastique de l'acier  $\sigma_y = 275$  Mpa
- ✓ La longueur des boulons d'ancrages  $L = 6$  m
- ✓ L'Espacements vertical et horizontal entre deux boulons 1 m

### 8.3.3 Simulation numérique de premier cas (creusement différencié)

#### a)- Model de calcul

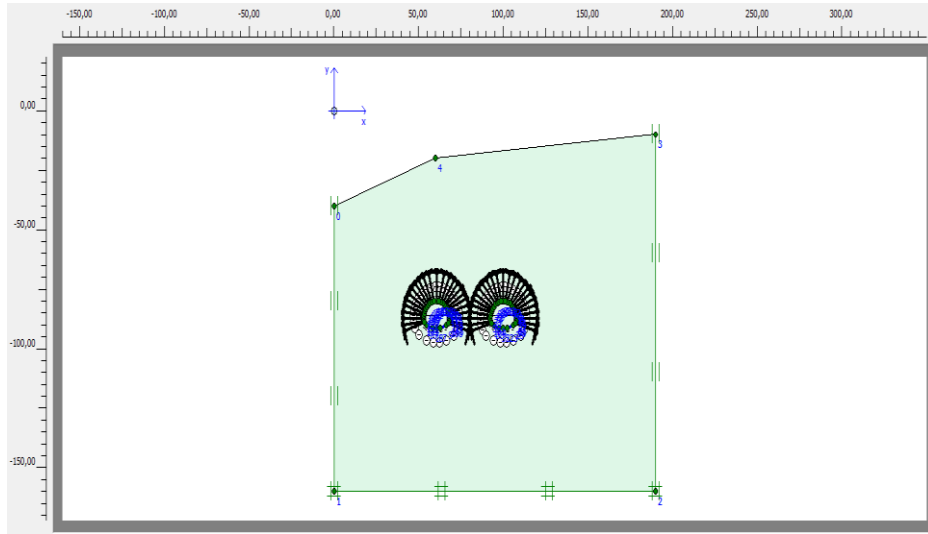


Figure 8.2 : Model de profil de terrain

#### b)- Maillage en éléments finis

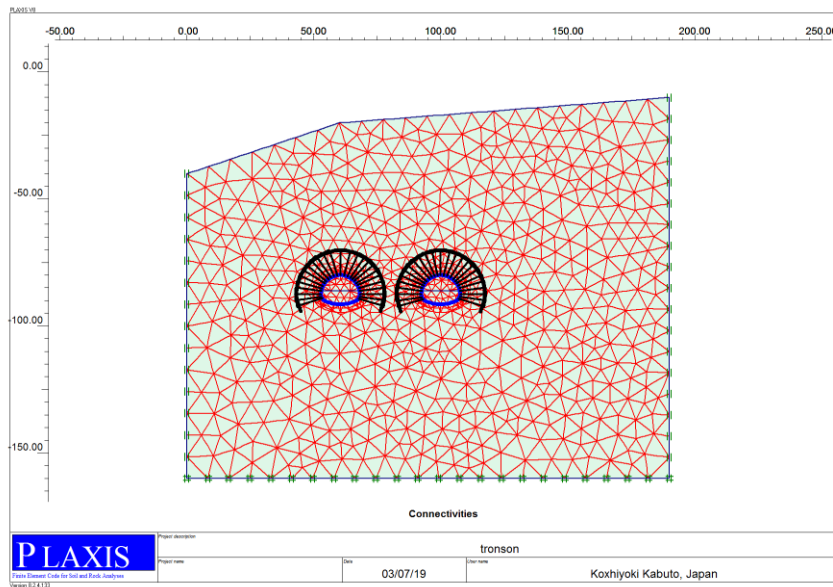


Figure 8.3 : Génération de maillage

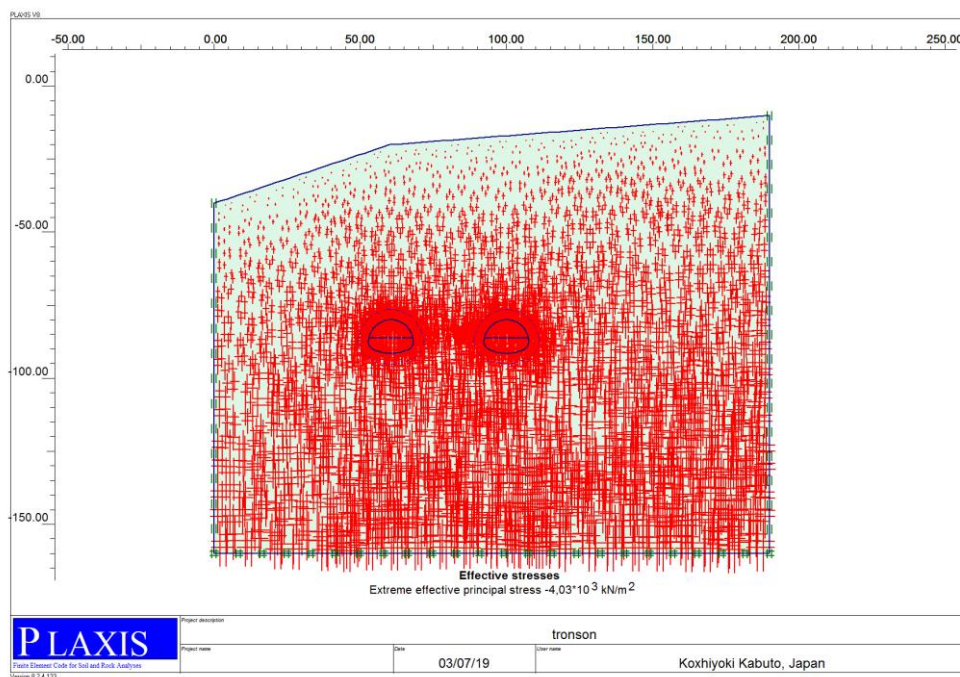
### c)- Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes effectives initiales.

#### ➤ La pression interstitielle

La nappe phréatique n'existe pas, donc c'est inutile de générer la pression interstitielle initiale.

#### ➤ Contraintes initiales



**Figure 8.4** : contrainte effective-phase initiale

La contrainte maximale :  $-4.03 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^2$

**d)- Phases de calcul**

Phase 0 : Génération des contraintes.

Phase 1 : Excavation de la calotte du tunnel tube gauche (Relaxation 50%-Mst = 0.5).

Phase 2 : Activation du soutènement provisoire cintres + béton projeté (Relaxation 35% Mst = 0.25).

Phase 3 : Activation des boulons d'ancrage (Relaxation 15%-Mst = 1).

Phase 4 : Excavation du stross et de radier du tunnel tube gauche (Relaxation 50%-Mst = 0.5).

Phase 5 : Activation du soutènement provisoire cintres + béton projeté (Relaxation 35 %-Mst = 0.25).

Phase 6 : Activation des boulons d'ancrage (Relaxation 15%-Mst = 1).

Phase 7 : Excavation de la calotte du tunnel tube droite (Relaxation 50%-Mst = 0.5).

Phase 8 : Activation du soutènement provisoire cintres + béton projeté (Relaxation 35% Mst = 0.25).

Phase 9 : Activation des boulons d'ancrage (Relaxation 15%-Mst = 1).

Phase 10 : Excavation du stross et de radier du tunnel tube droite (Relaxation 50%-Mst = 0.5).

Phase 11 : Activation du soutènement provisoire cintres + béton projeté(Relaxation 35% Mst = 0.25).

Phase 12 : Activation des boulons d'ancrage (Relaxation 15%-Mst = 1).

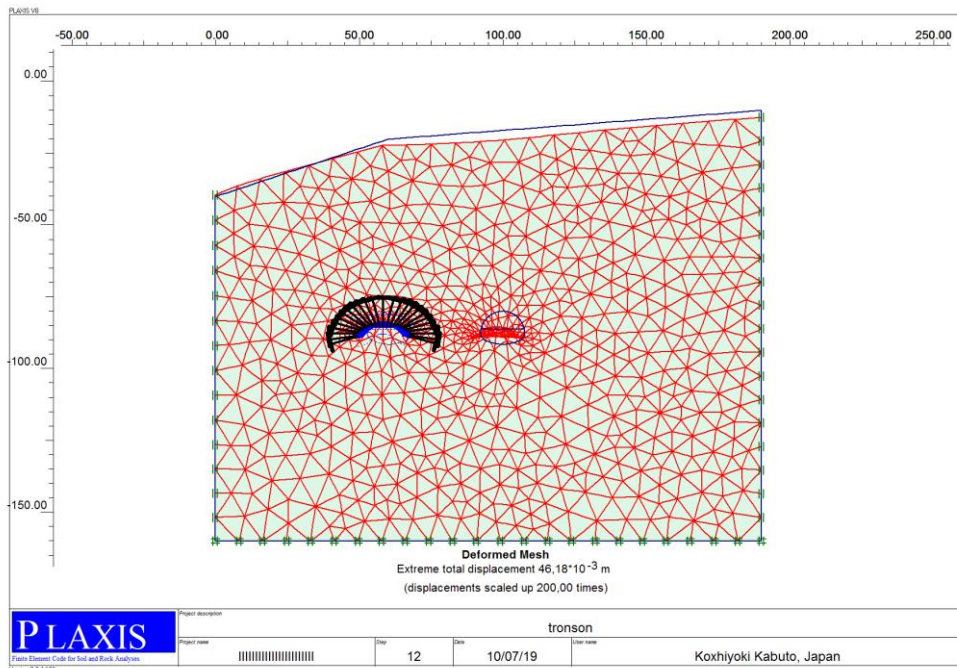
Phase 13 : Activation du Revêtement Final du tunnel tube gauche (Relaxation 100%-Mst=1).

Phase 14 : Activation du Revêtement Final du tunnel tube droit (Relaxation 100%-Mst=1).

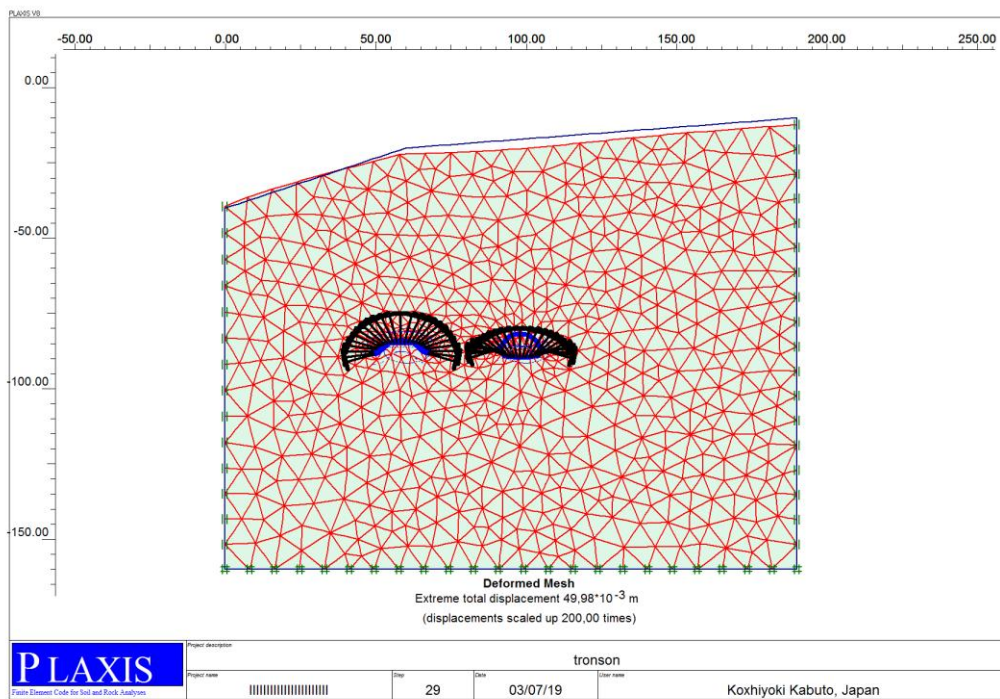


**e)- Déformation du maillage**

Les déformations de maillage représentant le profil global du sol et celui de tunnel pour les deux cas sont illustrées dans les figures ci-dessous.



*Phase 06 (uniquement tube gauche)  $U(tot) = 46.18$  mm*



*Phase 12 (après l'excavation du tube droit)  $U(tot) = 49.08$  mm*

**Figure 8.5 : Déformation de maillage avec indication de déplacement maximum**

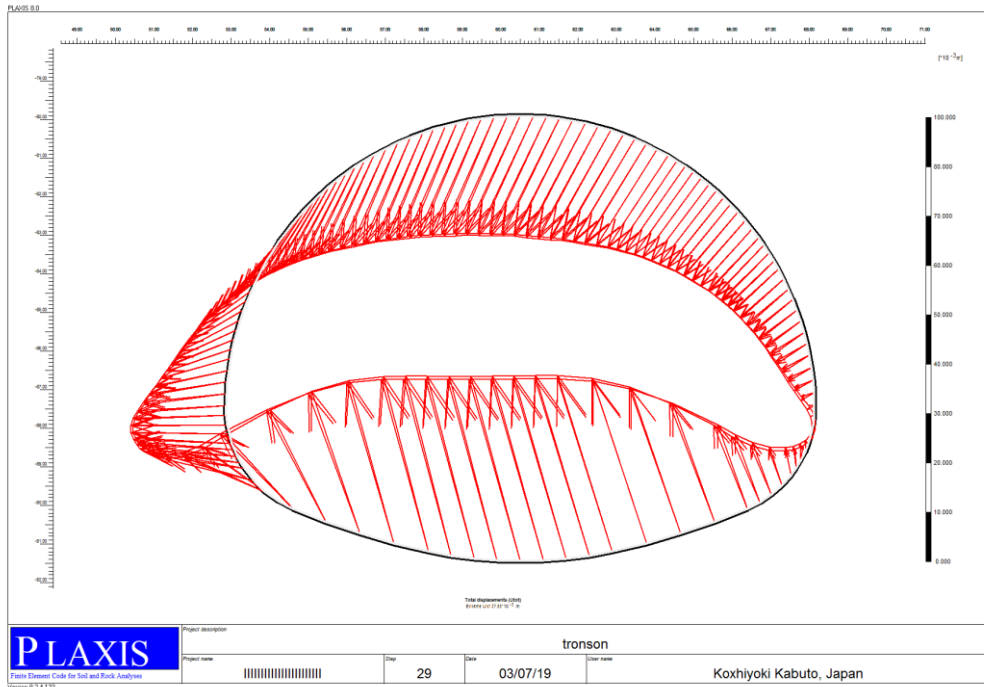






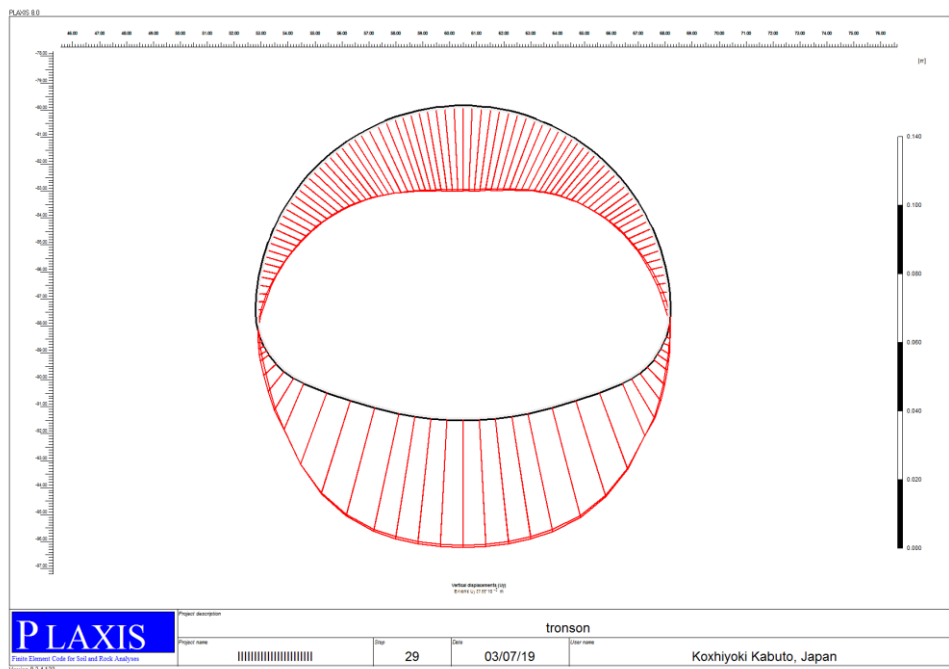
**i)- Les déplacements au niveau de la paroi du tunnel gauche**

Les figures suivantes représentent les déplacements totaux, horizontaux et verticaux, après l'excavation de tunnel droite (*phase12*).



**Figure 8.9 : Déplacement totaux**

$$U(\text{tot}) = 37,55 \text{ mm}$$



**Figure 8.10 : Déplacement vertical**

$$U(y) = 37,55 \text{ mm}$$

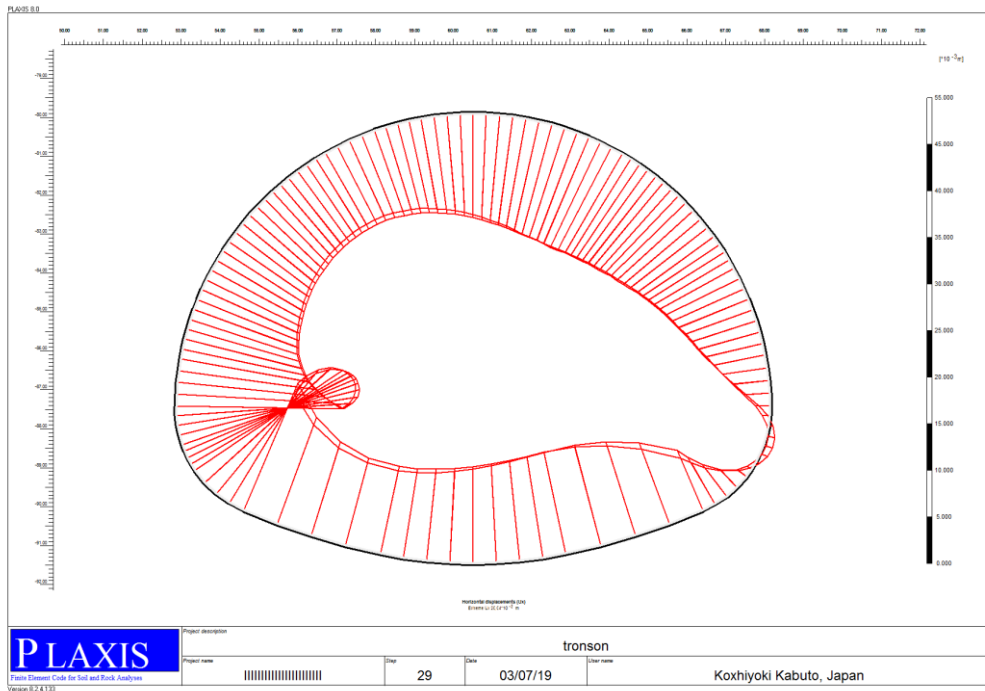


Figure 8.11: Déplacement horizontal

$$U(x) = 20,04 \text{ mm}$$

**g)- Les Sollicitations ( N , T , M) sur le tube gauche (phase12)**

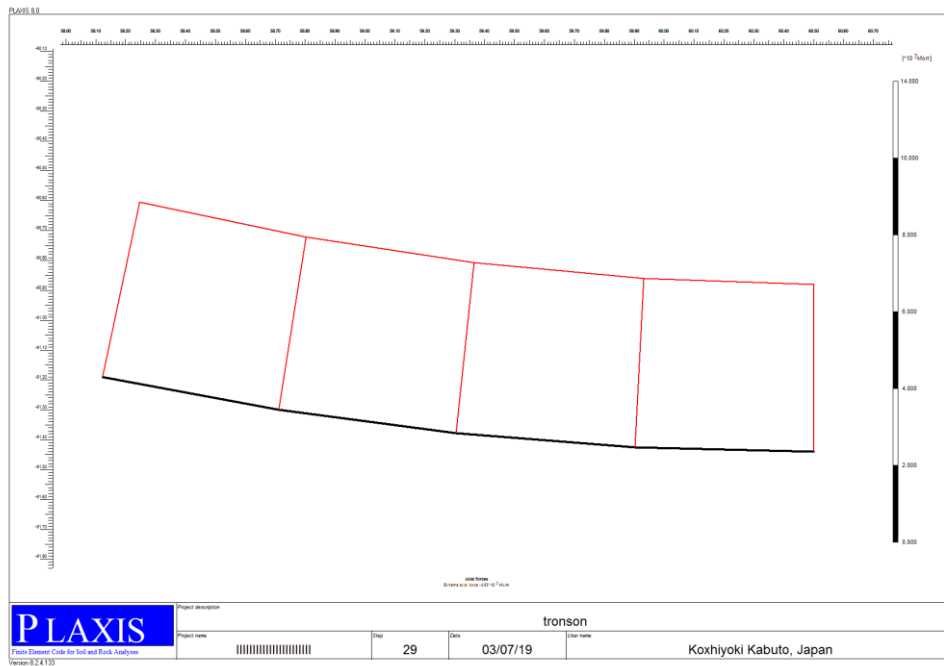


Figure 8.12 : L'effort Normal ( - 4,65\*10<sup>3</sup> KN/m)

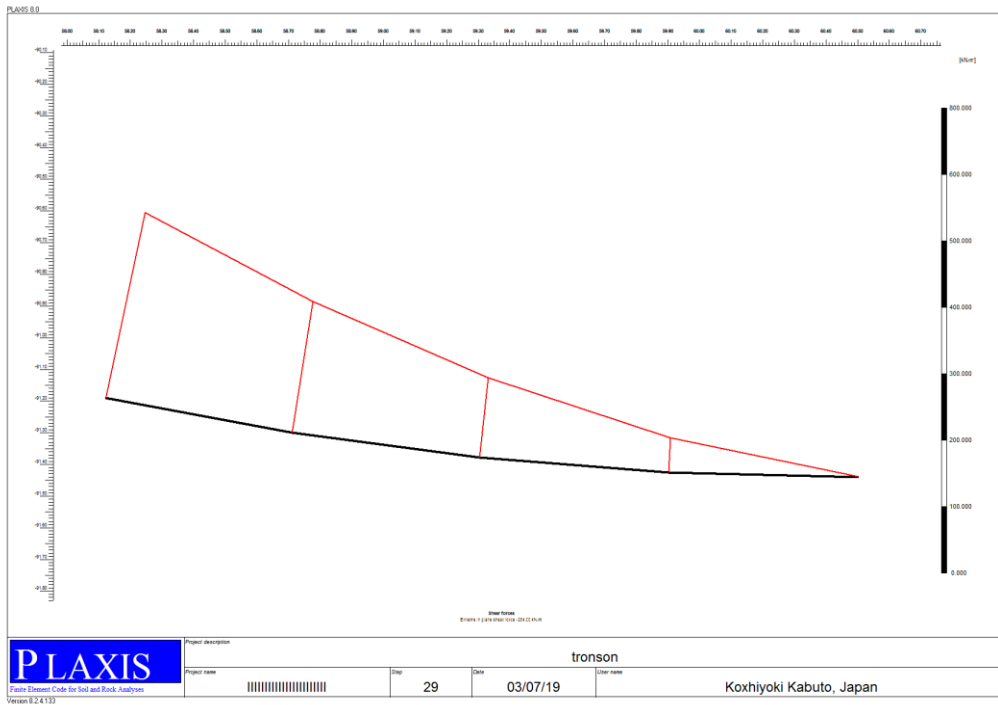


Figure 8.13 : L'effort Tranchant (-284,000 KN/m )

