République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسـيس جانســون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

# Mémoire

**Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat**

**Filière : Travaux Publics**

**Spécialité : Matériaux & Structures**

# Thème

# Conception et étude du tunnel routier T1 en 2x3 voies "Djebel El Ouahch" du PK206+583,02 au PK206+606,27

**Présenté par :**

DALICHAOUCHE Lotfi
LYACHA NABIL Aimen

**Encadré par :**

Mr AKCHICHE Mustapha

**Promotion 2018 /2019**

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

# REMERCIEMENTS

Tout d'abord nous tenons à remercier M. AKCHICHE Mustapha d'avoir bien voulu accepter la lourde tâche d'être encadreur de ce PFE, pour son soutien et ses conseils avisés.

Nos remerciements vont ensuite à notre maitre de stage M. BENAISSA Wissem pour nous avoir guidé durant l'élaboration de ce PFE et avoir eu la gentillesse de s'intéresser à notre travail, à M. ARSLANE Mahdoud pour avoir eu l'amabilité de se rendre disponible pour examiner notre travail et nous délivrer de précieux conseils, à M. ZOUAK Zakaria pour sa disponibilité à nous fournir les données nécessaires ainsi que pour ses précieuses indications.

Nous exprimons notre profonde gratitude à tout le personnel du projet M41 COSIDER pour leur chaleureux accueil et leur disponibilité.

Enfin, nous remercions tous les enseignants de l'E.N.S.T.P pour les enseignements apportés tout au long de notre formation d'ingénieur.

# *Dédicaces*

*Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux*

*Tout d'abord je tiens à remercier le Tout Puissant Allah de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à ce stade afin de réaliser ce modeste travail que je dédie :*

*À mes très chers parents: Mohamed et Souad qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.*

*À mes chères grandes mères : Cherifa, Louiza et à mes chères tantes : Hamida, Sabiha, Saïda, Ratiba, Yemouna, Salima, Safia, Fahima, avec leurs familles.*

*À la mémoire de mes chers grands-pères Messaoud et Ahmed, Que j'aurais aimé qu'ils soient présents.*

*À mes chers oncles : Abd El Hafid, Hassan, Abd El Hakim, Hassan, Salah, Djamel, Abd El Nour.*

*À tous mes cousins et cousines.*

*À Mes chers frères : Fouad et Dhia.*

*A mes meilleurs amis : Zaki, Khaled, Sami, Adel, Zaki, Mehdi, Didin…*

*À tous mes collègues de l'EPST Annaba: Abd El Raof, Younes, Amir, Lyes…*

*À tous mes collègues de l'ENSTP: Hatem, Walid, Lotfi, Walid, Thinhinane, Safia…*

***Lyacha Nabil Aimen***

*Je dédie ce travail à mes chers parents*
*& à mes chères sœurs*

***Dalichaouche Lotfi***

## ملخص

الفصل الأول يتعلق بجزء الماستر و هو تحت عنوان : بحث بيبليوغرافي حول طريقة "جين".

الهدف من هذا العمل هو تصميم (المقطع العرضي) ودراسة جزء من نفق ن1 "جبل الوحش". ولتحقيق ذلك نمر بعدة مراحل منها: جمع المعلومات، تصنيف الصخور، إختيار التدعيم و التحققات، إختيار طريقة الحفر، إختيار التلبيس النهائي، و في الأخير؛ الدراسة الزلزالية للنفق.



الكلمات المفتاحية: تصميم، نفق، صخر، تدعيم، تلبيس.



## Résumé

Le premier chapitre concerne le volet Master et porte sur le thème : Recherche bibliographique sur la méthode GIN.

Concernant le volet PFE, l'objectif du travail est la conception (de la section transversal) et l'étude d'une portion du tunnel T1 "Djebel El Ouahch". Pour se faire on passera par plusieurs étapes à savoir: Collecte de données, classification de la roche, choix du soutènement et vérifications, choix de la méthode de creusement, définition du revêtement définitif, et pour finir; étude sismique de l'ouvrage.



Mot clés: Conception, Tunnel, Roche, Soutènement, Revêtement.



## Abstract

The first chapter concerns the Master phase and deals with the topic: Bibliographic research on the GIN method.

Regarding the PFE phase, the objective of the work is the design (of the cross section) and the study of a portion of the tunnel T1 "Djebel El Ouahch". To do this we will go through several steps namely: Data collection, rock classification, choice of support and verifications, choice of digging method, definition of the final coating, and finally; seismic study of the tunnel.



Keywords: Design, Tunnel, Rock, Support, Coating.

# Liste des abréviations

- BP : Béton projeté.
- DC : Double cintre.
- ELS : Etat limite de service.
- ELU : Etat limite ultime.
- FDT : Front de taille.
- FDV : Fibre de verre.
- GP : Galerie pilote.
- MEF : Méthode aux éléments finis.
- SC : Simple cintre.
- TD : Tube droit.
- TG : Tube gauche.
- $E_s A_s$ : La rigidité des cintres à la compression avant leur mise en place.
- $E_s A'_s$ : La rigidité des cintres à la compression après leur mise en place.
- $E_s I_s$ : La rigidité des cintres à la flexion avant leur mise en place.
- $E_s I'_s$ : La rigidité des cintres à la flexion après leur mise en place.
- $E_s$ : Module d'élasticité du métal.
- $A_s$ : Section du profilé en acier.
- $I_s$ : Moment d'inertie du profilé.
- $\theta_n$ : Coefficient d'équivalence de l'effort normal.
- $\theta_m$ : Coefficient d'équivalence du moment fléchissant.
- $a$ : la distance entre les cintres.
- h : La hauteur de profilé.
- b : La largeur de profilé.
- $t_w$ : L'épaisseur de lame.
- d : La hauteur de l'âme.
- $H_t$ : Hauteur du tunnel.
- $q$ : La surcharge de terrain + la surcharge en surface.
- $H$ : Hauteur de terrain décomprimé au-dessus de la voute.
- $\varphi$ : Angle de frottement interne.
- $K$ : Coefficient de poussé active généralement égale à 1.
- $C$ : Cohésion de terrain.
- $\gamma$ : le poids volumique du sol.

- $K_a$ : Coefficient de poussée du terrain.
- $K_p$ : Coefficient de butée du terrain.
- Pa : pression d'apparition d'une zone en état limite de rupture.
- $\sigma_0$ : Contrainte initiale de terrain.
- $R_c$ : Résistance à la compression simple.
- $r_p$ : Rayon de rupture.
- $\lambda_a$ : Taux de confinement à la rupture.
- $u_a$ : Déplacement de la paroi correspondant à la rupture.
- $\mu_p$ : Le déplacement de la courbe caractéristique de terrain à déconfinement total.
- $\emptyset_t$ : Le diamètre des barres transversales.
- $st_0$ : L'espacement entre les barres transversales.
- A : Le coefficient d'accélération de la zone.
- g : L'accélération de la pesanteur.
- T : Période fondamentale du mouvement.
- C : Vitesse apparente de propagation d'onde.
- $Vs$ : Vitesse de propagation des ondes de cisaillement.
- f : Fréquence fondamentale du mouvement.
- $V_0$ : La vitesse particulaire au niveau de l'axe du tunnel.
- $A_0$ : L'accélération particulaire au niveau de l'axe du tunnel.