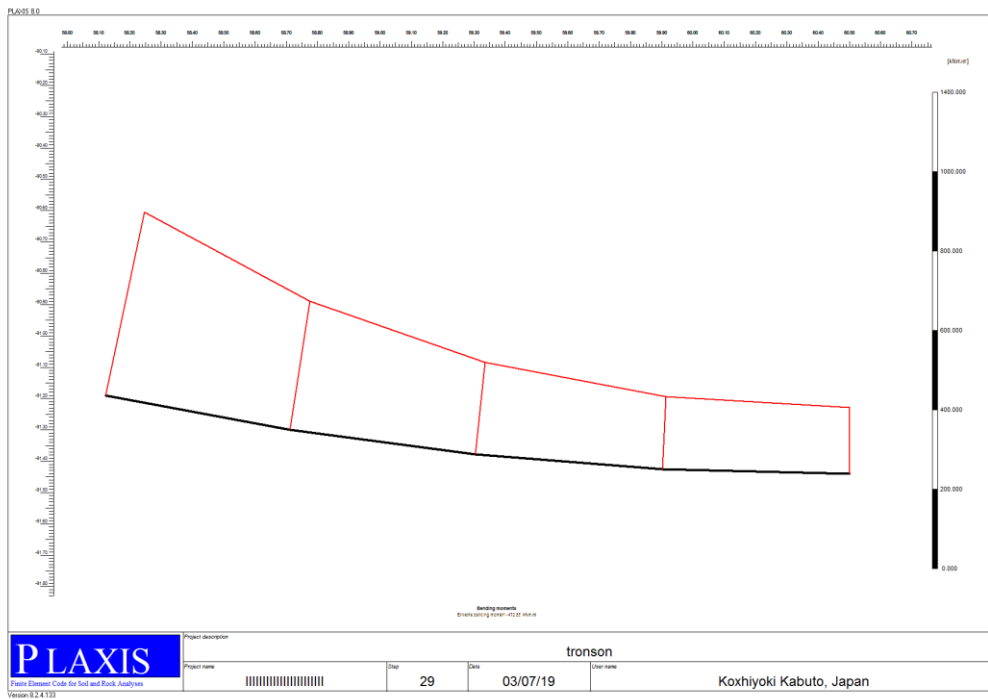
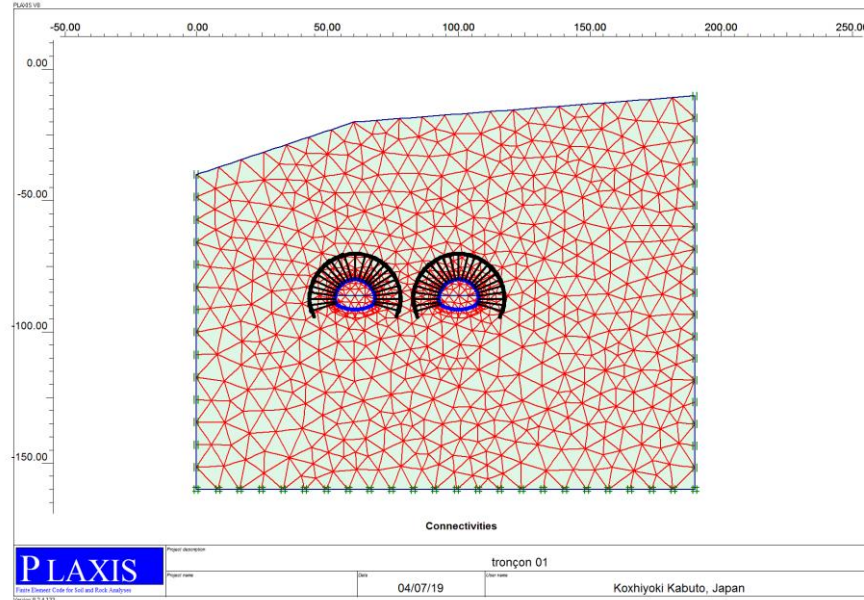


Figure 8.14 : Le moment fléchissant (-472,85KN.m)



### 8.3.4. Simulation numérique de deuxième cas (creusement simultané)

#### a)- Maillage des éléments finis



*Figuer 8.15 : Génération de maillage*

#### b)- Conditions initiales

Les conditions initiales sont les mêmes comme le premier cas.

#### c)- Phases de calcul

Phase 0 : Génération des contraintes.

Phase 1 : Excavation de la calotte des deux tubes (Relaxation 50%-Mst = 0.5).

Phase 2 : Activation du soutènement provisoire cintres + béton projeté (Relaxation 35% Mst = 0.25).

Phase 3 : Activation des boulons d'ancrage (Relaxation 15%-Mst = 1).

Phase 4 : Excavation du stross des deux tubes (Relaxation 50%-Mst = 0.5).

Phase 5 : Activation du soutènement provisoire cintres + béton projeté (Relaxation 35 %-Mst = 0.25).

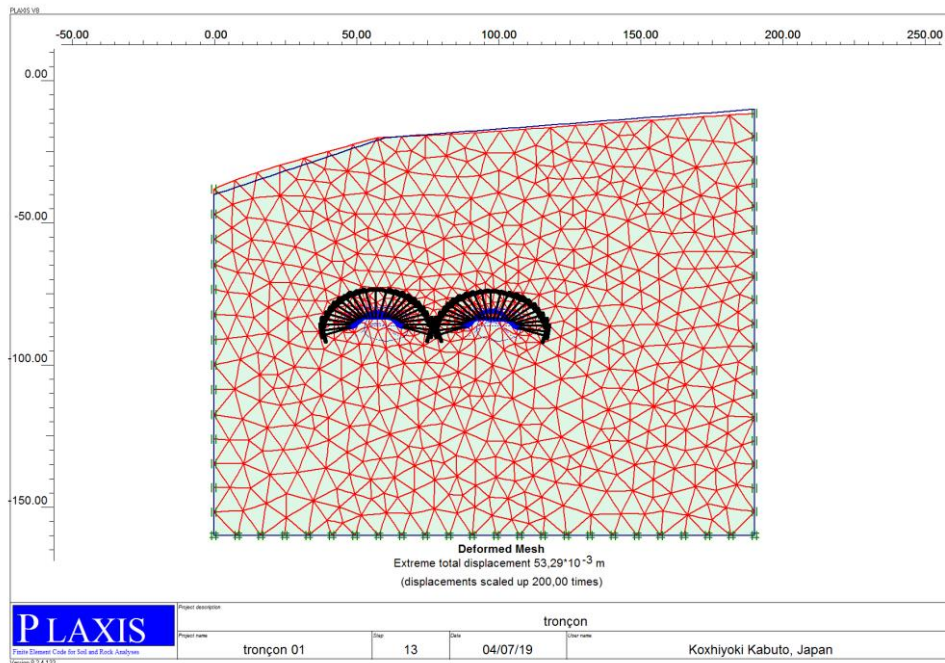
Phase 6 : Activation des boulons d'ancrage (Relaxation 15%-Mst = 1).

Phase 7 : Activation du Revêtement Final du tunnel des deux tubes (Relaxation 100%-)



**d)- Déformation du maillage**

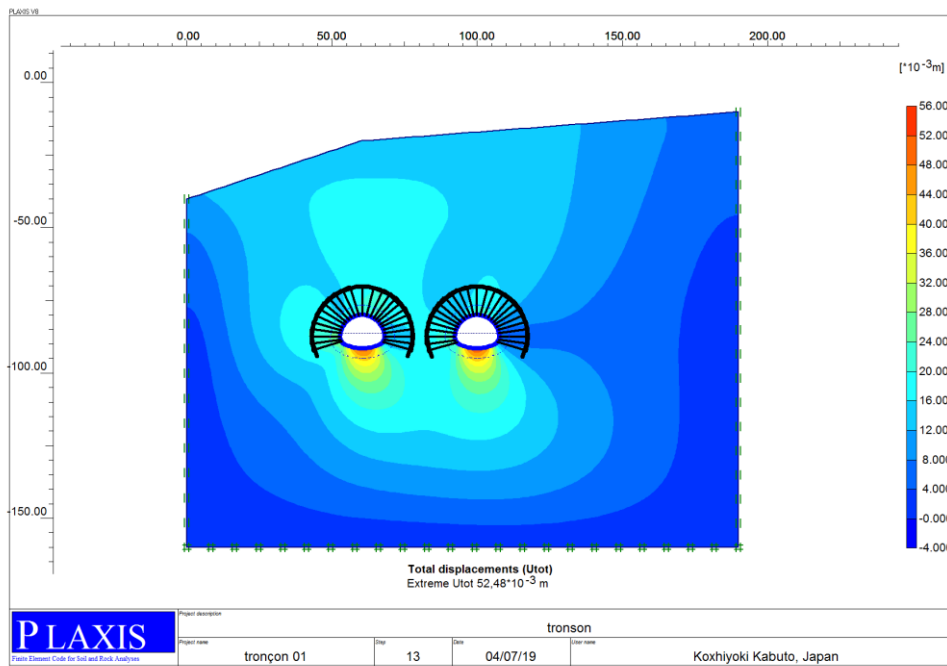
La déformation de maillage et les éléments structuraux sont représentés dans la figure ci-dessous.



*Figure 8.16 : Déformation du maillage  $U(tot) = 53,29 \text{ mm}$*

**e)- Les déplacements dans les deux tubes de tunnel au niveau de la section globale**

Les figures suivantes représentent les déplacements totaux, horizontaux et verticaux.



*Figure 8.17 : Déplacement totaux*

$$U(tot) = 52,48 \text{ mm}$$

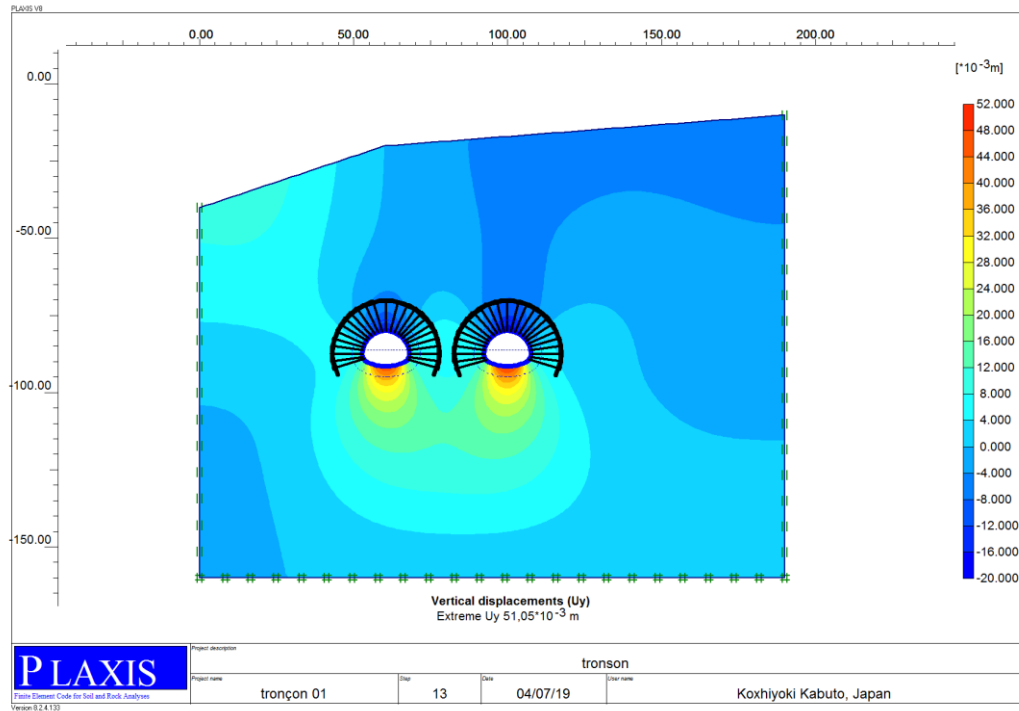


Figure 8.18 : Déplacement verticaux

$$U(y) = 51,05 \text{ mm}$$

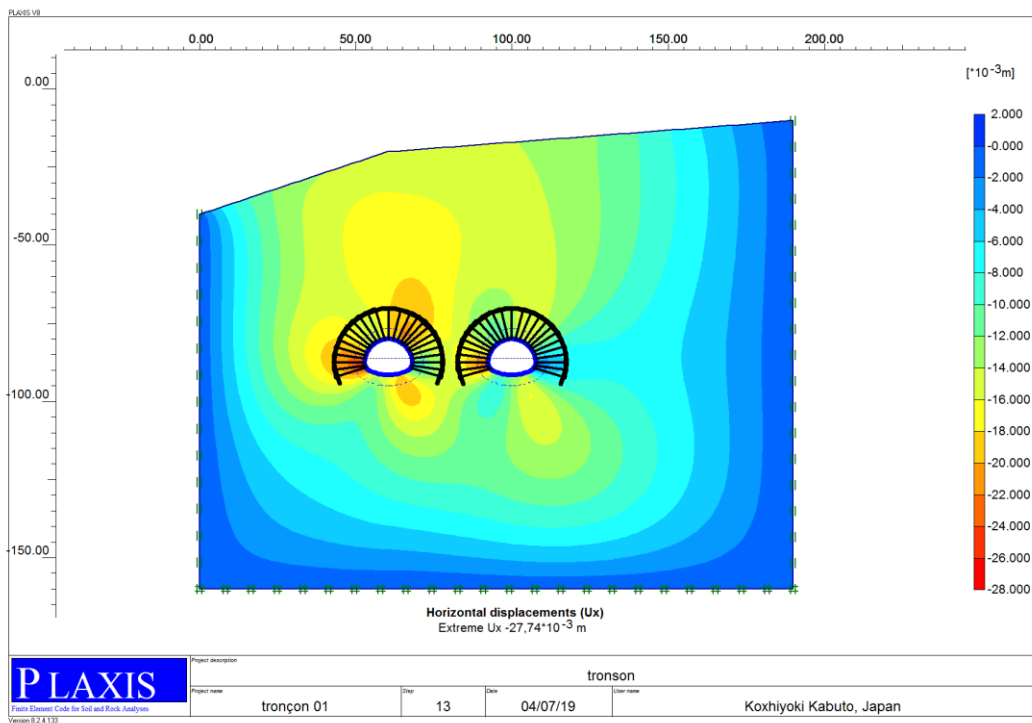
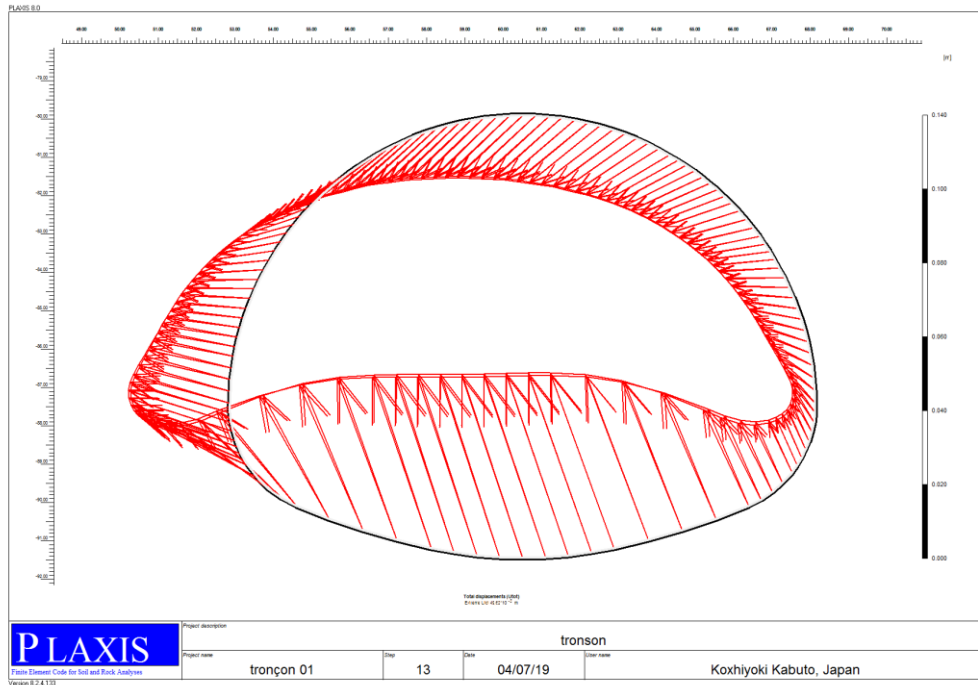


Figure 8.19 : Déplacement horizontal

$$U(x) = -27,74 \text{ mm}$$

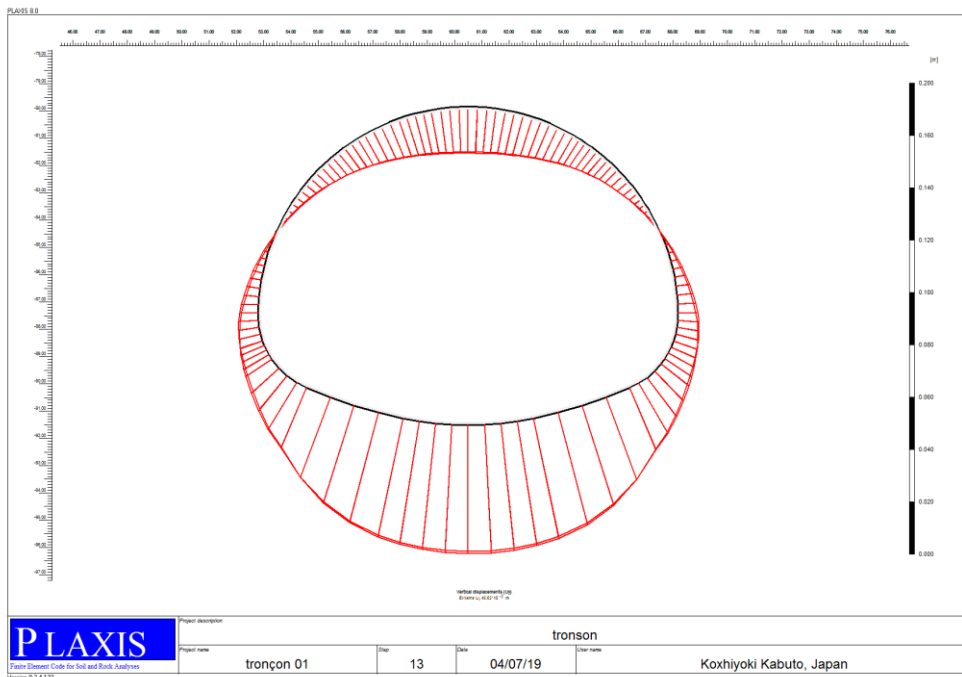
**f)- Les déplacements au niveau de la paroi du tnnel gauche**

Les figures suivantes représentent les déplacements totaux, horizontaux et verticaux (Phase 06).