# Liste des figures

Figure I.1 Traitements par injection types. 3
Figure I.2 Voile d'injection pour barrage : Coupe type du traitement depuis la surface et les galeries. 4
Figure I.3 Les limites de la procédure d'injection. 4
Figure I.4 Exemple de l'injection d'une discontinuité unique (barrage de El Chocon, Argentine). 5
Figure I.5 Exemple da valeur GIN. 6
Figure I.6 Série de courbes limites GIN "standard", qui peuvent être utiles comme directives initiales. 6
Figure I.7 Exemple de résultats d'injection pour un écran d'étanchéité. Points d'arrivée de l'injection de toutes les passes d'injection. 7
Figure I.8 Procédé d'injection typique pour une passe d'injection. 7
Figure I.9 Zone de consolidation du pilier. 8
Figure I.10 Paramètres GIN de projet. 9
Figure I.11 Géométrie des trous pour les investigations cross-hole 10
Figure I.12 Vitesse sismique en fonction de la profondeur du forage (mesurée par la tête du trou situé au tube droite). 11
Figure II.1 Tunnels construits entre 1999 et 2004 dans le monde (Atkins et al., 2006) [5]. 12
Figure II.2 Tunnel de Malpas (canal du midi) construit au cours des années 1679-1681. 13
Figure II.3 Tower Subway. 13
Figure II.4 Intérieur du tunnel de Posey [7]. 13
Figure II.5 Schéma representatif de l'excavation à attaque ponctuelle. 14
Figure II.6 Creusement à pleine section. 14
Figure II.7 Creusement en demi-section. 15
Figure II.8 Creusement en section divisée [8]. 15
Figure II.9 Plan de tir du tunnel de Chamoise – 1993. 16
Figure II.10 Tunnelier Élaine, Métro de Rennes. 16
Figure II.11 Déplacements des contours de l'excavation d'après Leblais [1995] [9]. 17
Figure II.12 Cuvette de tassement 3D (Leblais [1995]). 18
Figure II.13 Organigramme des différentes méthodes de prédimensionnement des tunnels [10]. 18
Figure II.14 Théorie de Terzaghi. 19
Figure II.15 Zone d'éboulement du T1 - Djebel El Ouahch. 25
Figure II.16 Différents types d'instabilité liés aux conditions géotechniques, géologiques, hydrologiques et techniques des tunnels, (Vlasov et al., 2001, Oggeri et Ova, 2004). 26
Figure II.17 Différents types d'instabilité liés aux conditions géotechniques, géologiques, hydrologiques et techniques des tunnels, (Vlasov et al., 2001, Oggeri et Ova, 2004). 26
Figure III.1 Emplacement du tunnel. 28
Figure III.2 Site de l'ouvrage [15]. 29
Figure III.3 Coordonnées kilométriques des deux tubes du Tunnel T1. 29
Figure III.4 : Tracé en plan du tunnel T1. 30
Figure III.5 Coupe transversale du tunnel T1. 31
Figure III.6 : Profil en long de tunnel T1. 31
Figure III.7 Emplacement du Tunnel T1 sur la Carte Géologique d'El Aria. 33
Figure III.8 Colluvions à Gros Blocs Gréseux, PK 206+350 - Tunnel T1. 33

Figure III.9 Grès Numidiens Disloqués et Recouvert d'Eboulis au Niveau du Portail Sud du Tunnel T1. ..... 34
Figure III.10 Grès Numidiens Fracturés au PK 207+750 - Tunnel T1. ..... 34
Figure III.11 Profil géologique au voisinage de la section 206+600,27 ..... 41
Figure III.12 Classe GS1-6*, coupe longitudinale ..... 42
Figure III.13 Classe GS1-6*, profil type de soutènement et confortement au contour de la calotte..... 43
Figure III.14 Classe GS1-6*, profil type de soutènement et confortement au contour du stross [17]. ..... 43
Figure IV.1 Les éléments de la section transversale ..... 44
Figure IV.2 Les éléments constituant de la plateforme ..... 45
Figure IV.3 Plateforme du tunnel ..... 48
Figure IV.4 Gabarit du tunnel ..... 49
Figure IV.5 Encombrements du tunnel ..... 49
Figure IV.6 Les différentes couches de la chaussé du tunnel..... 50
Figure V.1 Théorie de Terzaghi. ..... 52
Figure V.2 Théorie de Terzaghi cas H > 2.5b. ..... 52
Figure V.3 Théorie de Protodiakonov ..... 54
Figure V.4 Méthode de Tsimbarievitch..... 56
Figure VI.1 Section équivalente Béton projeté +cintre métallique. ..... 65
Figure VI.2 Modélisation robot du soutènement en 2D. ..... 66
Figure VI.3 Modélisation robot du soutènement en 3D. ..... 67
Figure VI.4 Modélisation des ressorts de raideur K de l'Argilite. ..... 67
Figure VI.5 Diagramme du l'effort tranchant du soutènement type 1 de la section. ... 68
Figure VI.6 Diagramme du l'effort normal du soutènement type 1 de la section. ..... 68
Figure VI.7 Diagramme du moment fléchissant du soutènement type 1 de la section. 68
Figure VI.8 Diagramme du l'effort tranchant du soutènement type 2 de la section. ... 69
Figure VI.9 Diagramme du l'effort normal du soutènement type 2 de la section. ..... 69
Figure VI.10 Diagramme du moment fléchissant du soutènement type 2 de la section. ..... 69
Figure VI.11 Schéma de contraintes. ..... 73
Figure VII.1 Galerie circulaire revêtue sous contrainte isotrope [5]. ..... 76
Figure VII.2 Courbe de convergence [5]. ..... 77
Figure VII.3 Courbe de confinement [5]. ..... 77
Figure VII.4 Courbe de convergence-confinement [5]. ..... 77
Figure VII.5 : Courbes caractéristiques du terrain. ..... 82
Figure VII.6 courbe caractéristique de la combinaison béton-cintre. ..... 84
Figure VII.7 courbe de convergence confinement. ..... 85
Figure VIII.1 Modélisation du terrain sur PLAXIS 2D. ..... 87
Figure VIII.2 Phase 1. ..... 90
Figure VIII.3 Phase 2. ..... 90
Figure VIII.4 Phase 3. ..... 90
Figure VIII.5 Phase 4. ..... 91
Figure VIII.6 Phase 5. ..... 91
Figure VIII.7 Phase 6. ..... 91
Figure VIII.8 Convergences enregistrées par Cosider ..... 92
Figure IX.1 Vu 3D du modèle de de revêtement définitif. ..... 93
Figure IX.2 Représentation des sections pour chaque poutre de modèle ..... 93
Figure IX.3 Vu 2D du modèle de de revêtement définitif par l'AUTOCAD..... 94
Figure IX.4 Diagrammes des efforts internes maximales de revêtement définitif. ..... 95

Figure X.1 Carte zonage sismique de l'Algérie. ..... 99
Figure X.2 Déplacement de terrain en champ libre. ..... 101
Figure X.3 Modèle utilisé. pour le calcul ..... 102
Figure X.4 Interaction terrain structure ..... 103
Figure X.5 Affichage de la section. ..... 105
Figure X.6 Résultat de modélisation. ..... 105

# Liste des tableaux

Tableau II.1 Estimation des charges selon Terzaghi [11]. ..... 20
Tableau II.2 Exemple d'utilisation de la classification de l'AFTES[12]. ..... 22
Tableau II.3 Classes de rocher selon la classification RMR [13]..... 23
Tableau II.4 Recommandations (Bieniawski, 1989). ..... 23
Tableau II.5 Recommandation mode d'excavation (Bieniawski)..... 24
Tableau III.1 Sondages réalisés le long et à proximité du tunnel T1. ..... 35
Tableau III.2 Sondages Pressiométriques Réalisés le Long du Tunnel T1. ..... 35
Tableau III.3 Résultats des Essais Pressiométriques – Sondage S4-LT-02NP. ..... 35
Tableau III.4 Résultats des Essais Pressiométriques – Sondage S4-LT-08NP. ..... 36
Tableau III.5 Résultats des essais d'identification. ..... 37
Tableau III.6 Résultats des Essais Chimiques. ..... 38
Tableau III.7 Résultats des Essais Mécaniques. ..... 39
Tableau III.8 Récapitulatif des données concernant la section PK206+600,27 ..... 41
Tableau IV.1 valeurs usuelles de revanches utilisées selon le CETU ..... 47
Tableau V.1 Les données de la section PK206+600,27 ..... 53
Tableau V.2 Récapitulatif de quelques valeurs du coefficient f..... 54
Tableau V.3 Résultats des calculs des charges verticales et horizontales. ..... 55
Tableau V.4 Résultats obtenus par la méthode de Tsimbarievitch. ..... 57
Tableau VI.1 Tableau récapitulatif des donnés introduit par AFTES pour la coupe PK206+600,27. ..... 58
Tableau VI.2 Récapitulatif des recommandations selon l'AFTES pour notre cas. ..... 59
Tableau VI.3 Tableaux récapitulatifs des paramètres de Bieniawski pour le calcul du RMR. ..... 60
Tableau VI.4 Discontinuités (paramètres de Bieniawski pour le calcul du RMR) ..... 60
Tableau VI.5 Paramètres géologiques de Bieniawski pour le calcul du RMR. ..... 61
Tableau VI.6 Classification du rocher d'après Bieniawski. ..... 61
Tableau VI.7 Relation entre la classification de l'AFTES et Bieniawski. ..... 62
Tableau VI.8 Caractéristiques du béton projeté. ..... 63
Tableau VI.9 Les caractéristiques du cintre HEB 200. ..... 63
Tableau VI.10 Les caractéristiques du cintre HEB 240. ..... 64
Tableau VI.11 Caractéristiques mécaniques de la section équivalente de soutènement type 1 ..... 65
Tableau VI.12 Caractéristiques mécaniques de la section équivalente de soutènement type 2 ..... 65
Tableau VI.13 Vérification par ELS. ..... 74
Tableau VI.14 Vérification par l'Eurocode [23]. ..... 75
Tableau VII.1 Valeurs de la courbe caractéristique du terrain. ..... 81
Tableau VII.2 Valeurs de la courbe caractéristique du cintre HEB 240. ..... 83
Tableau VII.3 Valeurs de la courbe caractéristique du béton projeté. ..... 84
Tableau VII.4 Valeurs de la courbe caractéristique de la combinaison béton-cintre. .. 84
Tableau VIII.1 Caractéristiques géotechniques de la section PK206600,27..... 88
Tableau VIII.2 Caractéristiques géométriques de la section transversale. ..... 88
Tableau VIII.3 Caractéristiques mécaniques du soutènement. ..... 89
Tableau IX.1 Charges permanentes. ..... 94
Tableau IX.2 Les efforts internes pour une section divisée en trois parties, Voute, piédroit et radier. ..... 95
Tableau IX.3 Choix de ferraillage. ..... 96
Tableau IX.4 Ferraillage longitudinale. ..... 97