**Figure 20 : Déplacement totaux**

$$U(tot) = 49,62 \text{ mm}$$



**Figure 8.21 : Déplacement vertical**

$$U(y) = 49,62 \text{ mm}$$

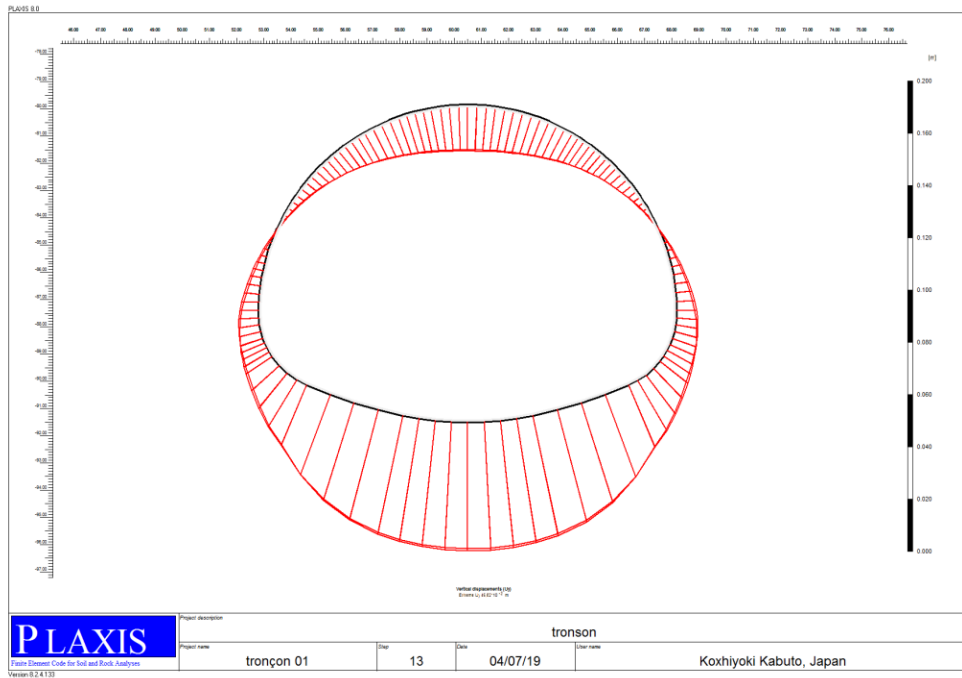


Figure 8.22 : Déplacement horizontal

$$U(x) = 28,28 \text{ mm}$$

i)- Les Sollicitations ( N , T , M ) sur le tube gauche (Phase 06)

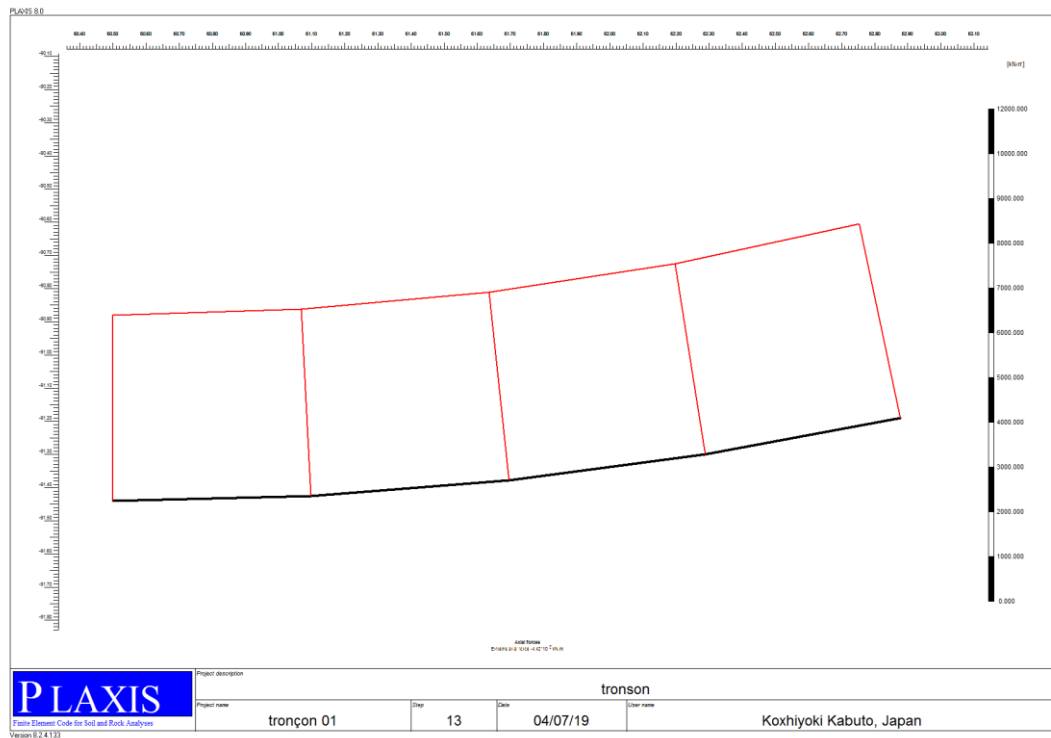


Figure 8.23 : L'effort Normal ( $- 4,42 * 10^3 \text{ KN/m}$ )

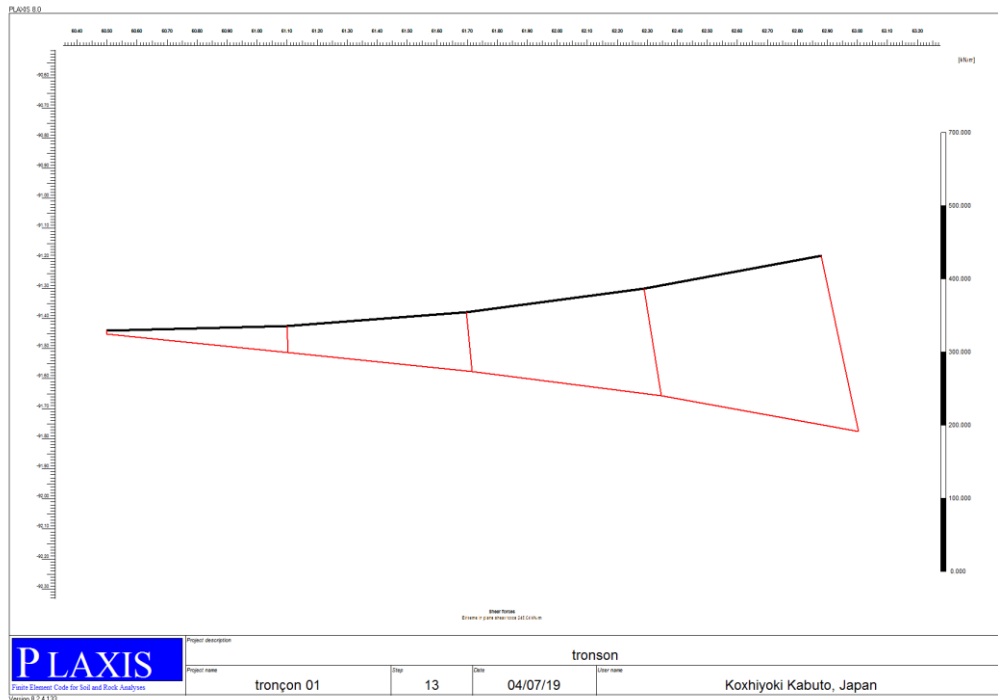


Figure 8.24 : L'effort Tranchant (-245,04 KN/m )

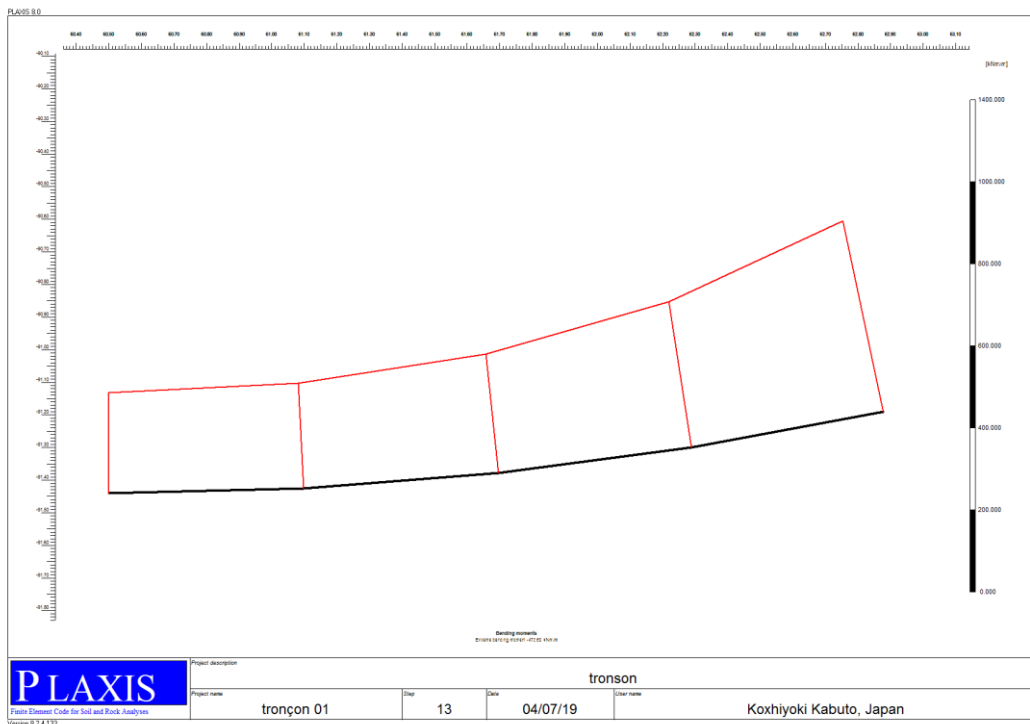


Figure 8.25 : Le moment fléchissant (-473,69KN.m)

### 8.3.5. Interprétation des résultats

Les résultats obtenus montrent que les déplacements sont importants dans ce tronçon ( $u_{\max} \approx 50 - 53 \text{ mm}$ ) et cela pour les deux cas de mode de creusement, cela est attribué principalement à la qualité du massif rocheux, classé comme médiocre et à un taux de confinement réduit.

On peut noter aussi que le mode de creusement a une influence sur les déplacements et les sollicitations résultant. Comme il est montré sur les figures et dans le tableau (8.4), on note que les déplacements sont plus grands dans le cas d'un creusement simultané de deux tubes par contre les sollicitations diminuent légèrement. Donc le creusement d'un tube influe sur la stabilité de l'autre.

$$Taux = \left\| \frac{\text{Valeurs Mode (02)} - \text{Valeurs Mode (01)}}{\text{Valeurs Mode (02)}} \right\| \times 100$$

**Tableau 8.4 :** L'influence de deux modes de creusement sur le tunnel gauche

Les déplacements et les sollicitations	Tunnel gauche (phase 12) Mode (01)	Tunnel gauche (phase 12) Mode (02)	Pourcentage <i>Taux</i> (%)
<b><i>Ut max</i></b> (mm)	37.55	49.62	24.32
<b><i>Ux max</i></b> (mm)	20.04	28.28	29.13
<b><i>Uy max</i></b> (mm)	37.55	49.62	24.32
<b><i>Nt max</i></b> (KN/m)	$-4.65 \times 10^3$	$-4.42 \times 10^3$	5.20
<b><i>Tx max</i></b> (KN/m)	-284.00	-245.04	15.89
<b><i>My max</i></b> (KN.m/m)	-472.85	-437.69	7.80

## 8.4. Etude de tronçon N°. 2

Ce deuxième tronçon se trouve plus à l'intérieur du massif au niveau de PK 24+840 de tube droite. L'épaisseur de terrain de couverture est environ 100 m, le sol est composé d'une seule couche de type Flysh Albo-Aptian âgée (Classe : 3). Au niveau de cette section on a considéré de simuler l'effet de l'éloignement du deux tube (droite et gauche) sur la réponse du terrain, trois cas de distance entre axe du deux tubes sont considérés.

### 8.4.1. Propriétés géotechniques du terrain

Le tableau ci-dessous représente les différentes caractéristiques géotechniques de différentes couches composant le terrain encaissant.

**Tableau 8.5 : Valeurs des paramètres géotechniques pour le tronçon 02**

Paramètre	Désignation	Flysh	Unité
Modèle type	Modèle	Mohr-colomb	
Type de comportement	Type	Drainé	
Poids volumique sec	$\gamma_{unsat}$	26	$kn/m^3$
Poids volumique saturé	$\gamma_{sat}$	26	$kn/m^3$
Module de Young	E	3131000	$kn/m^2$
Coefficient de poisson	$\nu$	0,3	
Terme de cohésion	C	344	$kn/m^2$
Angle de frottement	$\varphi$	38	degré
Angle de dilatation	$\psi$	8	degré
Perméabilité horizontale	$K_x$	$10^{-4}$	m/day
Perméabilité verticale	$K_y$	$10^{-4}$	m/day

### 8.4.2. Caractéristique mécanique des éléments de soutènement

#### ➤ Béton projeté

- ✓ Résistance caractéristique du béton :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- ✓ Module d'élasticité du béton :  $E_b = 11496 \text{ MPa}$
- ✓ Coefficient de poisson :  $\nu = 0,2$
- ✓ Epaisseur du béton projeté pour le support temporaire  $h = 0.25 \text{ m}$ .

#### ➤ Cintre métallique (poutre HEB180)

- ✓ Profilé métallique HEB
- ✓ Module d'élasticité de l'acier  $E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$

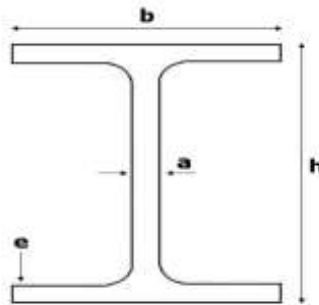


Figure 8.26 : Profile typique HEB

Tableau 8.6 : Caractéristiques mécaniques des profilés métalliques

Profilés métalliques	h (mm)	b (mm)	a (mm)	e (mm)	Aire $\text{cm}^2$	$I_x \text{ cm}^4$	$I_y \text{ cm}^4$	Masse (Kg/m)
<b>HEB180*180</b>	<b>180</b>	<b>180</b>	<b>8.5</b>	<b>14</b>	<b>65.3</b>	<b>3831</b>	<b>1363</b>	<b>51.2</b>



**Tableau 8.7** : les propriétés mécaniques de la section composite

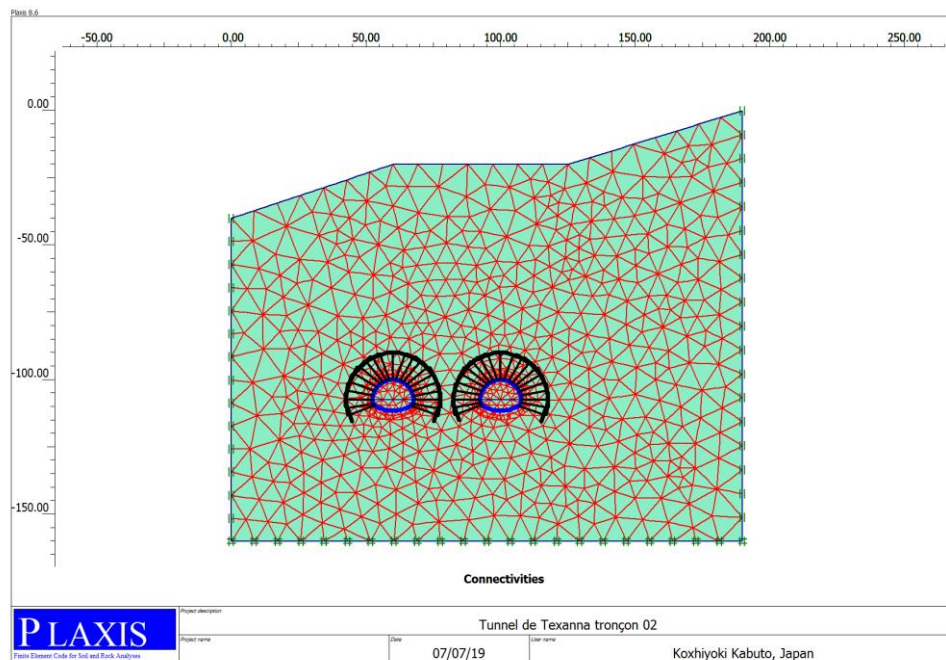
Identification	modèle	EA (KN/m)	EI (KN.m <sup>2</sup> /m)	W (KN/m)	$\vartheta$
Soutènement provisoire	élastique	$4.17 \times 10^6$	$3.35 \times 10^4$	7.5	0,2
Radier(t=0,7m)	élastique	$8,05 * 10^6$	$3,29 * 10^5$	21	0,2
Revêtement final	élastique	$3.45 * 10^6$	$2,59 * 10^4$	9	
Boulon d'ancrage	élastique	98083	-	-	-

➤ **Les caractéristiques des boulons d'ancrages**

- ✓ Diamètre des boulons d'ancrage  $D = 32$  mm
- ✓ Limite élastique de l'acier  $\sigma_y = 275$  Mpa
- ✓ La longueur des boulons d'ancrages  $L = 6$  m
- ✓ L'Espacement entre deux boulons 1.25 m

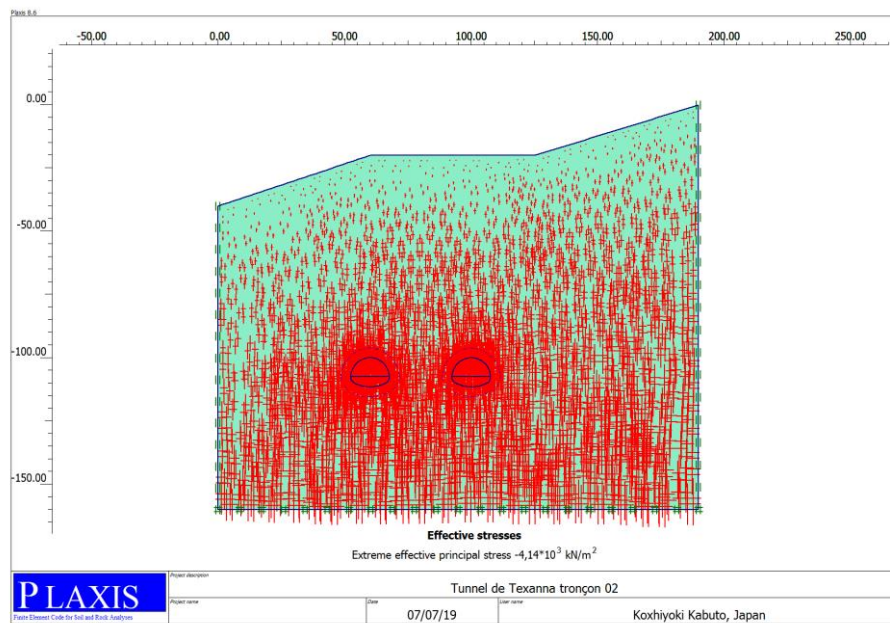
### 8.4.3. Modélisation numérique de l'influence de creusement du tube droit sur le tube gauche

#### a) Maillage des éléments finis

**Figuer 8.27** : Génération de maillage

## b)- Conditions initiales

### ➤ Contraintes initiales



**Figure 8.28** : contrainte effective-phase initiale  
La contrainte maximale :  $-4,14 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^2$

## c)- Phases de calcul

Phase 0 : Génération des contraintes.

Phase 1 : Excavation de la calotte du tunnel tube gauche (Relaxation 50%-Mst = 0.5).

Phase 2 : Activation du soutènement provisoire cintres + béton projeté (Relaxation 35% Mst = 0.25).

Phase 3 : Activation des boulons d'ancrage (Relaxation 15%-Mst = 1).

Phase 4 : Excavation du stross et de radier du tunnel tube gauche (Relaxation 50%-Mst = 0.5).

Phase 5 : Activation du soutènement provisoire cintres + béton projeté (Relaxation 35 % -Mst = 0.25).

Phase 6 : Activation des boulons d'ancrage (Relaxation 15%-Mst = 1).

Phase 7 : Excavation de la calotte du tunnel tube droite (Relaxation 50%-Mst = 0.5).

Phase 8 : Activation du soutènement provisoire cintres + béton projeté (Relaxation 35% Mst = 0.25).

Phase 9 : Activation des boulons d'ancrage (Relaxation 15%-Mst = 1).

Phase 10 : Excavation du stross et de radier du tunnel tube droite (Relaxation 50%-Mst = 0.5).

Phase 11 : Activation du soutènement provisoire cintres + béton projeté (Relaxation 35% Mst = 0.25).

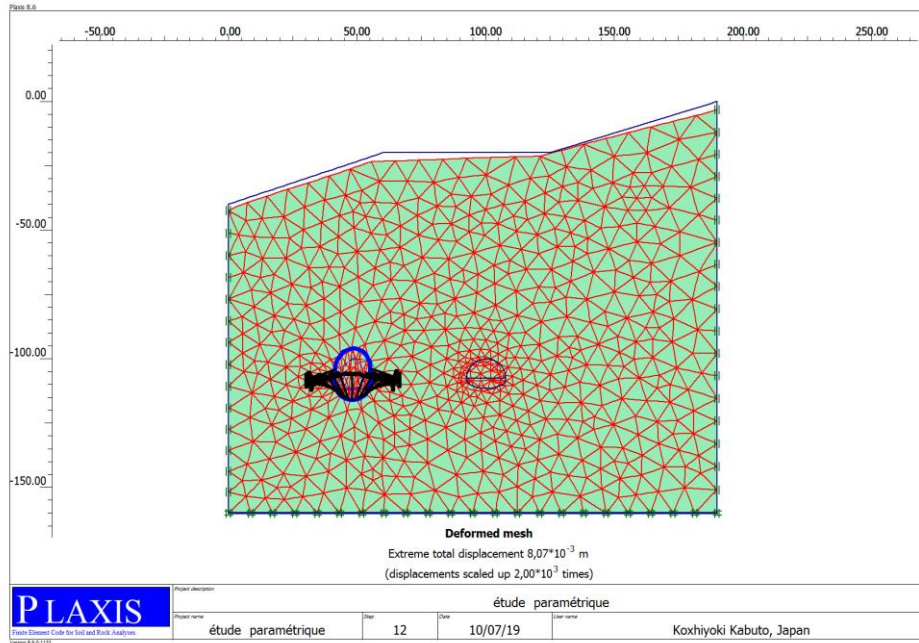
Phase 12 : Activation des boulons d'ancrage (Relaxation 15%-Mst = 1).

Phase 13 : Activation du Revêtement Final du tunnel tube gauche (Relaxation 100%-Mst=1).

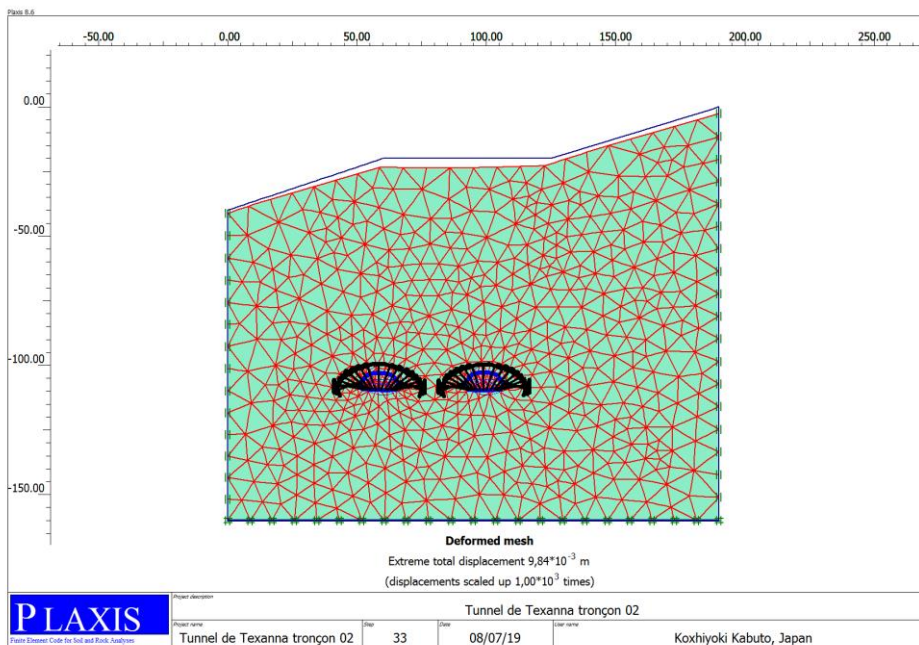
Phase 14 : Activation du Revêtement Final du tunnel tube droit (Relaxation 100%-Mst=1).

**d)- Déformation du maillage**

La déformation de maillage et les éléments structuraux sont représentés dans les figures ci-dessous.