Tableau IX.5 : Calcul du ferraillage transversal. ..... 97
Tableau IX.6 Condition de résistance au cisaillement. ..... 98
Tableau X.1 Caractéristiques géotechniques des sites. ..... 100
Tableau X.2 Coefficient d'accélération de zone A. ..... 101
Tableau X.3 M.N.T dans le cas de non prise en compte de l'interaction terrain structure. ..... 103
Tableau X.4 M.N.T dans le cas de prise en compte de l'interaction terrain structure. 104

# SOMMAIRE

**Introduction générale**……..1

**I. Recherche bibliographique sur la méthode d'injection des sols "GIN (Grouting Intensity Number)"** ..... 2

I.1. Introduction ..... 2

I.2. Généralités sur les injections et terminologie ..... 2

I.3. Injections des roches et méthode GIN ..... 3

I.4. Le principe GIN ..... 4

I.5. Avantages principaux de la méthode ..... 7

I.6. Application de la méthode GIN dans le tunnel T1 ..... 8

I.7. Définition de l'intervention de consolidation du pilier ..... 8

I.7.1. Objectif de l'intervention ..... 8

I.7.2. Volume maximale $Vmax$ ..... 9

I.7.3. Pression maximale $Pmax$ ..... 9

I.7.4. Paramètres GIN ..... 9

I.8. Vérification de l'efficacité du traitement ..... 10

I.9. Conclusion ..... 11

**II. Généralités** ..... 12

II.1. Introduction ..... 12

II.2. Historique ..... 12

II.3. Techniques de creusement des tunnels ..... 14

II.3.1. Excavation avec des machines à attaque ponctuelle ..... 14

II.3.2. Creusement à l'explosif ..... 16

II.3.3. Excavation avec des machines à attaque globale ..... 16

II.4. Mouvements engendres par le creusement des tunnels ..... 17

II.5. Prédimensionnement des tunnels ..... 18

II.5.1. Méthodes empiriques ..... 19

II.5.2. Méthodes analytiques ..... 24

II.6. Risques liés à la construction de tunnels ..... 24

II.6.1. Les origines du risque ..... 25

II.6.2. Gestion du risque ..... 25

II.7. Réhabilitation des tunnels endommagés ..... 26

II.8. Conclusion ..... 26

**III. Présentation du projet** ..... 28

III.1. Introduction ..... 28

III.2. Présentation du tunnel T1 ..... 28

III.3. Bref historique du tunnel T1 ..... 29
III.4. Géométrie du tunnel T1 ..... 30
III.4.1. Tracé en plan du tunnel T1 ..... 30
III.4.2. Coupe transversale du tunnel T1 ..... 30
III.4.3. Profil en long du tunnel T1 ..... 31
III.5. Conditions géologiques et géotechniques du tunnel T1 ..... 32
III.5.1. Introduction ..... 32
III.5.2. Programme d'investigation géotechnique ..... 32
III.5.3. Géologie du site ..... 32
III.5.4. Reconnaissance géotechnique ..... 34
III.6. Présentation de la section étudiée ..... 40
III.6.1. Présentation de la section étudie du tunnel ..... 40
III.6.2. Géologie de la section ..... 41
III.6.3. La classe de soutènement proposé par COSIDER (GS1-6*) ..... 42
III.7. Conclusion ..... 43
**IV. Conception de la section transversale** ..... 44
IV.1. Introduction ..... 44
IV.2. Choix de la section ..... 44
IV.3. Les éléments de la section transversale ..... 44
IV.3.1. La plateforme ..... 45
IV.3.2. Le gabarit ..... 45
IV.3.3. Les encombrements ..... 47
IV.4. Détermination de la section transversale du projet ..... 47
IV.4.1. La plateforme ..... 47
IV.4.2. Le gabarit ..... 48
IV.4.3. Les encombrements ..... 49
IV.4.4. Les couches de la chaussée : ..... 49
IV.5. Conclusion ..... 50
**V. Évaluation des charges** ..... 51
V.1. Introduction ..... 51
V.2. Les pressions souterraines ..... 51
V.3. Évaluation des charges actives verticales descendantes en voûte du tunnel de la section PK206+600,27 ..... 52