Phase 06 (uniquement tube gauche)  $U(tot) = 8.07 \text{ mm}$

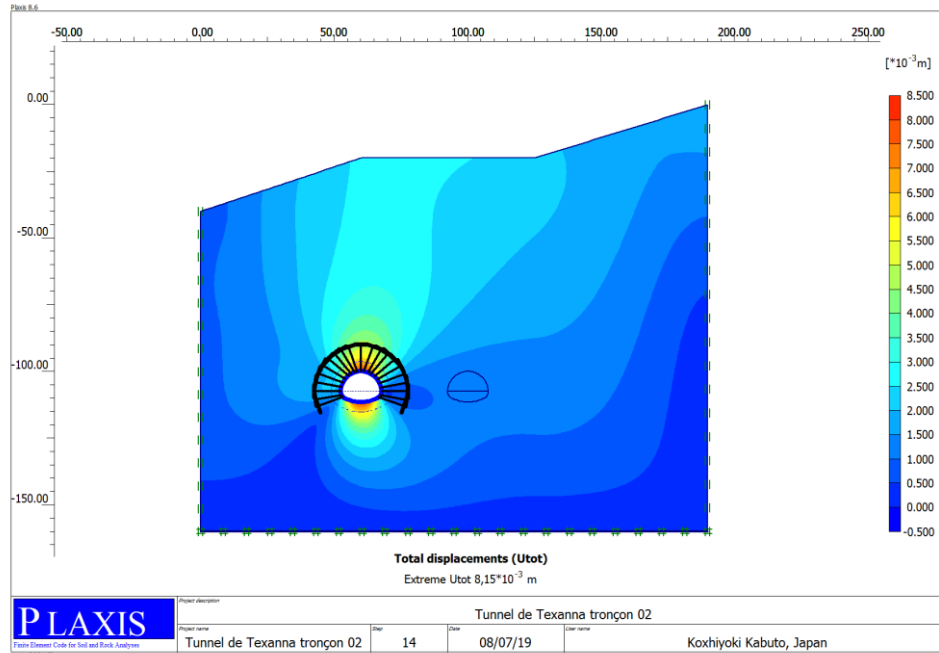


Phase 12 (après l'excavation du tube droit)  $U(tot) = 9.84 \text{ mm}$

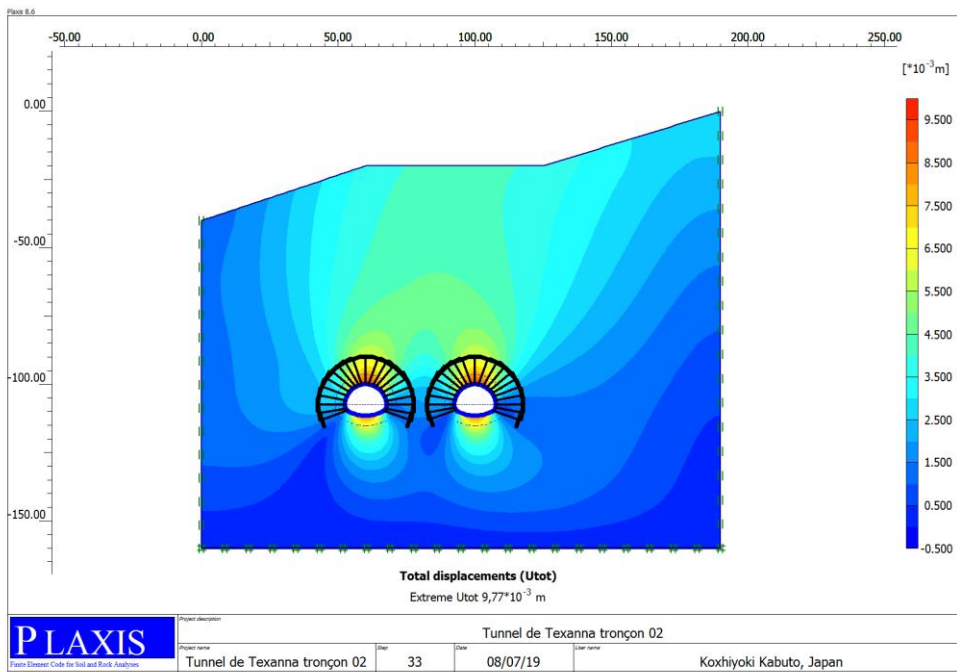
**Figure 8.29 : Déformation du maillage**

**e)- Les déplacements dans le tube gauche au niveau de la section globale**

Les figures suivantes représentent les déplacements totaux, horizontaux et verticaux, après l'excavation de tunnel gauche (phase 6) et l'excavation de tunnel droite (phase 12).

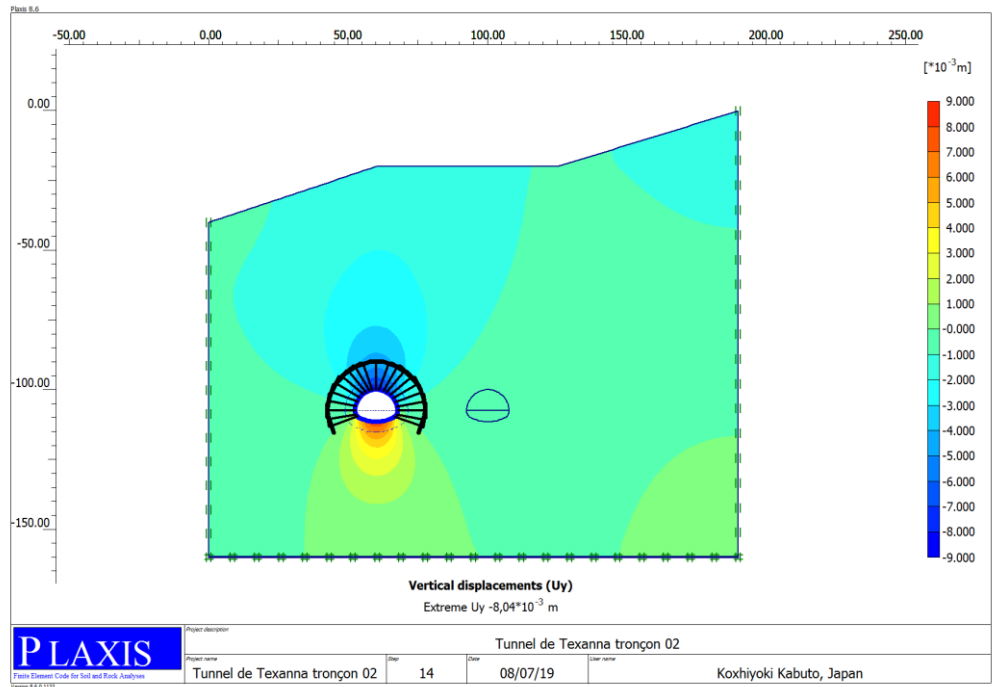


*Phase 06 (uniquement tube gauche)  $U(tot) = 8.15$  mm*

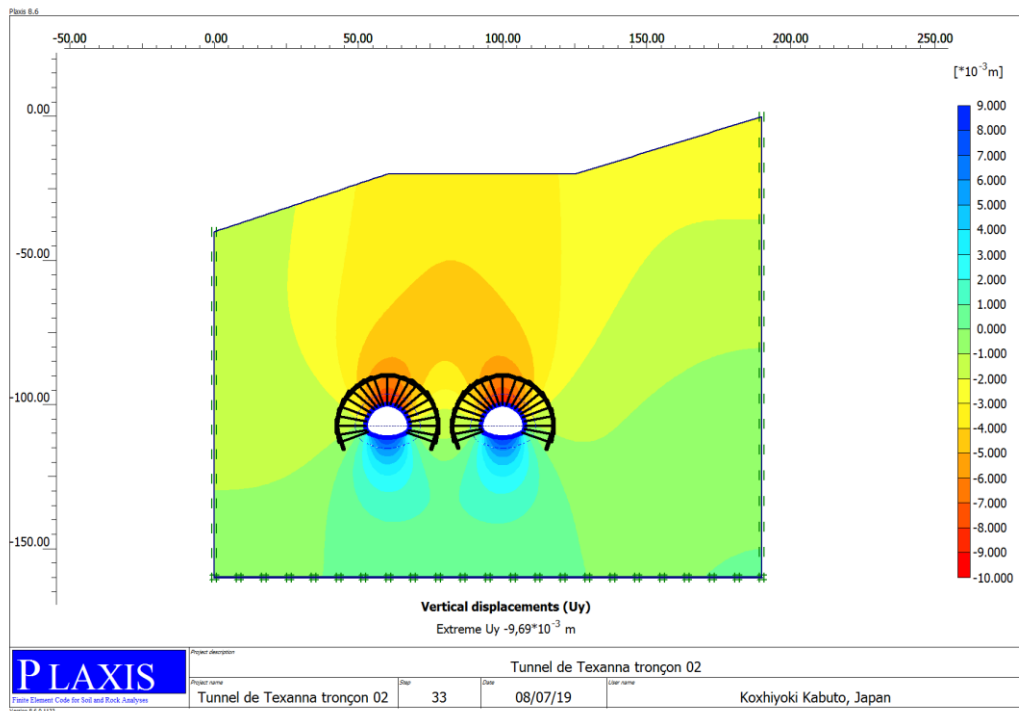


*Phase 12 (après l'excavation du tube droit)  $U(tot) = 9.77$  mm*

**Figure 8.30 : Les Déplacements totaux**



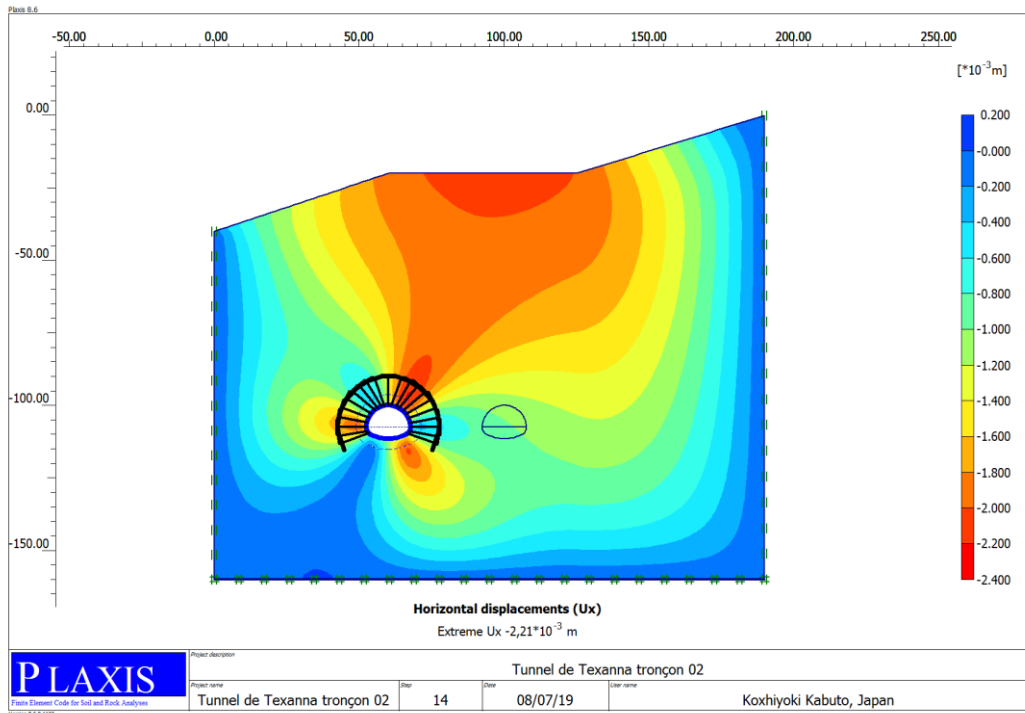
Phase 06 (uniquement tube gauche)  $U(y) = -8.04$  mm



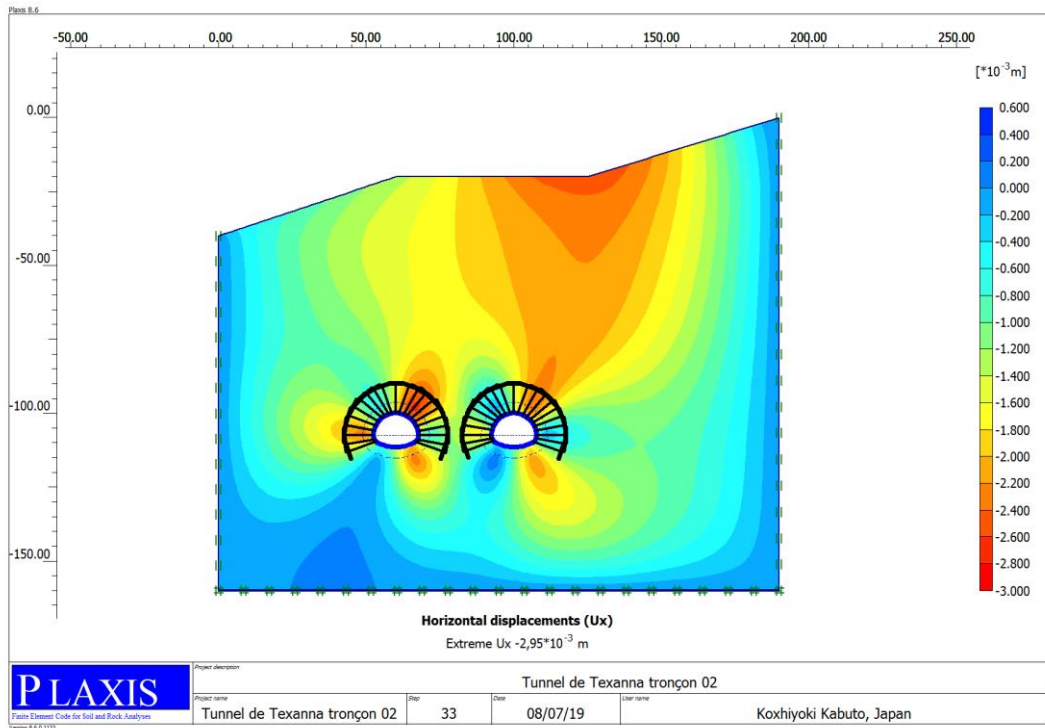
Phase 12 (après l'excavation du tube droit)  $U(y) = -9.69$  mm

Figure 8.31 : Les Déplacements verticaux





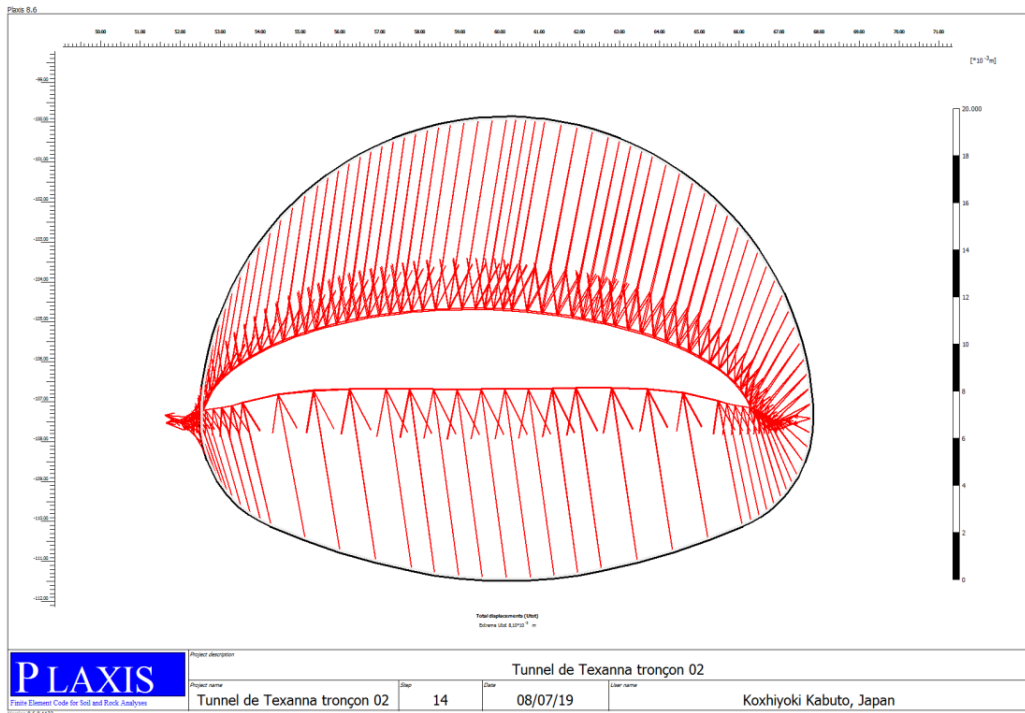
Phase 06 (uniquement tube gauche)  $U(x) = -2.21 \text{ mm}$



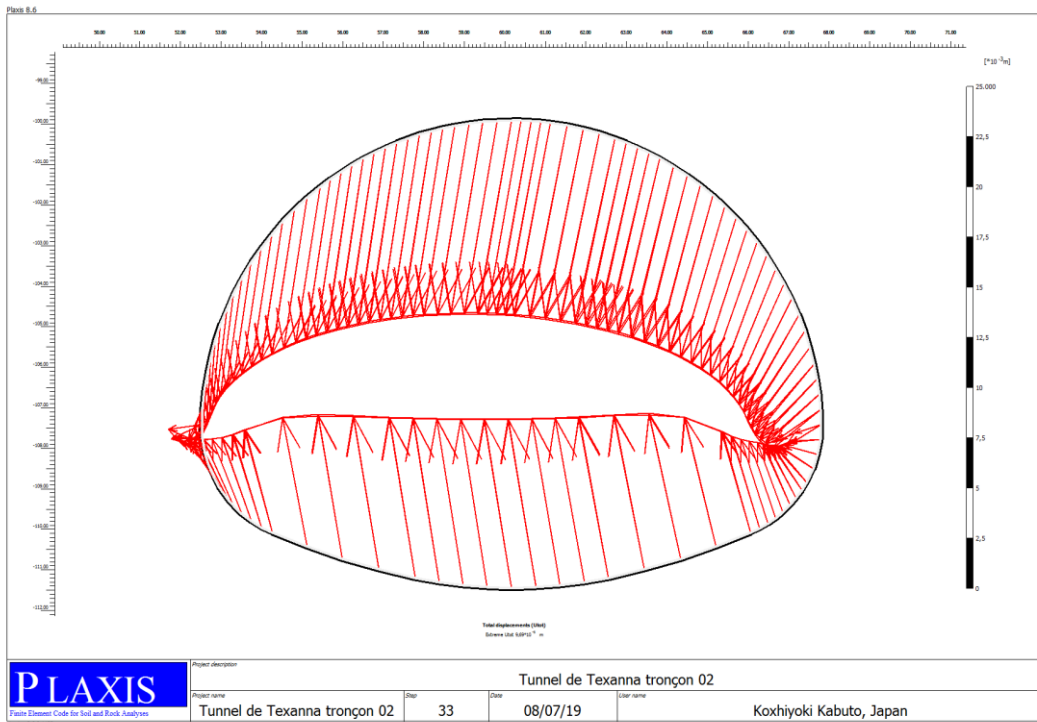
Phase (après l'excavation du tube droit)  $U(x) = -2.95 \text{ mm}$

Figure 8.32 : Les Déplacements horizontaux

f)- Les déplacements au niveau de la parois du tunnel gauche

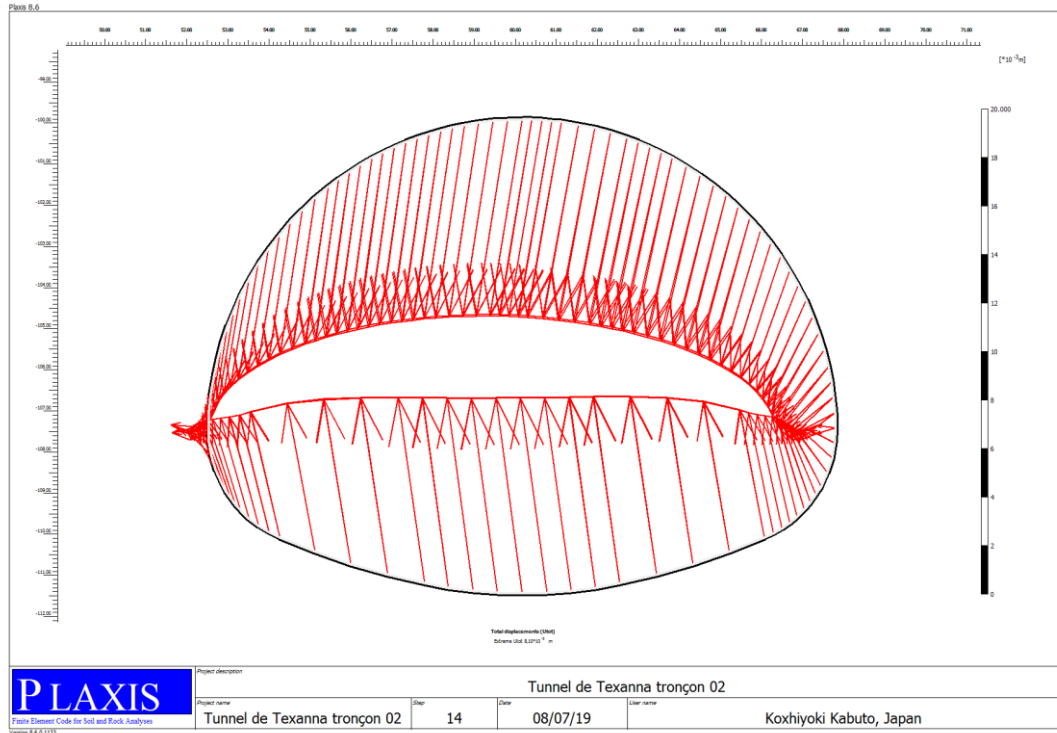


Phase 06 ( uniquement tube gauche):  $U(\text{tot}) = 8.10 \text{ mm}$

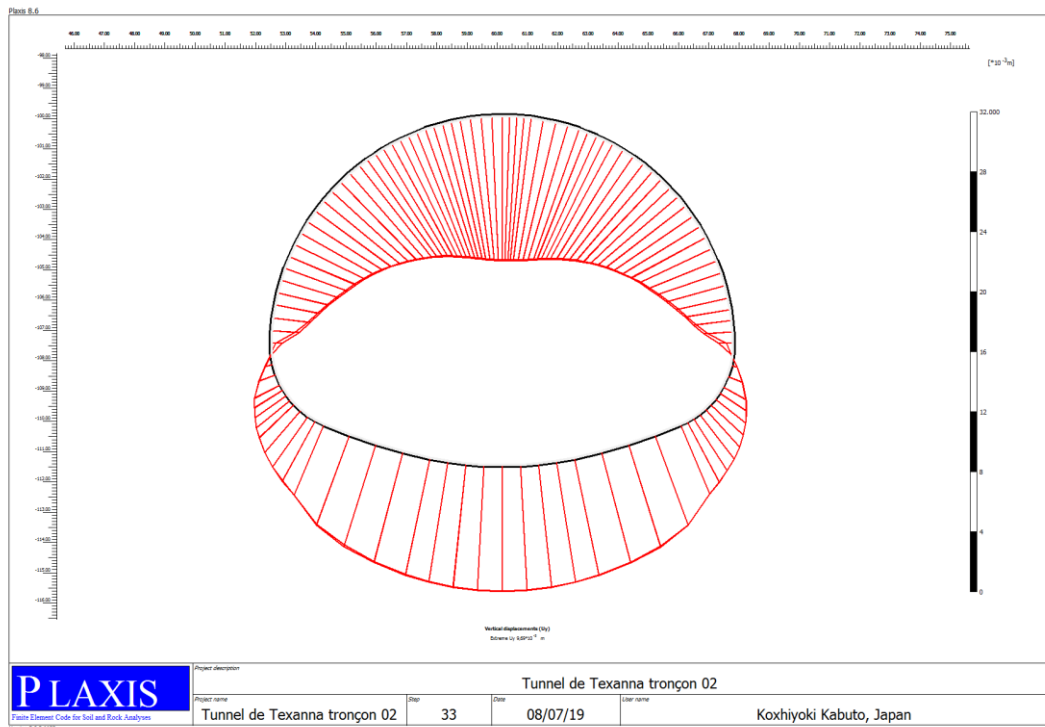


Phase 12 ( après l'excavation de tube droit)  $U(\text{tot}) = 9.69 \text{ mm}$

Figure 8.33 : Les Déplacement totaux



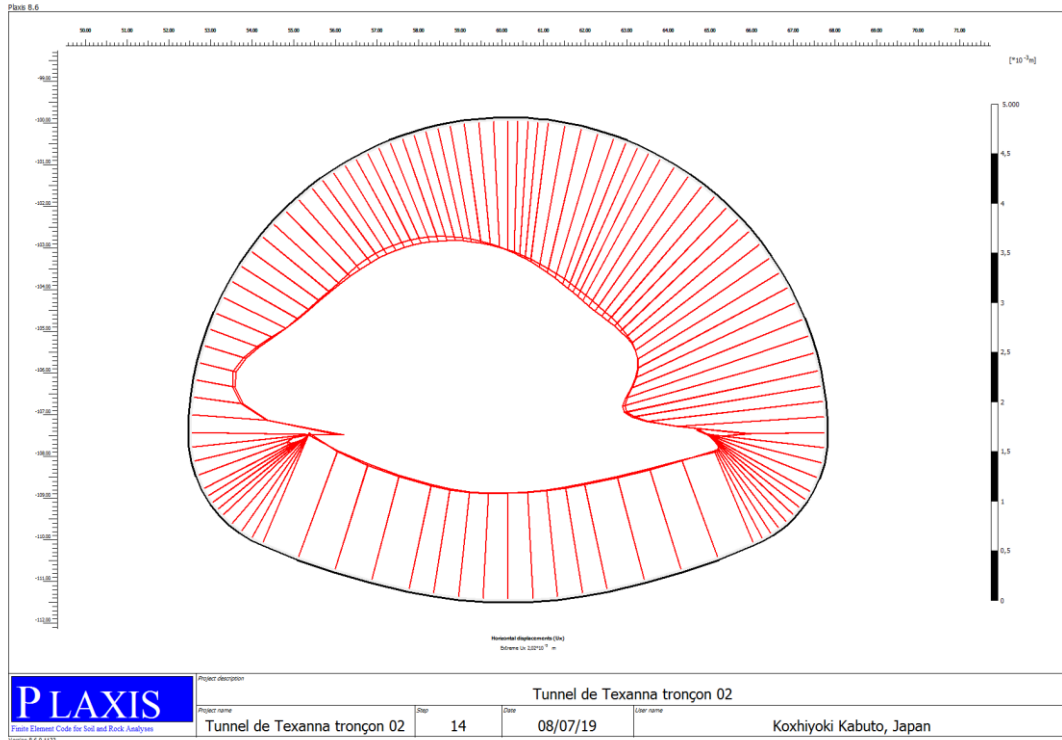
Phase 06 (uniquement tube gauche)  $U(y) = 8.10 \text{ mm}$



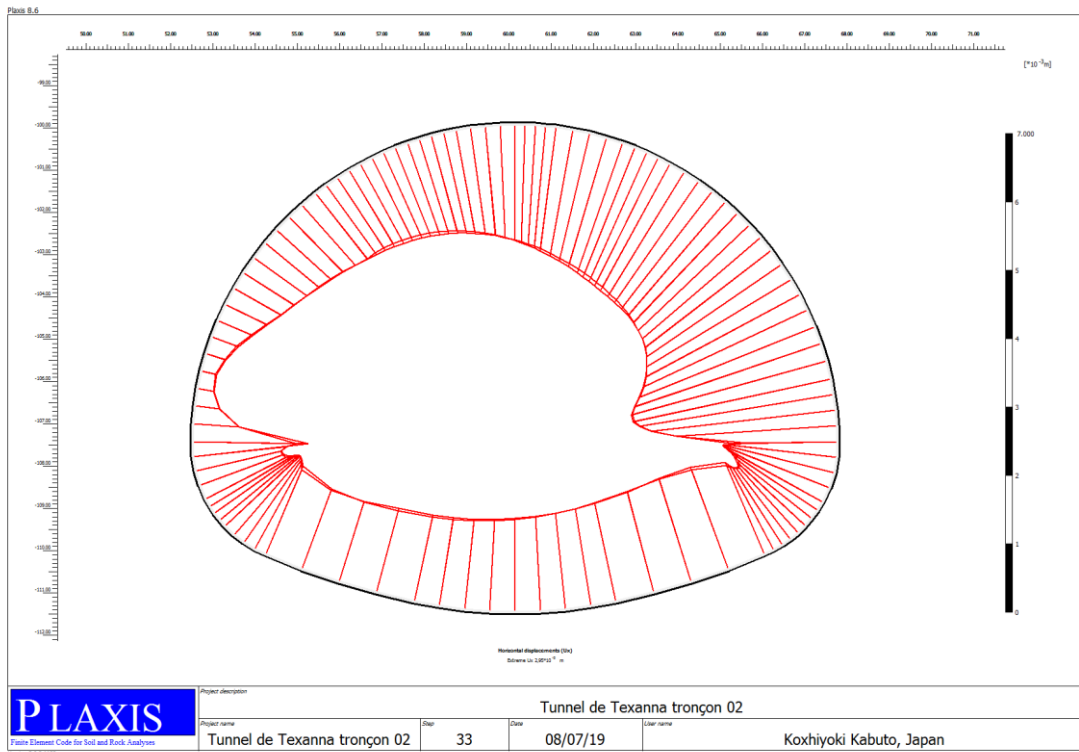
Phase 12 (après l'excavation du tube droit)  $U(y) = 9.69 \text{ mm}$

Figure 8.34 : les Déplacement verticaux





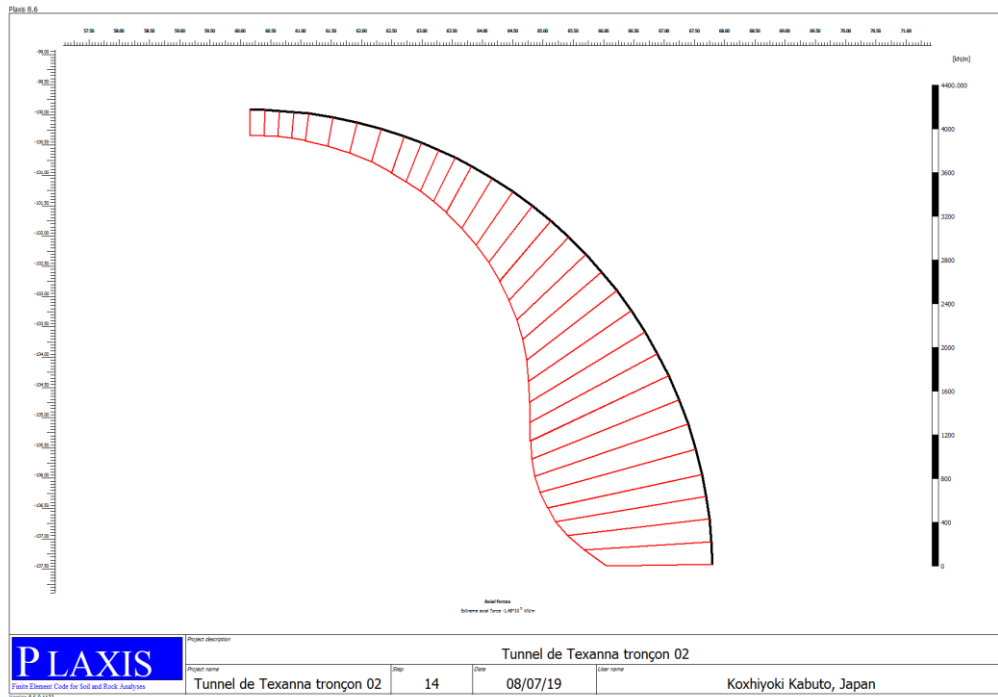
Phase 06 (uniquement tube gauche)  $U(x) = 2.02 \text{ mm}$



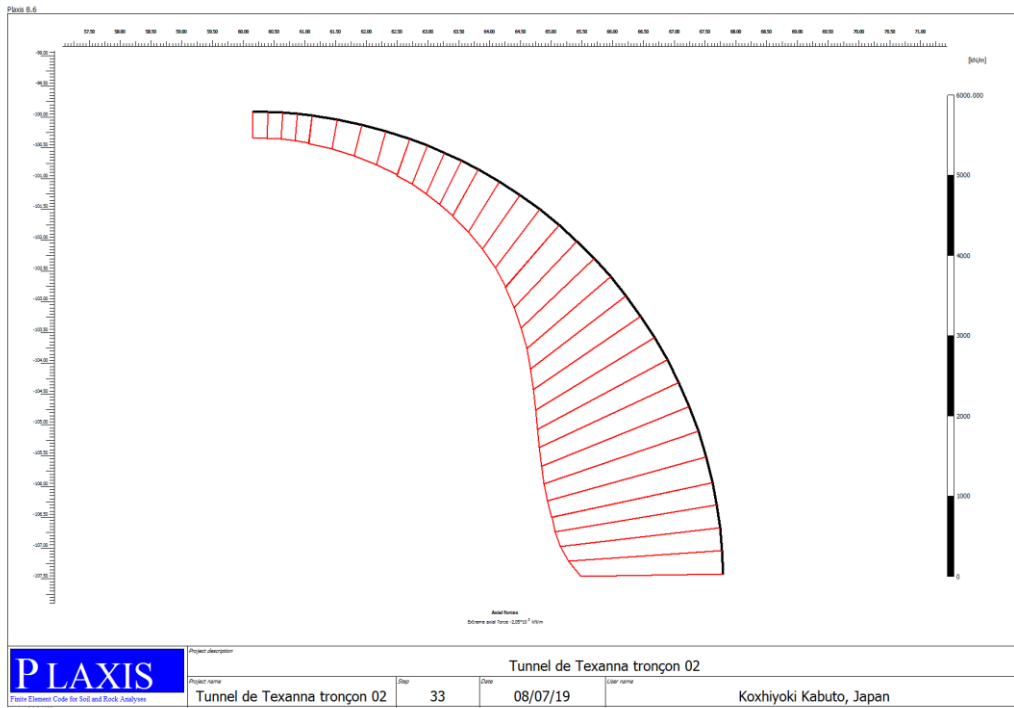
Phase 12 (après l'excavation du tube droit)  $U(x) = 2.95 \text{ mm}$

Figure 8.35 : Les Déplacements horizontaux

**i)- Les Sollicitations ( N , T , M) au niveau de la paroi du tube gauche**

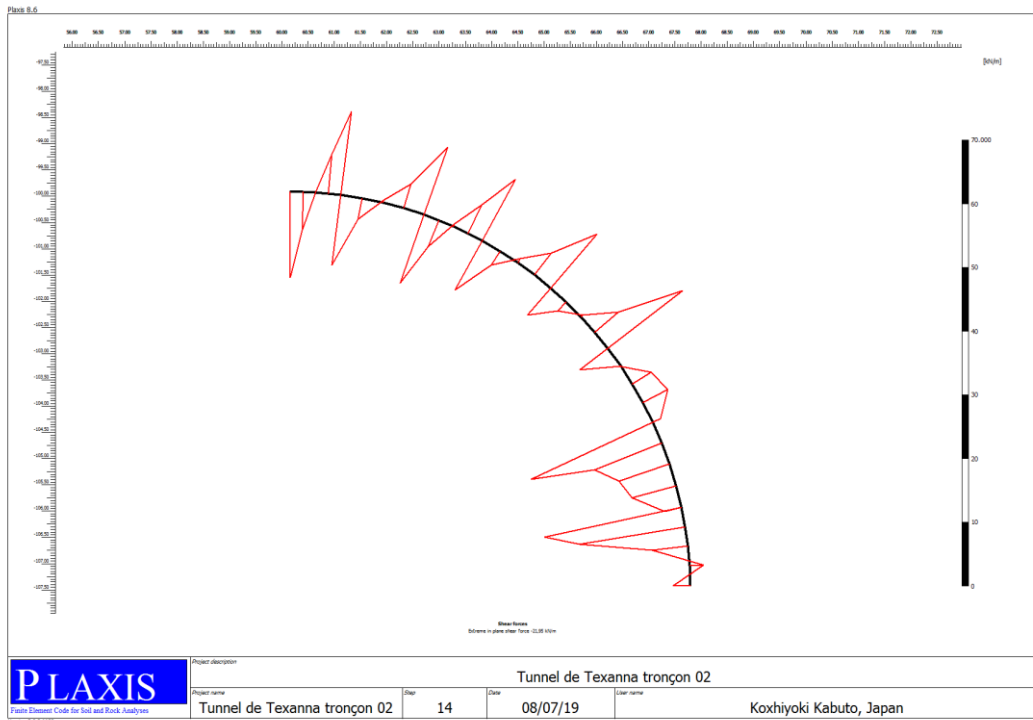


*Phase 06 (uniquement tube gauche) (-1.48\*10<sup>3</sup> KN/m)*

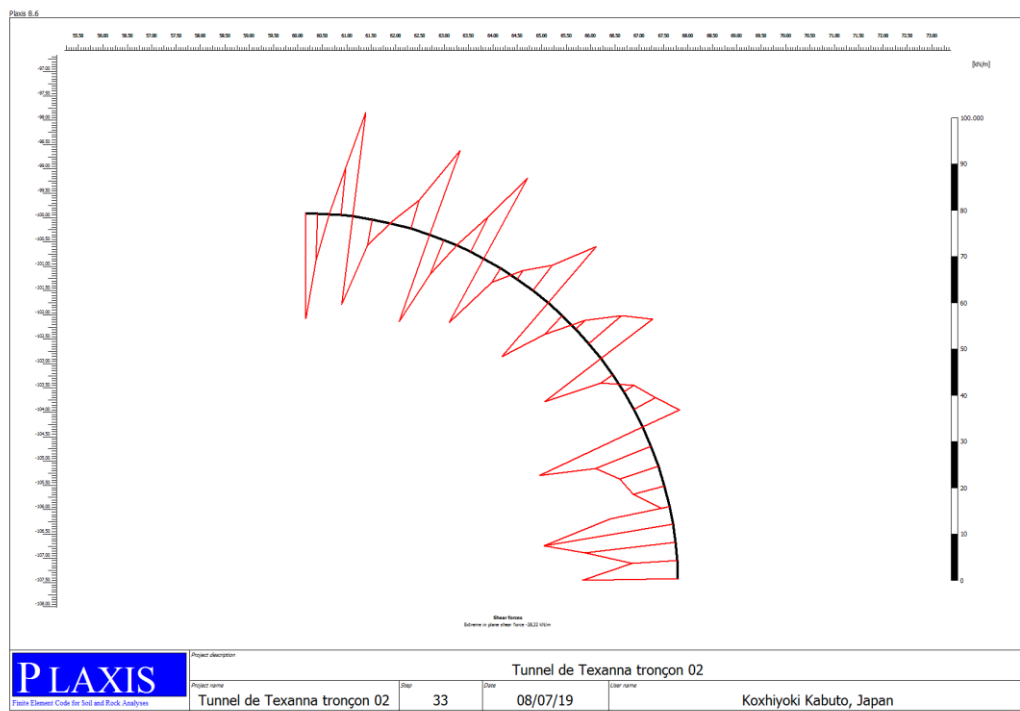


*Phase 12 (après l'excavation du tube droit) (-2.05\*10<sup>3</sup> KN/m)*

**Figure 8.36 : L'effort Normal**

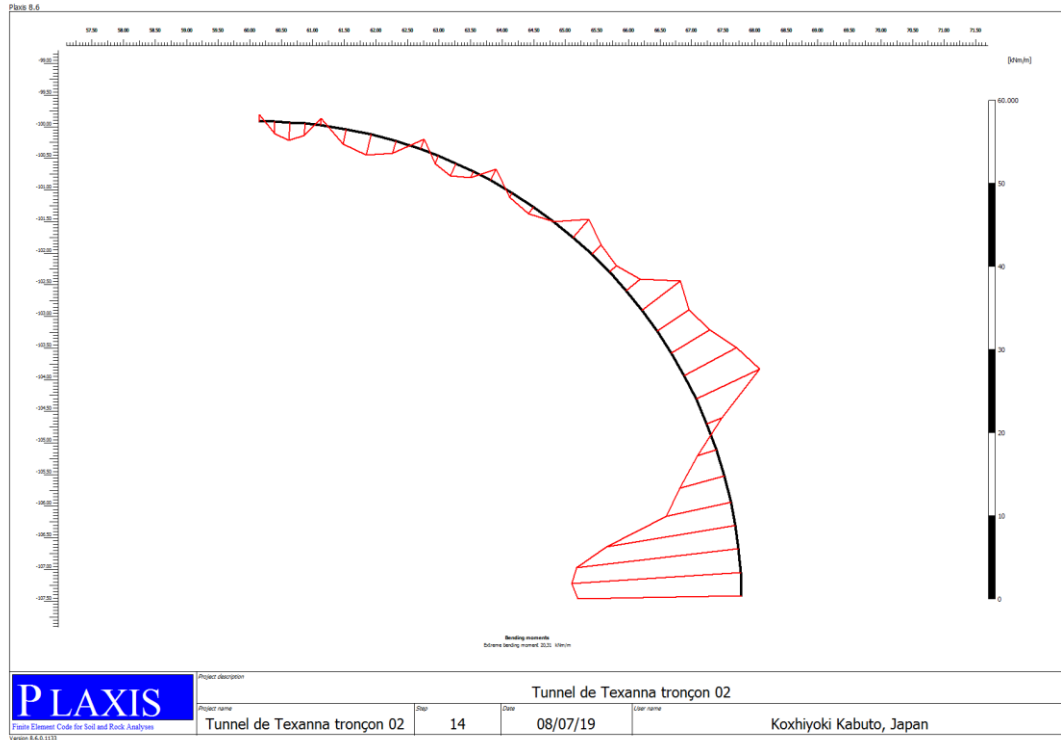


Phase 06 (uniquement tube gauche) (-21.95 KN/m)

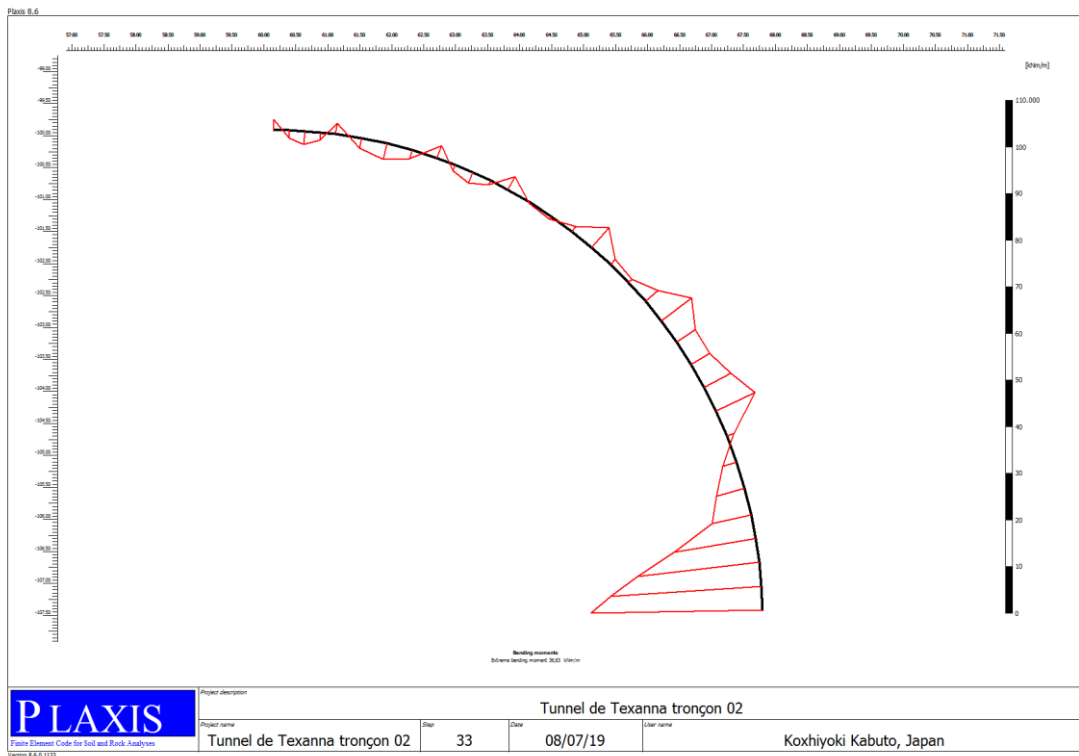


Phase 12 (après l'excavation du tube droit) (-28.22 KN/m)

Figure 8.37 : L'effort Tranchant



Phase 06 (uniquement tube gauche) (20.30 KN.m)



Phase 12 (après l'excavation du tube droit) (36.63 KN.m )

Figure 8.38 : Le moment fléchissant

#### 8.4.4. Interprétation des résultats

Dans ce tronçon les déplacements sont faibles ( $u_{\max} < 10$  mm), pour les deux cas de creusement et cela est évident vu les propriétés mécaniques élevées du massif au niveau de cette section (qualité bonne classe : 3) plus un taux de confinement plus important. Si pour cette raison, un soutènement moins rigide (HEB180) est préconisé avec un espacement plus grand.