V.3.1. 1.Théorie de K. Terzaghi ..... 52
V.3.2. Théorie de M. Protodiakonov ..... 53
V.4. Evaluation des charges actives horizontales sollicitant le revêtement de la section PK206+600,27 ..... 55
V.4.1. Théorie de K. Terzaghi ..... 55

V.4.2. Théorie de Protodiakonov ..... 55
V.5. Comparaison des résultats obtenus ..... 55
V.6. Evaluation de la pression agissant au niveau du radier ..... 56
V.7. Conclusion : ..... 57
**VI. Soutènement provisoire** ..... 58
VI.1. Introduction ..... 58
VI.2. Calcul empirique de la section PK206+600,27 ..... 58
VI.2.1. Classification de l'AFTES ..... 58
VI.2.2. Classification de Bieniawski ..... 60
VI.3. Relation entre la classification de l'AFTES et Bieniawski ..... 62
VI.4. Le choix de soutènement proposé : ..... 62
VI.5. Caractéristique des matériaux utilisés ..... 63
VI.6. Calcul de la section équivalente (cintre + béton projeté) ..... 64
VI.6.1. Synthèse des résultats ..... 65
VI.7. Modélisation du soutènement provisoire ..... 66
VI.7.1. Méthode des réactions hyperstatiques ..... 66
VI.7.2. Modélisation du soutènement par le logiciel Robot Structural Analysis Professional ..... 66
VI.7.3. Diagramme des efforts ..... 68
VI.8. Calcul des caractéristiques du soutènement ..... 69
VI.9. La répartition des efforts entre les éléments du soutènement provisoire ..... 70
VI.10. Vérification du soutènement provisoire ..... 71
VI.10.1. Vérification à L'ELS, en fissuration très préjudiciable ..... 71
VI.10.2. Vérification par l'Eurocode ..... 72
VI.11. Application numérique ..... 74
VI.12. Conclusion ..... 75
**VII. Méthode Convergence-Confinement** ..... 76
VII.1. Introduction ..... 76
VII.2. Principes généraux de la méthode ..... 76
VII.3. Comportement du massif ..... 76
VII.4. Comportement du soutènement ..... 77
VII.5. Optimisation du soutènement ..... 77
VII.6. Domaines d'application ..... 77
VII.7. Etapes de calcul d'un problème type ..... 78
VII.8. Application de la méthode sur la section PK206+600,27 ..... 80
VII.8.1. Convergence ..... 80
VII.8.2. Confinement ..... 82

VII.9. Conclusions : 85
**VIII. Modélisation numérique (PLAXIS 2D)** 87
VIII.1. Introduction 87
VIII.2. Présentation du logiciel « Plaxis 2D » 87
VIII.3. Procédure de modélisation 87
VIII.3.1. Modélisation du terrain : 87
VIII.3.2. Modélisation du tunnel 88
VIII.4. Calculs et résultats 89
VIII.4.1. Phasages du calcul 89
VIII.4.2. Résultats 90
VIII.4.3. Interprétation 92
VIII.5. Conclusion 92
**IX. Revêtement définitif** 93
IX.1. Introduction 93
IX.2. Modélisation du revêtement définitif 93
IX.3. Le ferraillage du revêtement 95
IX.3.1. Le ferraillage longitudinal 96
IX.3.2. Le ferraillage transversal : 97
IX.4. Condition de résistance au cisaillement 98
IX.5. Conclusion : 98
**X. Etude sismique** 99
X.1. Introduction : 99
X.2. Classification de la zone sismique 99
X.3. Catégorie du tunnel 99
X.4. Classification des sites 100
X.5. Coefficient d'accélération de zone 101
X.6. Action sismique le long de l'axe du tunnel 101
X.6.1. Déplacement axiale 101
X.6.2. La déformation axiale de la ligne matérialisant le tunnel : 102
X.6.3. Déplacement transversale 102
X.6.4. La courbure de la ligne matérialisant le tunnel 102
X.7. Sollicitions induites sur le tunnel 102
X.7.1. Cas de non prise en compte de l'interaction terrain structure 102
X.7.2. Cas de prise en compte de l'interaction terrain- structure 103
X.8. Calcul des armatures d'acier 104
X.8.1. Calcul des armatures longitudinales 104
X.8.2. Calcul des armatures transversales 104