Comme il est indiqué auparavant, le creusement de deuxième tube influe sur le comportement de premier, cette influence se manifeste par une augmentation des déplacements et des sollicitations.

$$Taux = \left\| \frac{Valeurs\ Phase\ (12) - Valeurs\ Phase(06)}{Valeurs\ Phase\ (12)} \right\| \times 100$$

**Tableau 8.8 : L'influence de tunnel droit sur le tunnel gauche**

Les déplacements et les sollicitations	Tunnel gauche (phase 06)	Tunnel gauche après l'excavation du Tunnel droit (phase 12)	Pourcentage <i>Taux</i> (%)
<b><i>Ut max</i></b> (mm)	8.10	9.69	16.40
<b><i>Ux max</i></b> (mm)	2.02	2.95	3.15
<b><i>Uy max</i></b> (mm)	8.10	9.69	16.40
<b><i>Nt max</i></b> (KN/m)	$-1.48 \times 10^3$	$-2.05 \times 10^3$	2.78
<b><i>Tx max</i></b> (KN/m)	-21.95	-28.22	22.17
<b><i>My max</i></b> (KN.m/m)	20.30	36.63	44.58

### 8.4.5. Etude comparative entre les deux tronçons

Pour montrer l'effet de la qualité du massif et le taux de confinement sur le comportement du sol et les soutènements, on a établi une comparaison entre les résultats obtenus pour les différents paramètres (déplacements et sollicitations) du deux tronçons. Selon les valeurs illustrées dans le tableau (8.9) on note qu'il y a en général une grande réduction de ces paramètres pour le tronçon 2, ce qui est en accord avec la qualité du massif et le taux de confinement.

$$Taux = \left\| \frac{Valeures\ Tronçon\ (02) - Valeures\ Tronçon(01)}{Valeures\ Tronçon\ (02)} \right\| \times 100$$

**Tableau 8.9 :** Les résultats de la comparaison sur le tube gauche entre les deux tronçons

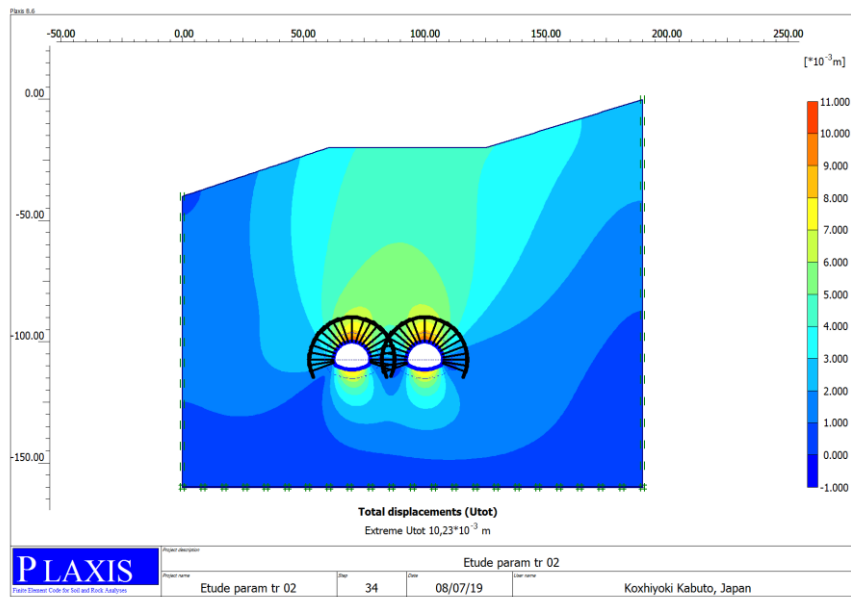
Les déplacements et les sollicitations	Tunnel gauche (phase 12) Tronçon (01)	Tunnel gauche (phase 12) Tronçon (02)	Pourcentage <i>Taux</i> (%)
<b><i>Ut max</i></b> (mm)	37.55	9.69	287.51
<b><i>Ux max</i></b> (mm)	20.04	2.95	579.32
<b><i>Uy max</i></b> (mm)	37.55	9.69	287.51
<b><i>Nt max</i></b> (KN/m)	$-4.65 \times 10^3$	$-2.05 \times 10^3$	126.82
<b><i>Tx max</i></b> (KN/m)	-284.00	-28.22	778.80
<b><i>My max</i></b> (KN.m/m)	-472.85	36.63	1402.36

### 8.4.6. Etude paramétrique

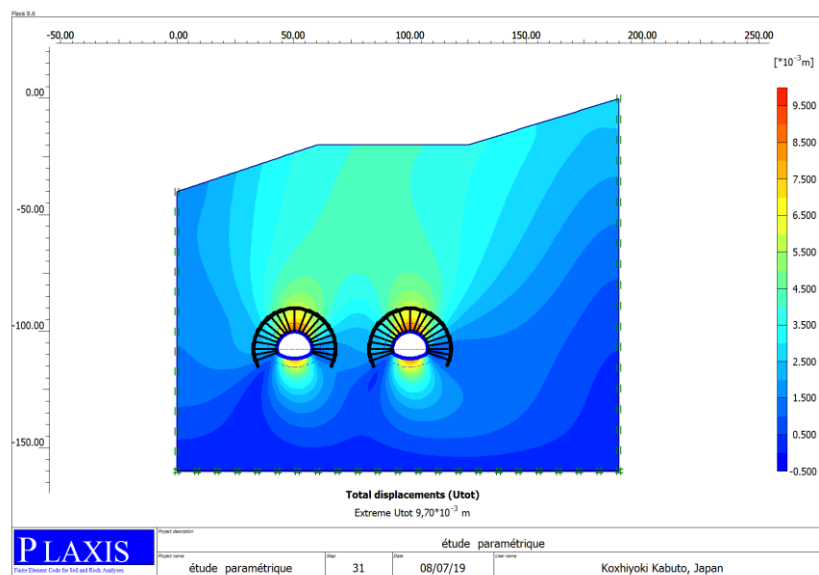
Cette partie est consacrée à l'étude de l'influence de la variation de la distance entre les deux tubes du tunnel sur la réponse du terrain et la distribution des sollicitations dans les soutènements pour le tube gauche. On a considéré deux cas :

- Diminution de la distance entre les deux tubes (30 m);
- Augmentation de la distance entre les deux tubes (50 m).

#### a)- Les déplacements aux niveau de la section global dans le tunnel gauche



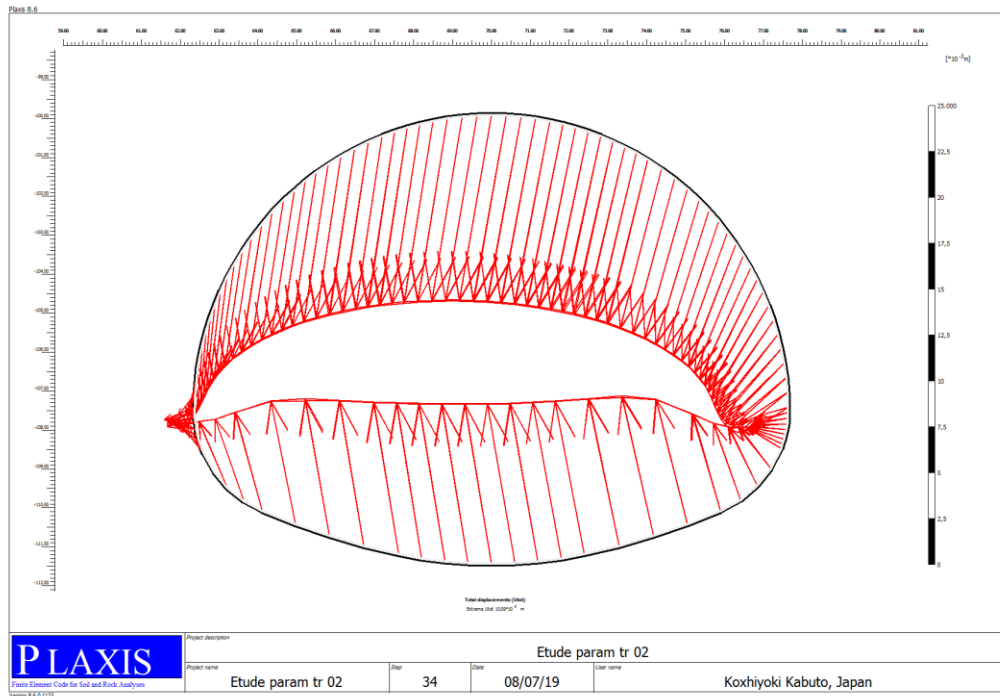
$$(d = 30 \text{ m}) U(\text{tot}) = 10.23 \text{ mm}$$



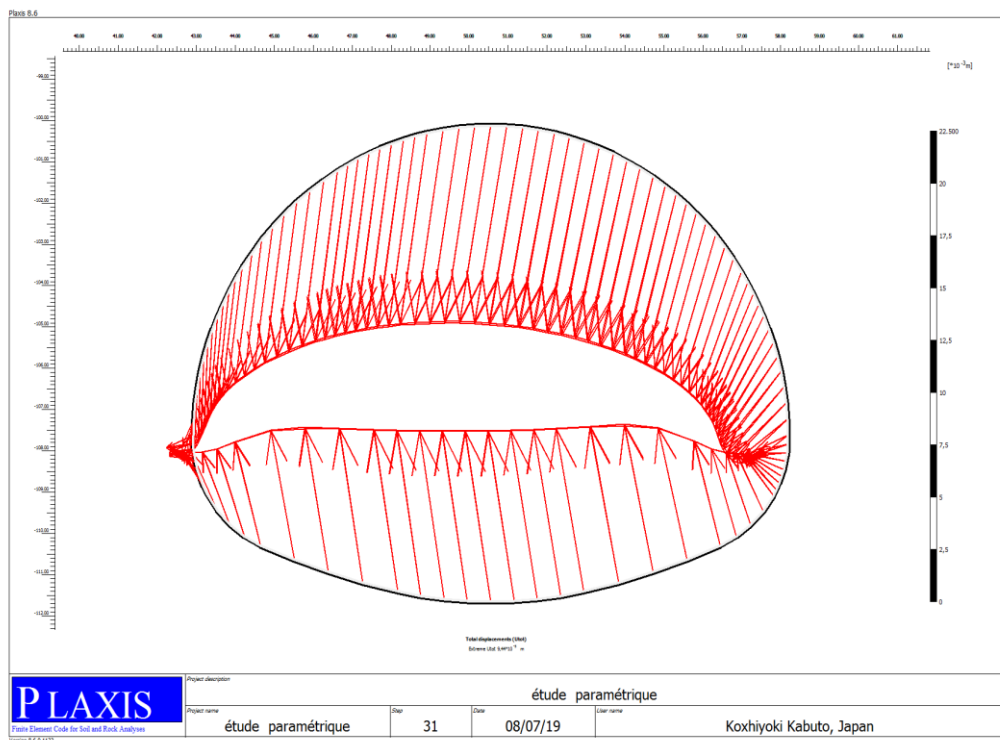
$$(d = 50 \text{ m}) U(\text{tot}) = 9.70 \text{ mm}$$

**Figure 8.39 : Les Déplacements totaux**

**b)- Les déplacements aux niveau de la proi du tunnel gauche**



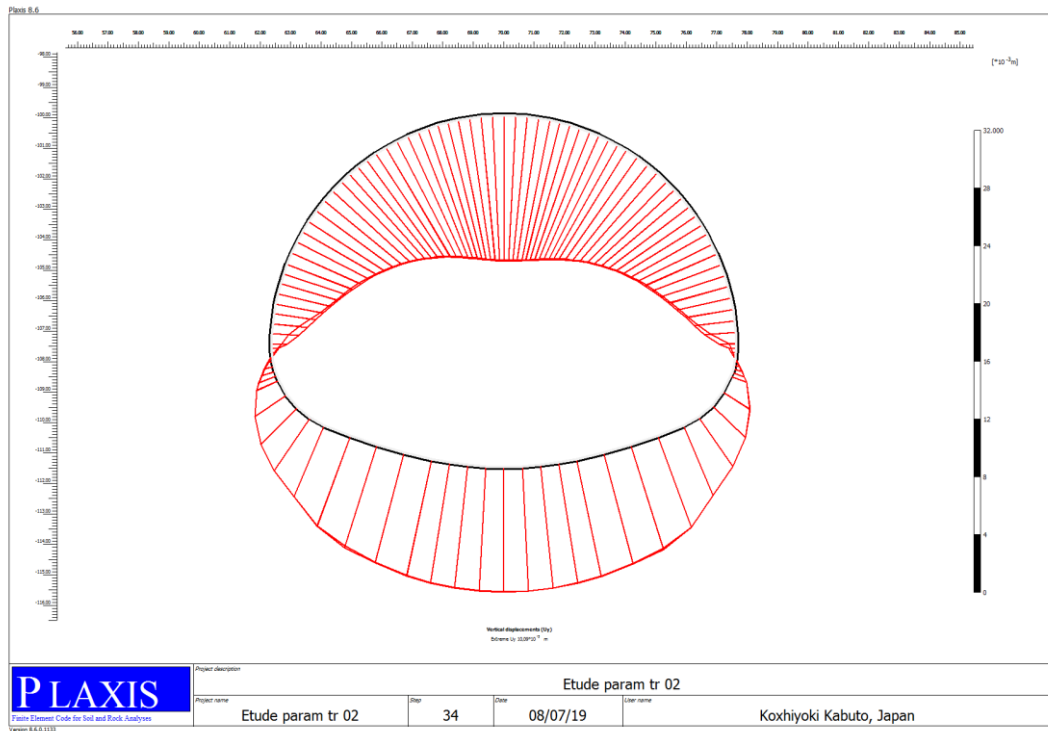
$(d = 30 m) U(tot) = 10.09 mm$



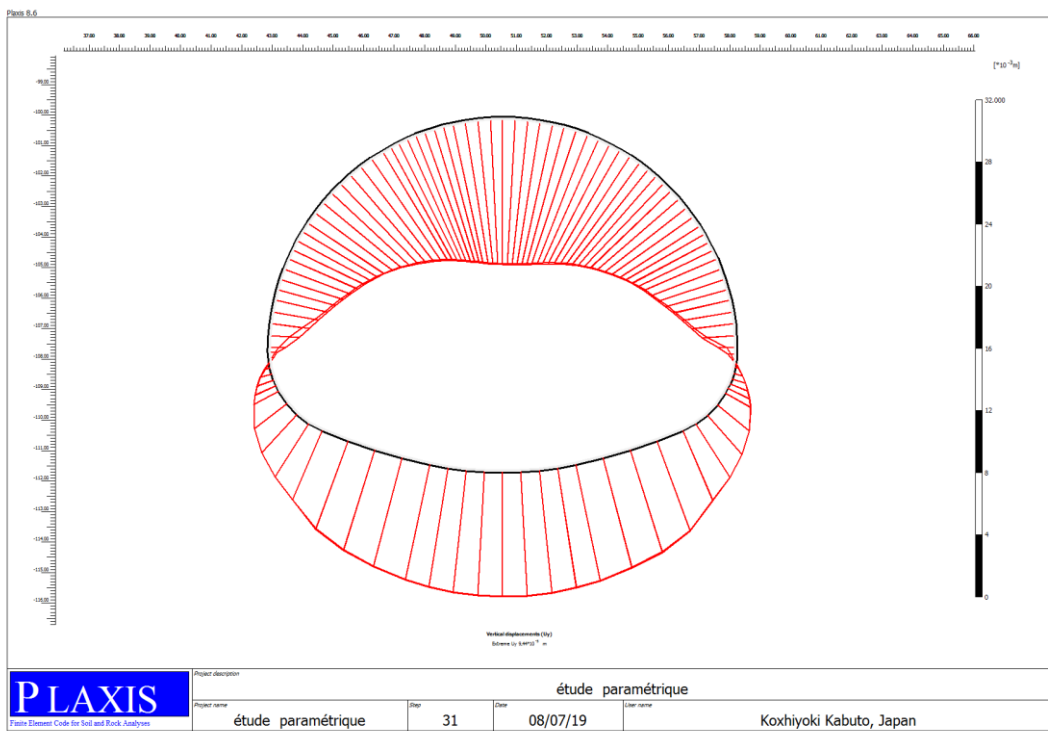
$(d = 50 m) U(tot) = 9.44 mm$

**Figure 8.40: Les Déplacements totaux**



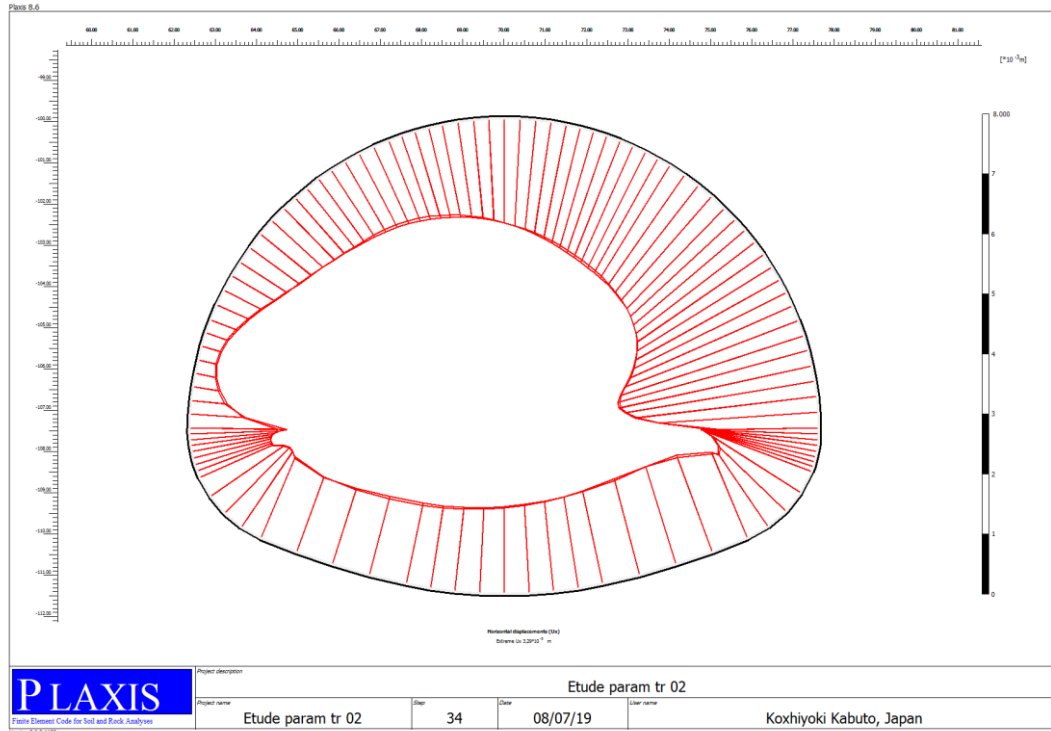


$$(d = 30 m) U(y) = 10.09 mm$$

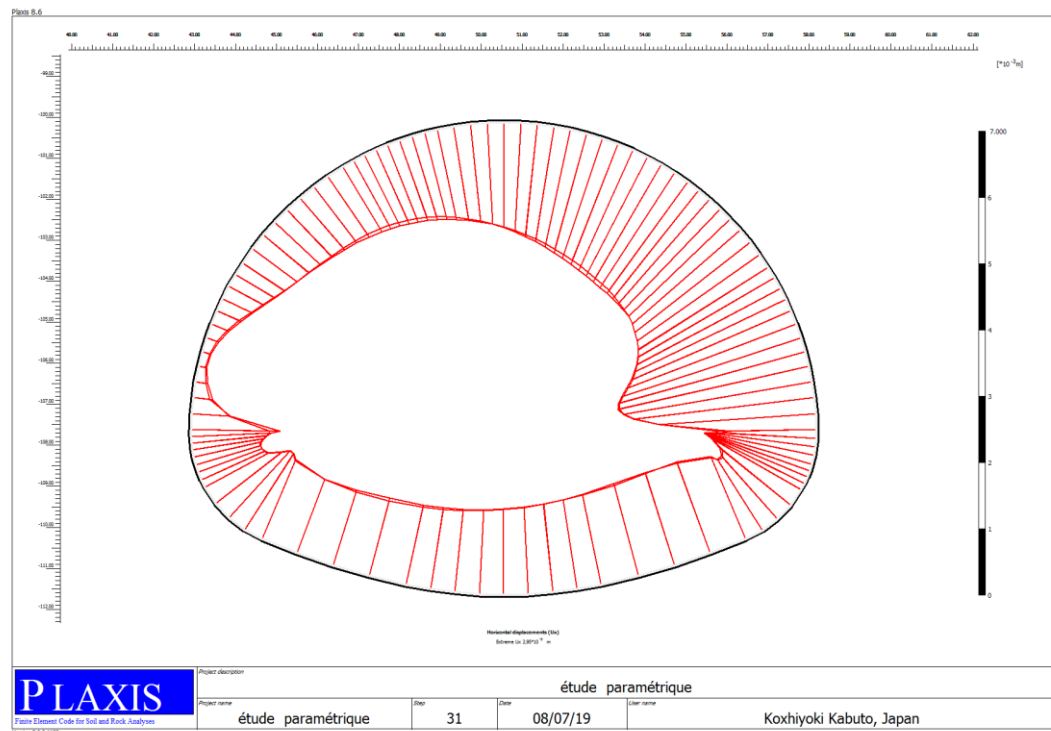


$$(d = 50 m) U(y) = 9.44 mm$$

Figure 8.41 : Les Déplacements verticaux



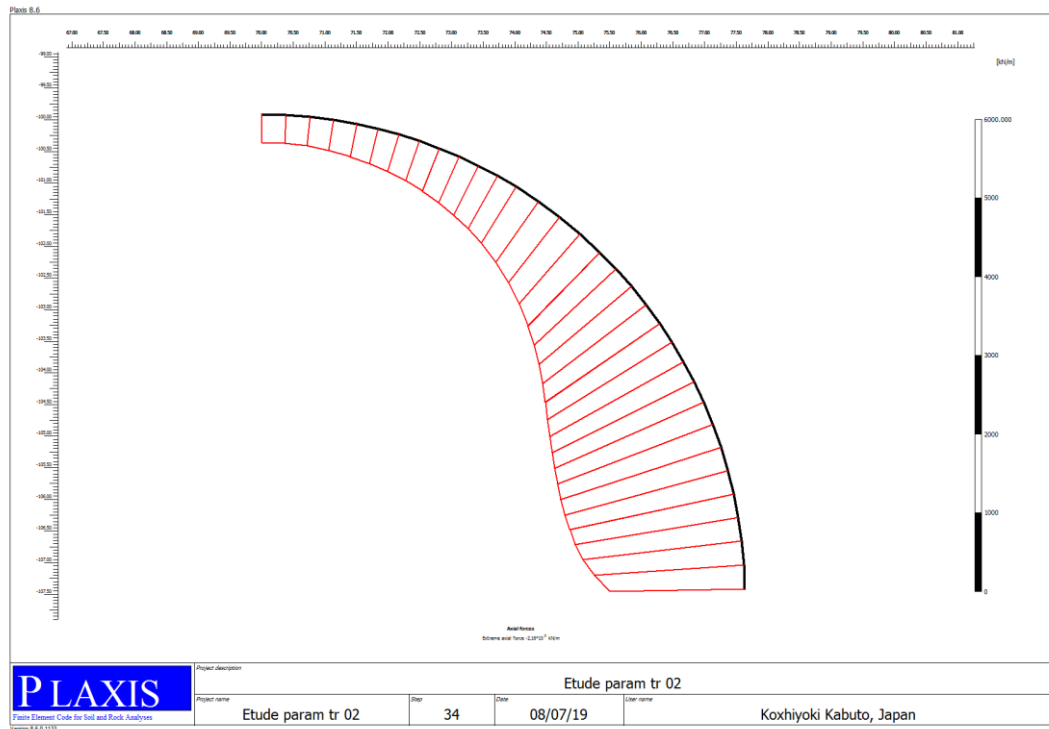
$(d = 30 m) U(x) = 3.29 mm$



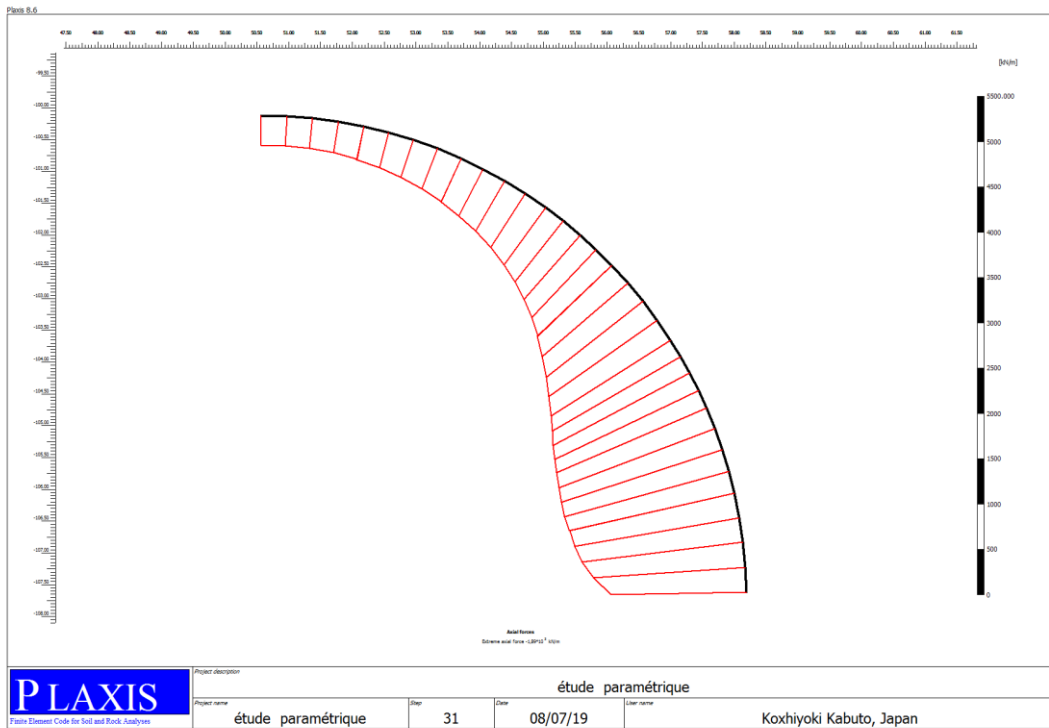
$(d = 50 m) U(x) = 2.95mm$

Figure 8.42 : Les Déplacements horizontaux

c)- Les Sollicitations ( N , T , M) aux niveau de la paroi de tube gauche

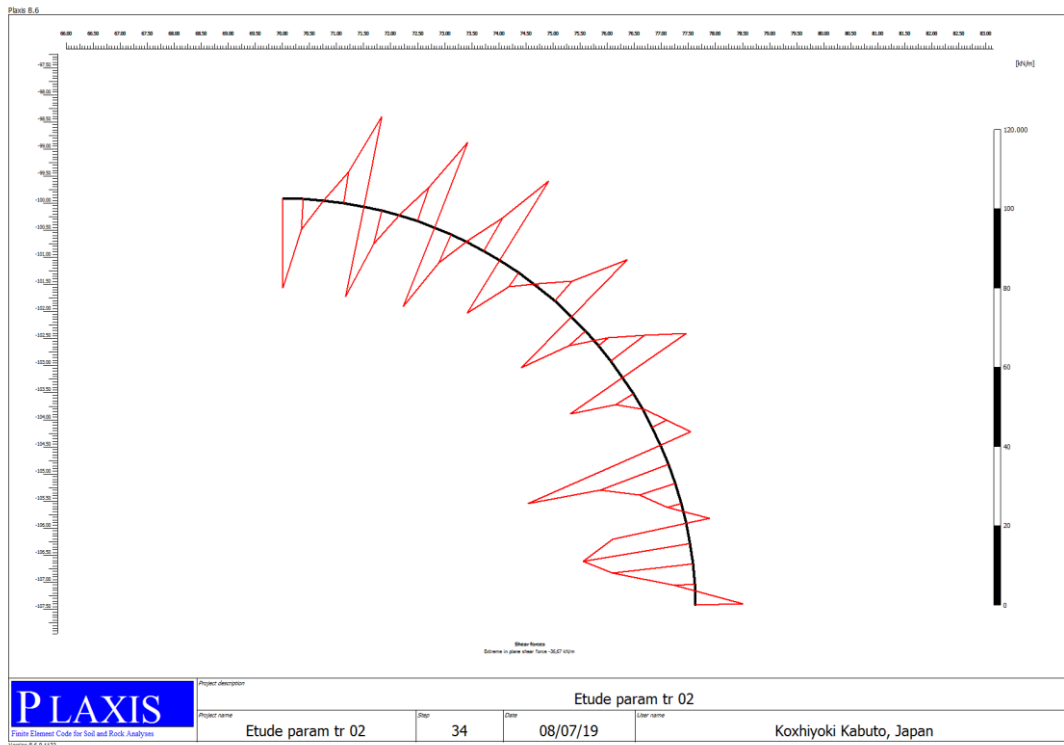


$(d = 30 m) (-2.16 \cdot 10^3 \text{ KN/m})$

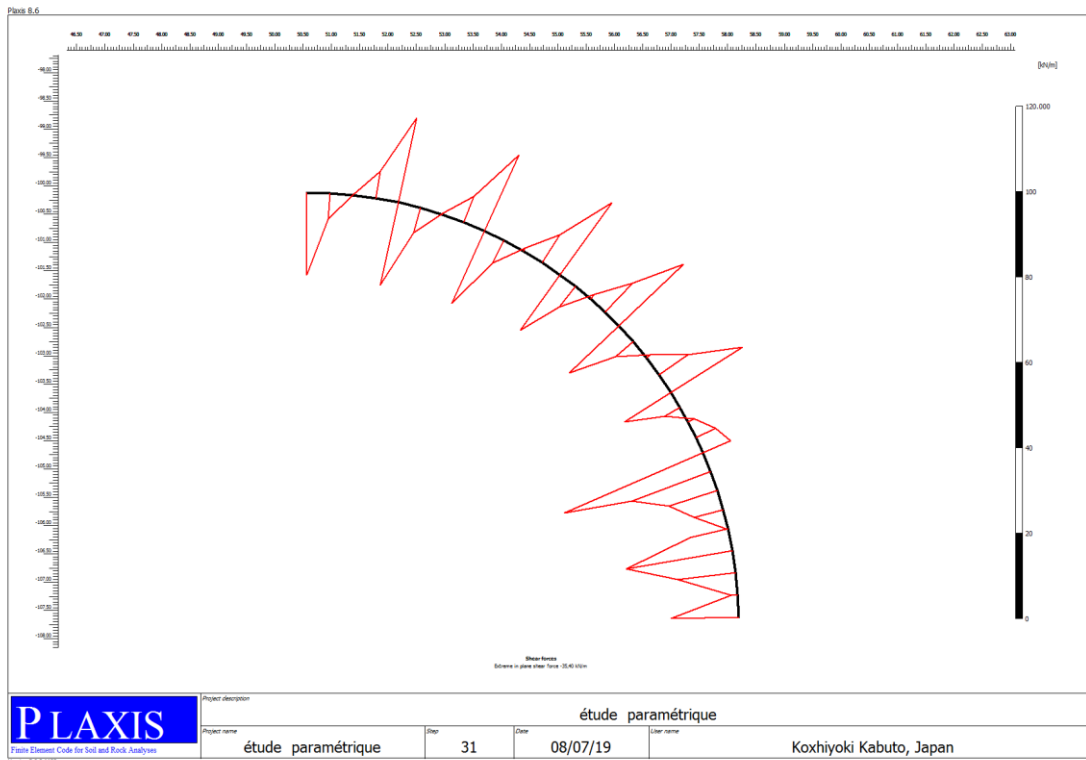


$(d = 50 m) (-1.89 \cdot 10^3 \text{ KN/m})$

Figure 8.43 : L'effort Normal

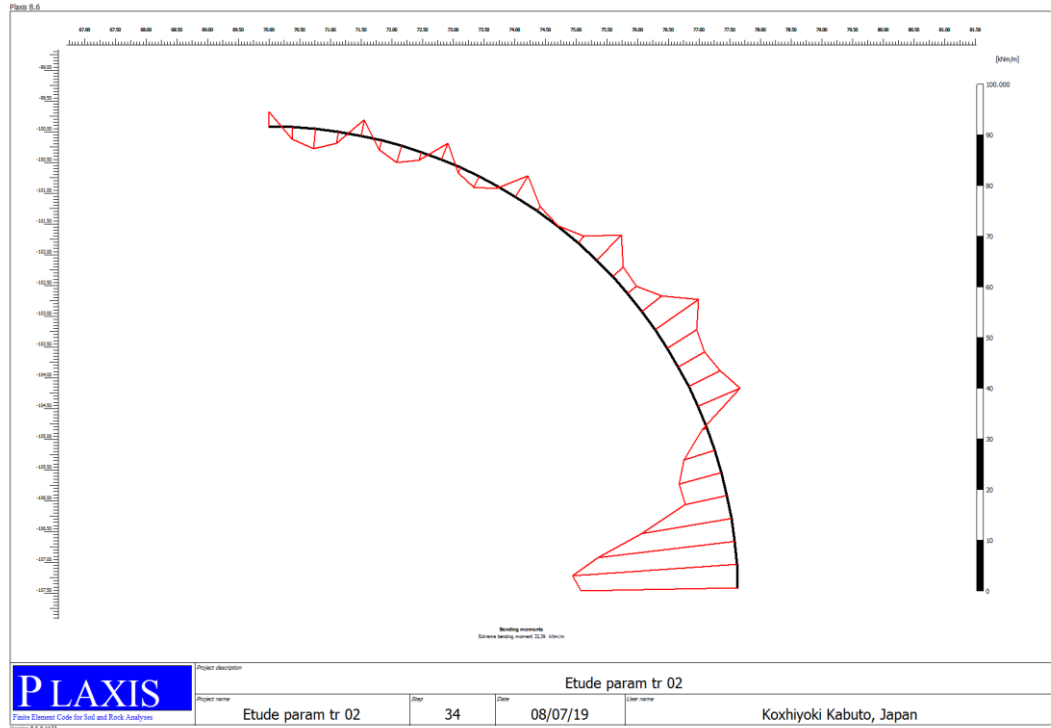


$(d = 30\text{ m}) (-36.67\text{ KN/m})$

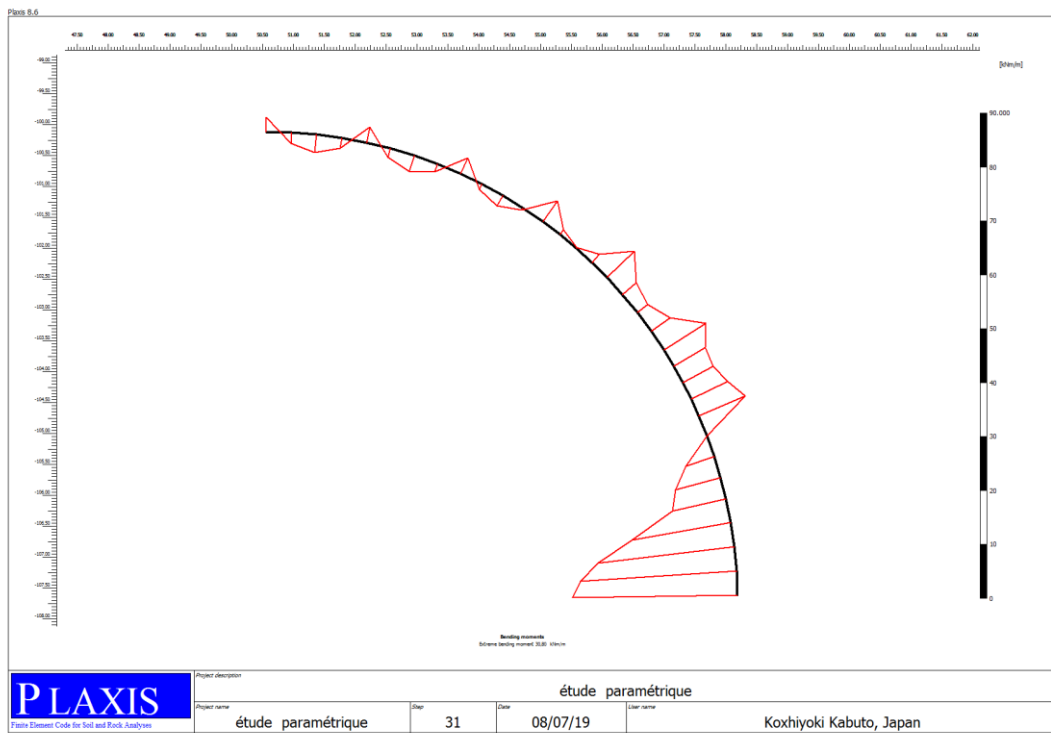


$(d = 50\text{ m}) (-35.40\text{ KN/m})$

**Figure 8.44 : L'effort Tranchant**



(d = 30 m ) (42.33 KN.m )



(d = 50 m ) (30.80 KN.m )

Figure 8.45 : Le moment fléchissant

### 8.4.7. Interprétation des résultats

D'après les résultats de l'étude de l'influence de la variation de la distance entre les deux tubes de tunnel, on constate plus que cette distance est grande, les déplacements et les sollicitations sont plus faibles. Donc l'effet de creusement de deuxième tube sur le premier diminue avec l'augmentation de la distance entre axe.

$$Taux = \left\| \frac{Valeures (02) - Valeures (01)}{Valeures (02)} \right\| \times 100$$

**Tableau 8.10 :** L'influence de la diminution de la distance entre les deux tubes sur le tunnel gauche

Les déplacements et les sollicitations	Tunnel gauche (d = 40 m) (phase 12)	Tunnel gauche (d = 30 m) (phase 12)	Pourcentage Taux(%)
<b>Ut max</b> (mm)	9.69	10.09	11.99
<b>Ux max</b> (mm)	2.95	3.29	0.34
<b>Uy max</b> (mm)	9.69	10.09	11.99
<b>Nt max</b> (KN/m)	$-2.05 \times 10^3$	$-2.16 \times 10^3$	5.09
<b>Tx max</b> (KN/m)	-28.24	-36.67	22.98
<b>My max</b> (KN.m/m)	36.63	42.33	13.46

**Tableau 8.11:** L'influence de l'augmentation de la distance entre les deux tubes sur le tunnel gauche

Les déplacements et les sollicitations	Tunnel gauche (d = 40 m) (phase 12)	Tunnel gauche (d = 50 m) (phase 12)	Pourcentage Taux(%)
<b>Ut max</b> (mm)	9.69	9.44	2.64
<b>Ux max</b> (mm)	2.95	2.95	0
<b>Uy max</b> (mm)	9.69	9.44	2.64
<b>Nt max</b> (KN/m)	$-2.05 \times 10^3$	$-1.89 \times 10^3$	8.46
<b>Tx max</b> (KN/m)	-28.24	-35.4	20.22
<b>My max</b> (KN.m/m)	36.63	30.8	18.92

## 8.5. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons effectué une modélisation numérique de deux tronçons d'un tunnel autoroutier bitube. On peut d'une manière générale conclure que la réponse de terrain est les sollicitations dans les soutènements dépend de :

- ✚ La qualité du massif rocheux ;
- ✚ Taux de confinement de l'excavation;
- ✚ Mode de creusement (différé ou simultané) ;
- ✚ La distance entre axe des deux tubes.



*Conclusion Général*



Les tunnels sont classés parmi les grands ouvrages d'art, caractérisé par un mode de construction laborieux. L'étude et la réalisation d'un tunnel implique divers domaines de génie civil, parmi eux on retrouve la géologie, la mécanique des sols, la mécanique des roches, l'hydrogéologie, résistance des matériaux, le béton armé, la construction métallique, la topographie. Ce qui a donné naissance à plusieurs méthodes et modèles de calcul définissant chaque disposition. Le tunnel peut devenir très coûteux lorsqu'il traverse des massifs rocheux durs ou dans des couches de sol mou de qualité médiocre et instable en particulier avec la présence des nappes phréatiques.

Le travail présenté dans ce mémoire constitue une contribution dans le domaine de l'étude et la modélisation numérique de la réponse des massifs pendant les creusements souterrains, particulièrement dans les terrains de qualité moyen à médiocre. Notre objectif vise d'étudier la stabilité de deux tronçons d'un tunnel bitubes de Texanna d'une longueur de 1,9 km « appartenant à la pénétrante reliant le port de Djen Djen à l'Autoroute Est-Ouest ».

Selon les investigations géologiques et géotechniques, le massif rocheux est classé comme médiocre au niveau du premier tronçon (portail sud) à qualité bonne pour le deuxième. Les types de soutènement sont en fonction des conditions géologiques et de la méthode d'excavation (en demi-sections). Le soutènement adopté composé de boulons, de béton projeté et des cintres.

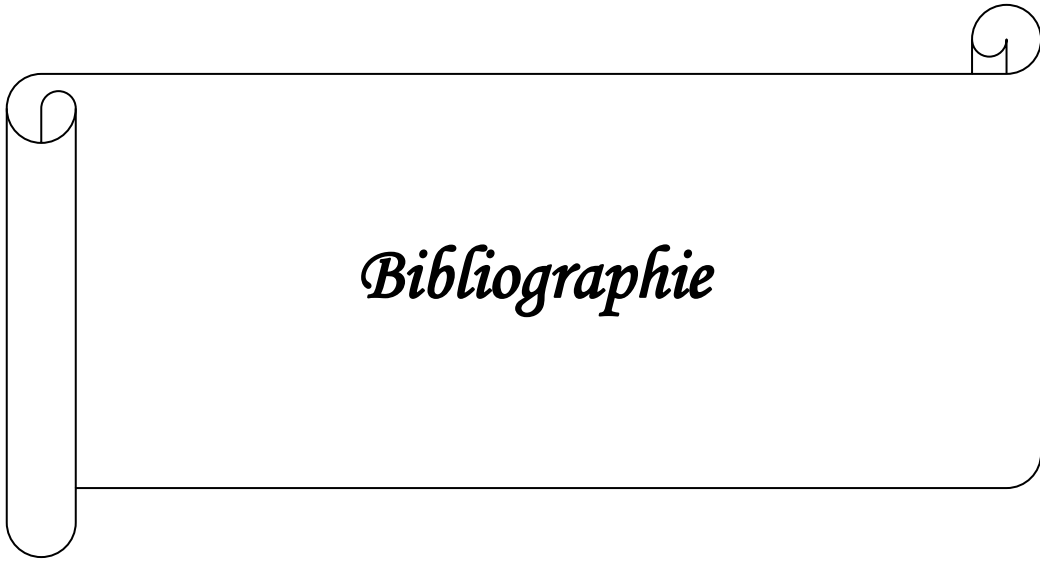
Nous avons effectué une évaluation des charges et la rigidité globale de système de soutènements, puis la convergence de terrain au niveau des parois de l'excavation est estimée, enfin une modélisation numérique par le logiciel de calcul PLAXIS est établie, pour vérifier la stabilité du tunnel, dans laquelle on a considéré l'effet de la qualité des massifs rocheux, l'effet de creusement décalé des deux tube, enfin l'influence de la distance entre axe des deux tubes sur les déplacements et les sollicitations.

Les résultats les plus importants de cette étude, sont résumés comme suit :

- ✓ Le creusement d'un tunnel engendre toujours des déplacements dans les massifs de sol, ainsi que des sollicitations au niveau du soutènement et revêtement définitif ;
- ✓ La qualité des massifs rocheux a une grande influence sur les déplacements du massif et les sollicitations dans les soutènements.
- ✓ L'amélioration des paramètres géotechniques engendre une minimisation des déplacements et par conséquent, la stabilité pendant le creusement du tunnel ; ce qui permet d'augmenter la cadence de creusement ;
- ✓ La méthode de convergence – confinement, permet d'apprécier l'ordre de grandeur des convergences des parois de tunnel, ce qui permet de définir la durée d'attente nécessaire (*pendant laquelle le terrain demeure stable*) avant la pose de soutènement;
- ✓ Les déplacements au niveau du tube gauche augmente suite à la phase de creusement de tube droite, donc le creusement d'un tube influe sur la stabilité de l'autre ;
- ✓ Le creusement simultané de deux tubes, engendre des déplacements plus élevées dans le tube gauche, que dans le cas de creusement différé (*décalage dans le temps*) ;
- ✓ L'étude paramétrique montre clairement que la distance entre axe a une influence sur la réponse du terrain (déplacement) et les efforts dans les soutènements. Plus les deux tubes sont éloignés moins cette influence est prononcé ;
- ✓ Pour les terrains de bonne qualité, on adopte des soutènements moins rigides donc les travaux deviennent plus économiques.

### **Recommandations :**

- Vue la grande différence concernant les unités lithologiques composant le massif reportées dans les études de l'avant-projet détaillé d'une part et dans la note de calcul d'autre part, on insiste que les investigations géologiques et géotechnique pour ce type d'ouvrages soient adéquatement réalisées et contrôlées ;
- Il est nécessaire d'effectuer des auscultations pendant les travaux, pour assurer la sécurité des personelles et la stabilité de l'ouvrage.



*Bibliographie*

### **Références bibliographiques**

- [1] TOUAMRIA S. Modélisation Numérique Tridimensionnelle De L'effet Du Creusement D'une Tunnel Sur Le Comportement Des Super Structures Sous-Jacentes. Projet de Fin d'Études, Ecole Doctoral en Génie Civil .U. Skikda. (2007).
- [2] BERABEZ A. et BOURBET H. Dimensionnement Du Soutènement D'un Tunnel Routier Cas De Tunnel Sdi Aich, Projet De Fin D'étude, On Vue D'obtention Du Diplôme Du Master En Génie Civil Option Géotechnique. Bejaia. (2015).
- [3] Thèse. Réalisation Et Conception D'un Tunnel Ferroviaire à Deux Voies. Cas De Tunnel Gannta (Boumadfaa), Projet De Fin D'étude Master Géotechnique.
- [4] Bouziane M. Et Bech Y. Etude De La Stabilité Lors Du Creusement D'un Tunnel Dans Un Massif Rocheux à Partir De La Méthode Des Eléments Finis - Cas Du Tronçon Du Tunnel De Sidi Aich – Mémoire De Fin D'étude En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Mines Option : Exploitation Minière Université Abderrahmane Mira. Bejaia (2017).
- [5] Boumimiz R. Et Hammache H. Modélisation Numérique D'un Tunnel Autoroutier Avec Etude Des Différentes Méthodes De Creusement – Cas De Tunnel T3 De L'autoroute Est Oust- Projet De Fin D'étude En Vue De L'obtention Du Diplôme Master Académique Filière Génie Civil Option : Vois Et Ouvrages D'art. Université De Jijel (2016).
- [6] KERIKECH I., BENARFA F. Conception et calcul d'un tunnel cas du métro d'Alger, Projet de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil, Ecole nationale polytechnique. El-Harrach-Alger. (2006).
- [7] DERIAS T, SOUFI A. Etude comparative d'un tunnel calcul en éléments Frame et en élément Shell. Projet de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil, Ecole nationale polytechnique. El-Harrach-Alger.(2008).
- [8] KITCHAH F. Etude numérique de la stabilité d'une section du tunnel T4 de l'autoroute Est-ouest. Projet fin d'étude, université de Hadj Lakhdar-Batna. (2012).
- [9] TIKIALINE B. Calcul d'un tunnel avec couverture-tronçon HAI-EL-BADAR. (2007).
- [10] Menour H. Evaluation De La Qualité De La peau Du Béton Par L'analyse Spectrale Des Ondes De Surfaces. Université De Sherbrooke Faculté De Génie Département De Génie Civil. Canada (1999).