X.9. Présentation du logiciel BaelC ..... 104
X.10. Conclusion ..... 105
**Conclusion générale**……...…106
Annexe A……107
Annexe B……109
Annexe C……113
Annexe D……122
Annexe E……125

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le premier Janvier 2014, un éboulement a lieu dans le tunnel T1 traversant la montagne de « Djebel El Ouahch » dans le cadre du projet de l'autoroute Est Ouest (du PK 202+800 au PK 209+000).

Après 3 années d'arrêt, et au vu de l'importance du projet, et des désagréments qu'engendre son retard, Cosider reprends le flambeau pour le parachèvement de ce tunnel qui s'inscrit dans un contexte très délicat.

En termes dimensionnels, le tunnel est un bitube de longueur 1 891m environ, avec une section en forme de voûte surbaissée avoisinant 190 m².

Les travaux de creusement à parachever consistent principalement en l'élargissement d'une galerie pilote dans le tube gauche sur une longueur relativement courte mais extrêmement délicate (terrain très meuble).

C'est donc dans ce cadre que s'inscrivent notre stage et notre projet de fin d'étude. Notre choix quant à la section à étudier s'est porté sur le tronçon entre PK206+583,02 et PK2066+06,27 qui était en cours de construction au moment de notre stage. On a pris pour section représentative de ce tronçon la section PK206600,27.

L'objet de notre étude consiste donc à concevoir et à étudier cette section. Le cheminement de notre travail se décompose en 4 grandes parties :

- Introduction et présentation des notions théoriques,
- Présentation et conception de la section transversale.
- Calcul et dimensionnement du soutènement.
- Et enfin, une étude sismique.

Par ailleurs, le premier chapitre est le chapitre réservé au volet Master, il portera sur le thème : "Recherche bibliographique sur la méthode d'injection des sols GIN (Grouting Intensity Number)".

# Chapitre I :

# Recherche bibliographique sur la méthode d'injection des sols "GIN (Grouting Intensity Number)"

## I.1. Introduction

Le thème de l'injection des roches est un champ très vaste de considérations théoriques et pratiques. Pendant deux siècles, plusieurs "écoles d'injection" se sont développées dans divers pays et ont divergé, pour des raisons historiques.

Malgré les récents progrès, il apparaît que recherches, études et développements sont désirables dans le but de mieux satisfaire les nécessités dans le domaine des fondations, de la stabilisation de masses rocheuses, des tunnels et des ouvrages hydrauliques.

Dans ce présent chapitre, nous allons traiter brièvement des généralités sur les injections pour ensuite aborder avec plus de précision la méthode d'injection GIN (Grouting Intensity Number), et son application dans le cas de notre projet.

## I.2. Généralités sur les injections et terminologie

L'injection consiste à faire pénétrer dans un milieu plus ou moins perméable, un matériau pompable (liquide, suspension, émulsion, mortier) appelé **coulis d'injection**. Ce milieu peut être naturel (sols, roches) ou artificiel (maçonneries, bétons). L'injection s'effectue généralement par des **forages** réalisés dans le milieu à traiter.

L'injection a pour but d'améliorer les caractéristiques du milieu traité ; il s'agit le plus souvent d'en améliorer la résistance mécanique et/ou d'en réduire la perméabilité.

Les coulis d'injection sont généralement des liquides ou des suspensions caractérisées par leur densité, leur viscosité, leur rigidité, et qui durcissent au bout d'un temps appelé **temps de prise**. Le coulis est poussé par un **injecteur** sous une certaine **pression d'injection** P et il parvient au point d'injection dans le milieu injecté avec une pression p appelée pression efficace.