[11] Dossier Pilotes Des Tunnels Génie Civil : Section 3 Et 4 Conception Et Dimensionnement Ministère De L'équipement, Des Transports Et De Logement, Direction Des Routes, Centre D'études Des Tunnel. France. (1998).

[12] M.D.T.R. MINISTERE DIRECTION DES TRANSPORTS DES ROUTES. Guide du béton coffré en tunnel. Centre d'études des tunnels. (1983).

[13] MERRIEN.S.V Et GUNZBURGER Y. Utilisation Des Massifs Rocheux Pour L'analyse Des Comportements Des Pentés. Présentation De Deux Cas D'application. JNGG. Nancy, 8 et 9 Octobre (2002).

[14] Glossaire piloté, Projet 179 Risques Hydrogéologiques En Montagne : Parades Et Surveillance, Systèmes D'instrumentation, Techniques Et Méthodes De L'auscultation En Géotechnique.

**Livres :**

[15] BOUVARD-LECOANET A., COLOMBET G., ESTEULLE F. Ouvrages souterrains : conception, réalisation entretien. Presse des ponts et chaussées. (1992).

[16] PANET. Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. (1995).

**Rapports Techniques :**

[17] Rabah A. Études APD Du Projet Du Tunnel Jijel (Taxanna) Etude Géologique – Hydrogéologique – Géotechnique, Ministère Des Travaux Publics, Agence National Des Autoroutes. Alger. (2013).

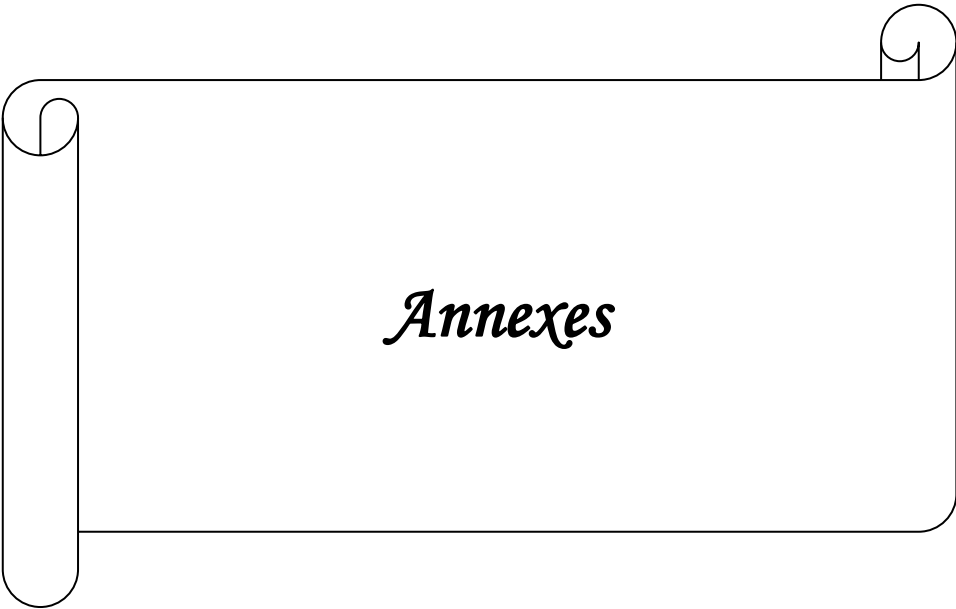
[18] CETU. Rapport De Calcul Du Projet Du Tunnel De Jijel (Taxanna) : section 3 Et 4 Creusement et de Soutènement. Ministère Des Travaux Publics, Agence National Des Autoroutes. Alger. (2015).

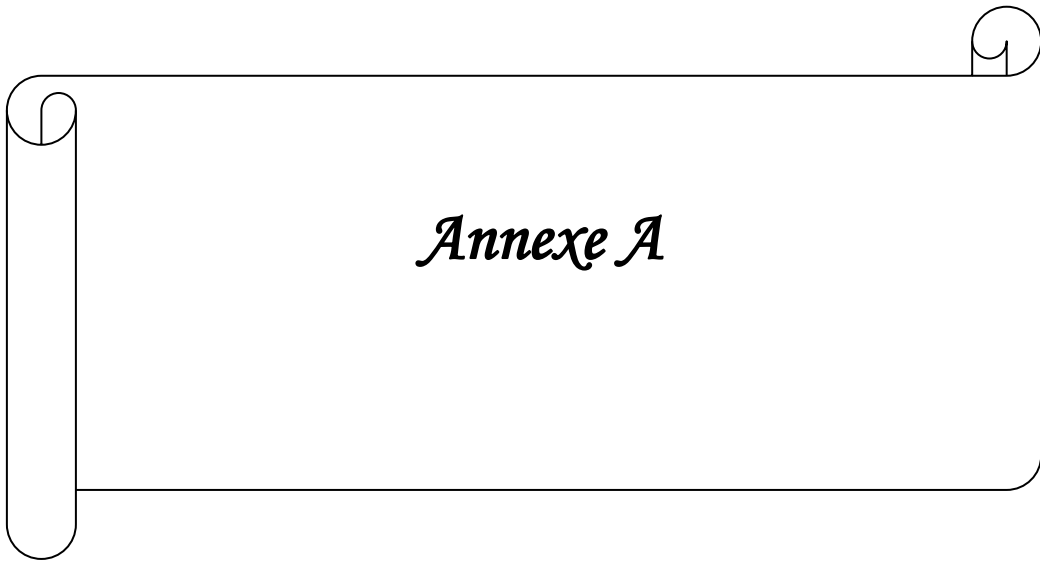
[19] Gide Auscultation Des Ouvrages D'art, Formation Auscultation Des Structures En BA Et BP à Marne La Vallée 28 Novembre (2017).

**Sites Web :**

[20] Extrait D'Auscultation Permanant Sur La Géotechnique : [www.techniques-ingenieur.fr](http://www.techniques-ingenieur.fr)

[21] <https://www.universalis.fr/encyclopedie/tunnels/>





*Annexe A*

**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).

**Avancement** : Longueur de tunnel sur laquelle une opération est effectuée pendant un temps donné (heure, jour, mois, poste). L'opération peut être une opération élémentaire (excavation, petite galerie, bétonnage, demi-section supérieure) ou l'ensemble d'un cycle d'opérations concourant à l'exécution de tout ou partie d'un tronçon d'ouvrage.

**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 œuvre 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 exercée 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 et le transport des déblais.

**Cake** : Fine membrane d'imprégnation de boue se formant sur la surface du front de taille et



assurant sa stabilité

**Creusement** : Ensemble des opérations d'abattage et de marinage. Au sens large, peut désigner l'ensemble des opérations de réalisation d'un tunnel.

**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.

**Calotte** : Partie supérieure et centrale de la voûte.

**Cintre** : Support en forme d'arc réalisé au profil du tunnel et mis en place contre la paroi pour soutenir le terrain, soit directement avec des calages, soit par l'intermédiaire d'un blindage. Il est généralement en acier.

**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** : Désigne le phénomène générateur des contraintes de confinement et éventuellement les moyens mis en œuvre pour le provoquer.

**Contrainte de confinement** : Contrainte qui apparaît à l'interface entre le terrain encaissant et le soutènement (ou le revêtement) et qui résulte de leur interaction.

**Contre-voûte du radier** : Radier bétonné en forme de voûte inversée, le point le plus bas du radier étant situé dans le plan de symétrie de l'ouvrage.

**Déconfinement** : Phénomène de diminution de contrainte à la paroi d'une cavité.

**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).

**Enfilage** : Soutènement réalisé avant abattage par enfoncement dans le terrain de barres ou profilés métalliques en pourtour de la future excavation.

**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.

**Marinage** : Opération comprenant le chargement et l'évacuation à l'extérieur du tunnel des déblais provenant de l'abattage, ou "marin".

**Piédroits** : Parties verticales de la section transversale du tunnel, comprises entre la voûte et le sol de fondation de l'ouvrage. Par extension, parties latérales de la section transversale d'un tunnel.

**Pré-soutènement** : Soutènement mis en place à la périphérie de la section à excaver, en avant du front de taille (par exemple : pré voûte ; voûte-parapluie)

**Radier** : Partie inférieure du tunnel située entre les deux piédroits. Le radier peut être laissé brut ou être constitué par une dalle ou un arc en béton.

**Soutènement** : Ensemble des dispositifs assurant la stabilité provisoire (jusqu'à la mise en place d'un revêtement définitif) de l'excavation et la sécurité du chantier : boulons, cintres, blindage, béton projeté. Opération consistant à mettre en œuvre ces dispositifs

**Stross** : Terrain à excaver situé dans la partie inférieure du profil comprise, en hauteur, entre la demi-section supérieure et le radier et, en largeur, entre les piédroits.

**Terrain encaissant** : Terrain dans lequel est réalisé un ouvrage. Le terrain encaissant peut être surmonté par des couches de terrain de nature différente

**Tunnelier** : Machine destinée à réaliser des tunnels assurant des fonctions étendues pouvant aller de l'excavation à la pose du revêtement final.

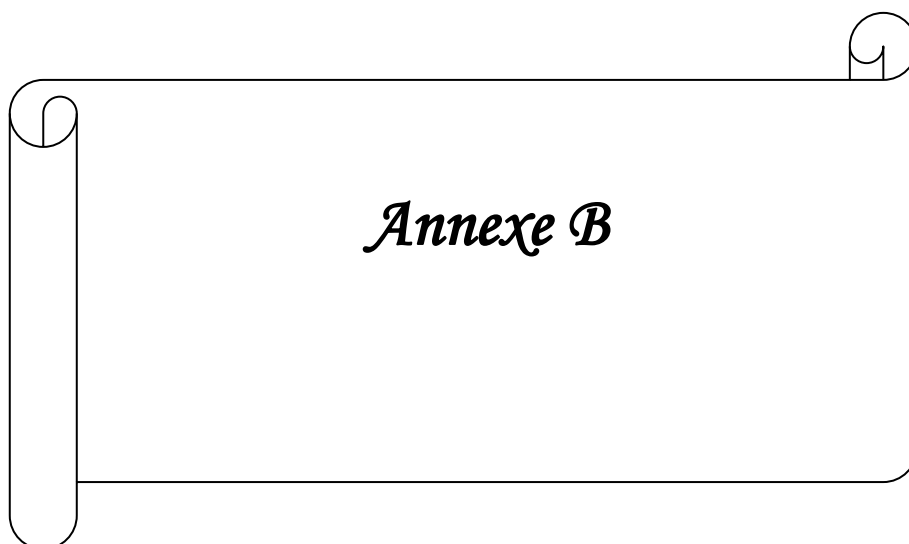
**Revêtement** : Ensemble des dispositifs à ajouter au soutènement pour assurer la stabilité définitive de l'ouvrage souterrain. Le revêtement constitue la structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel.

**Section divisée** : Méthode de creusement consistant en l'ouverture d'une (ou plusieurs) galerie(s) de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser.

**Séquentiel (creusement) :** Désigne une méthode d'exécution où les opérations de creusement et de soutènement sont bien distinctes, par opposition au creusement au tunnelier où la même machine réalise les deux opérations en continu.

**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.



*Annexe B*

**Tableau B.1** : Recommandations d'avant-projet sommaire du soutènement d'après Z.BIENIAWSKI.

classe de la roche	Type de soutènement						
	Boulons d'ancrages (1)		Béton projeté			Cintres métalliques	
	Espacement	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espacements
<b>1</b>	Généralement pas nécessaire						
<b>2</b>	1,5-2,0m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50mm	Néant	Néant	Non rentable	
<b>3</b>	1,0-1,5m	Treillis soudé + 30 de béton projeté en voûte si nécessaire	100mm	50mm	Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire Cintres	Cintres légers	5-2,0m
<b>4</b>	0,5-1,0m	Treillis soudé + 30-50mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150mm	100mm	Treillis soudé et boulons de 2 à 3 m d'espacement	Cintres moyens + 50mm de béton projeté	0,7-1,5m
<b>5</b>	Non recommandé		200mm	150mm	Treillis soudé et boulons et cintres légers	Immédiatement 80mm de béton projeté puis cintres lourds	0,7m

**Tableau B.2:** Coefficients de résistances des roches « f » d'après **PROTODIAKONOV**

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

**Tableau B.3.** Coefficient d'influence dans la théorie de **COULOUMB-RANKINE**

Nature du terrain	X1	X2	X3
Remblais	1.00	1.00	1.00
Argile	0.70	1.00	0.50
Sable	1.00	1.00	1.00
Marne	0.70	1.00	0.70

**Tableau B.4.** Les coefficients des réactions des appuis  $f/l$ 

Rapport $f/l$	Moment à la naissance		Poussée à la naissance	
	$\alpha_m$	$\beta_m$	$\alpha_h$	$\beta_h$
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)

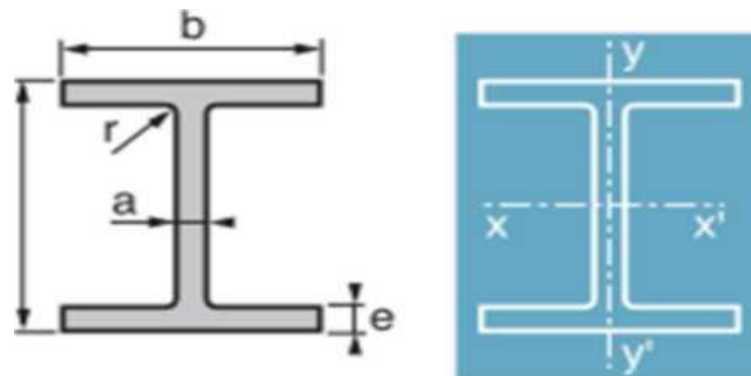


Figure B.1 poutrelle HEB

**CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES**

Caractéristique dimensionnelles						Masse linéaire P (Kg/m)	Section A (cm <sup>2</sup> )
PROFILE	h (mm)	b (mm)	a (mm)	e (mm)	r (mm)		
100	100	100	6	10	12	20,4	26
120	120	120	6,5	11	12	26,7	34
140	140	140	7	12	12	33,7	43
160	160	160	8	13	15	42,6	54,3
180	180	180	8,5	14	15	51,2	65,3
200	200	200	9	15	18	61,3	78,1
220	220	220	9,5	16	18	71,5	91
240	240	240	10	17	21	83,2	106
260	260	260	10	17,5	24	93	118,4
280	280	280	10,5	18	24	103	131,4
300	300	300	11	19	27	117	149,1
320	320	300	11,5	20,5	27	127	161,3
340	340	300	12	21,5	27	134	170,9
360	360	300	12,5	22,5	27	142	180,6
400	400	300	13,5	24	27	155	197,8
450	450	300	14	26	27	171	218
500	500	300	14,5	28	27	187	238,6
550	550	300	15	29	27	199	254,1
600	600	300	15,5	30	27	212	270
650	650	300	16	31	27	225	286,3
700	700	300	17	32	27	241	306,4
800	800	300	17,5	33	30	262	334,2
900	900	300	18,5	35	30	291	371,3
1000	1000	300	19	36	30	314	400



## Dimensions de profilé HEB 220 :

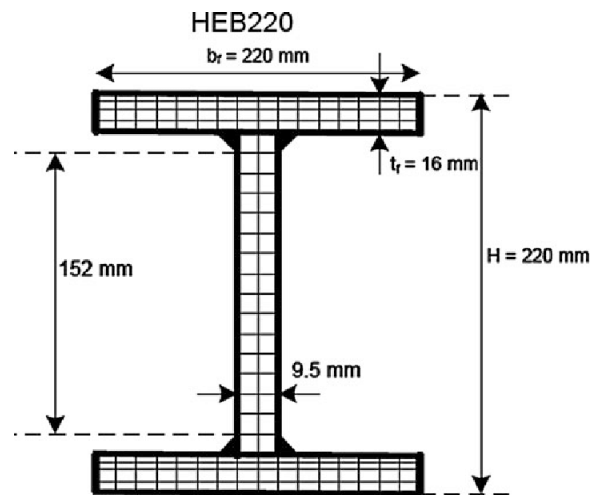
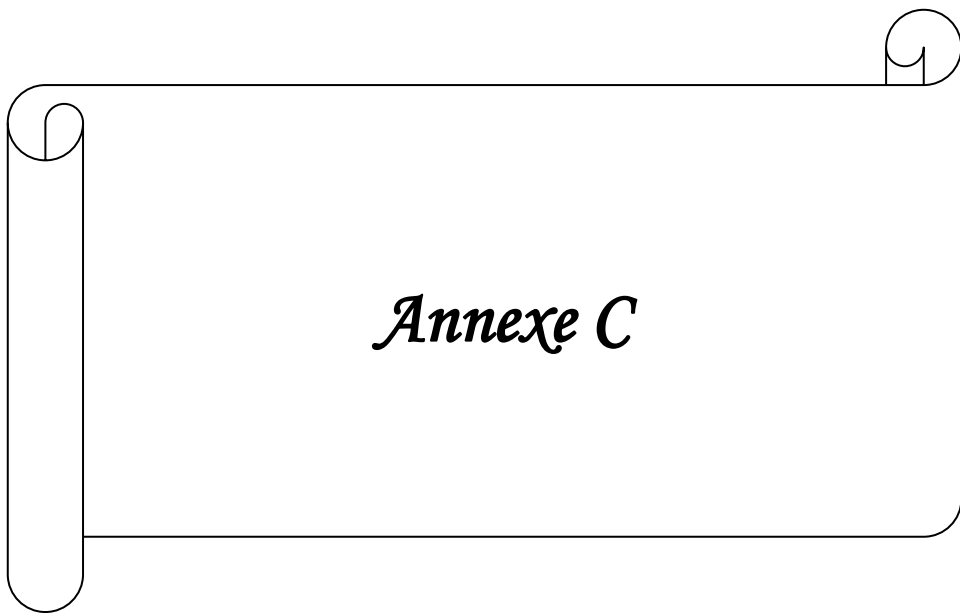


Figure C.1. Le profilé HEB220 (dimensions en cm).

Profil	$I_x (cm^4)$	$I_x /$	$i_x (cm)$	$I_y (cm^4)$	$I_y / V_y$	$i_y (cm)$
100	450	90	4,16	167	33	2,53
120	864	144	5,04	318	53	3,06
140	1509	216	5,93	550	79	3,58
160	2492	311	6,78	889	111	4,05
180	3831	426	7,66	1363	151	4,57
200	5696	570	8,54	2003	200	5,07
220	8091	736	9,43	2843	258	5,59
240	11259	938	10,30	3023	327	6,08
260	14919	1150	11,2	5135	395	6,58
280	19270	1380	12,10	6595	471	7,09
300	25166	1680	13,00	8563	571	7,58
320	30823	1930	13,80	9239	616	7,57
340	36656	2160	14,60	9690	646	7,53
360	43193	2400	15,50	10141	676	7,49
400	57680	2880	17,10	10819	721	7,40
450	79887	3550	19,10	11721	781	7,33
500	107176	4290	21,20	12624	842	7,27
550	136691	4970	23,20	13077	872	7,17
600	171041	5700	25,20	13530	902	7,08
650	210616	6480	27,10	13,984	932	6,99
700	256888	7340	29	14441	963	6,87
800	359083	8980	32,80	14904	994	6,68
900	494065	10980	36,50	15816	1050	6,53
1000	644748	12890	40,10	16276	1090	6,38



*Annexe C*

**EXTENSOMETRIE** : [Ang. *strain measurement*]. Partie de la métrologie comprenant la mise en œuvre des divers appareils de mesure de déformations allongement ou contraction.

**GEODESIE** : [Ang. *geodesy*]. La géodésie permet, avec une plus ou moins grande précision, de déterminer les coordonnées XYZ d'un point de la surface du globe. Sous différentes formes, elle est utilisée pour le suivi de sites instables.

**INCLINOMETRIE** : [Ang. *inclinometry*]. L'inclinométrie en forage consiste à mesurer la déformation angulaire du sol à différentes profondeurs.

**LASER** : [Ang. *laser*]. Technique basée sur la mesure du temps de vol d'une impulsion émise par un télémètre laser et détectée en retour.

**METEOROLOGIE** : [Ang. *meteorology*]. Science qui a pour objet l'étude de l'atmosphère et des phénomènes qui s'y produisent. Etude des phénomènes atmosphériques ayant pour but pratique d'établir des prévisions d'état du temps.

**PHOTOGRAMMETRIE** : [Ang. *photogrametry*]. La photogrammétrie est une technique qui utilise le principe de la vision stéréoscopique, qui permet de restituer l'image tridimensionnelle de l'objet observé. Elle permet d'exécuter des mesures spatiales à partir de photos ou d'autres images numériques.

**PIEZOMETRIE** [Ang. *piezometry*]. Technique de mesure de la charge hydraulique dans un massif aquifère très perméable. Le piézomètre est un tube installé dans le sol et qui permet d'étudier la nappe phréatique.

**PRESSIOMETRIE** : [Ang. *pressiometry*]. Technique permettant de mesurer des variations de pression.

**RADAR** : [Ang. *radar*]. Les radars sont des dispositifs électromagnétiques utilisés pour la détection de "cibles" par rayonnement d'énergie électromagnétique et analyse de l'énergie rétro-diffusée. Tout objet ("cible") interfère avec l'onde émise et réfléchit une part de cette énergie. L'analyse comparée des signaux émis et rétrodiffusés permet d'extraire une information en liaison avec la distance radar-cible, notamment le retard entre ces signaux qui est directement lié à la longueur du chemin de propagation.

**TOPOGRAPHIE** : [Ang. *topography*]. C'est l'art de représenter les détails artificiels ou naturels de la surface terrestre. Les mêmes détails se représentent différemment suivant les échelles (ou l'importance qu'on leur attribue, dans un plan à but particulier).

**TOPOMETRIE :** [*Ang. topometry*]. C'est l'art de la mesure qui assigne aux détails en question une place dans l'espace. La topométrie n'est qu'un moyen pour arriver à la rédaction de la topographie. Elle est donc utilisée pour le positionnement XYZ, dans tous les domaines (suivi/canevas de référence...). La représentation topographique est généralement réalisée par projection orthogonale sur un plan, généralement horizontal ou vertical. Lorsque les questions fondamentales liées à la forme de la terre sont prises en compte, on parle de géodésie.

**VIDEOMETRIE/** [*Ang. videometry*]. Système de mesure par vision, basée sur le traitement d'images numériques permettant d'en extraire des informations quantitatives.

**SISMO-ACOUSTIQUE:** [*Ang. sismo-acoustic*]. Le principe de la « sismo-acoustique » est d'engendrer méthodiquement des ondes élastiques et d'étudier leur propagation dans le sous-sol.

**INCLINOMETRIE** [*Ang. inclinometry*]. L'inclinométrie en forage consiste à mesurer la déformation angulaire du sol à différentes profondeurs.