La différence P - p caractérise la **perte de charge**.

Si le coulis pénètre dans un milieu en poussant l'eau qui emplit les vides naturels intergranulaires ou les fissures, sans modification du volume de ce milieu injecté, il s'agit d'une injection d'**imprégnation**. Si le coulis pénètre en ouvrant des fissures dans le milieu injecté, donc avec une expansion du milieu (pouvant alors remonter en surface et provoquer des soulèvements), on dit alors qu'il s'agit d'une **fracturation**.

Lors de l'établissement de programmes d'injection, les forages et les points d'injection sont généralement représentés graphiquement sous forme d'**auréoles**; les quantités de coulis à injecter, les débits et les pressions d'injection sont consignés sur des **feuilles de passe**.

Les coulis d'injection sont classés en deux catégories principales :

- Les **suspensions**, instables (ciment-eau) ou stables (ciment-argile-eau et adjuvant)
- Les liquides, solutions pures (**résines**), colloïdales (**gels**) et **émulsions**.

**NB**: Certains types d'injection n'entrent pas dans la terminologie énoncée ci-dessus : ce sont, par exemple, les injections de collage, les remplissages gravitaires de vides, les injections semi-solides de compactage et le jet-grouting **[1]**.

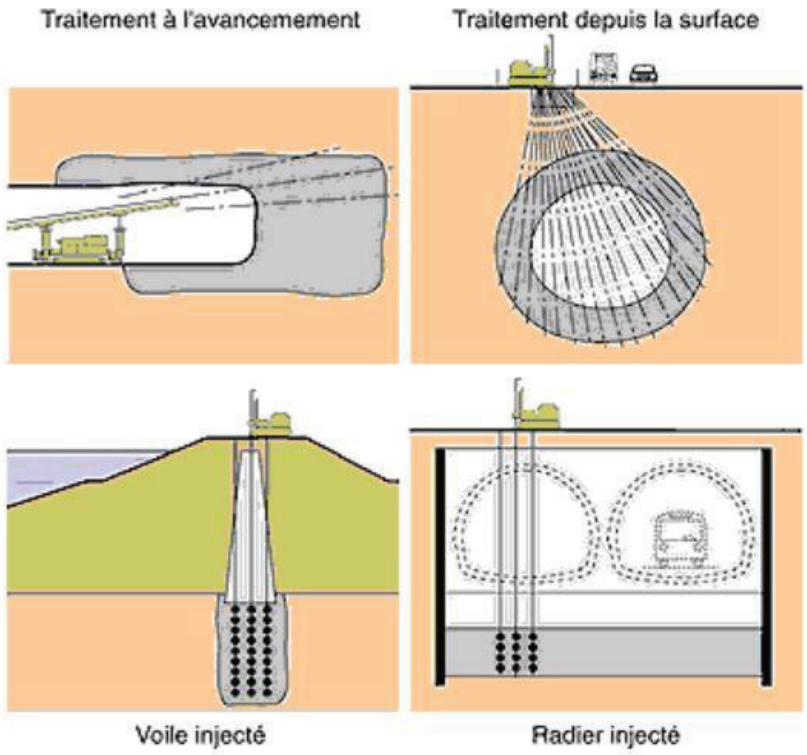



**Figure I.1 Traitements par injection types.**

## I.3. Injections des roches et méthode GIN

En milieu rocheux, les forages sont réalisés en rotation ou en roto-percussion, non tubés. L'injection est conduite par tranches de plusieurs mètres de longueur, soit descendantes, soit montantes, en utilisant un obturateur gonflable. Dans le cas de forages courts, on peut placer l'obturateur en tête de forage.

Les coulis les plus fréquents en milieu rocheux - où il s'agit d'obturer des fissures - sont des coulis instables eau-ciment. L'obturation des fissures est obtenue par remblayage hydraulique des grains de ciment. Les pressions d'injection peuvent être très élevées. L'injection commence toujours par un coulis dilué puis se poursuit par phases successives en augmentant le rapport pondéral C/E (ciment/eau).

Une méthode récente appelée **GIN (Grouting Intensity Number)** a été développée par G. Lombardi : elle consiste à attribuer à chaque nature de roche un couple de valeurs maximales d'absorption V et de pression d'injection P et de stopper l'injection lorsque le produit PV atteint la valeur préétablie **[1]**.

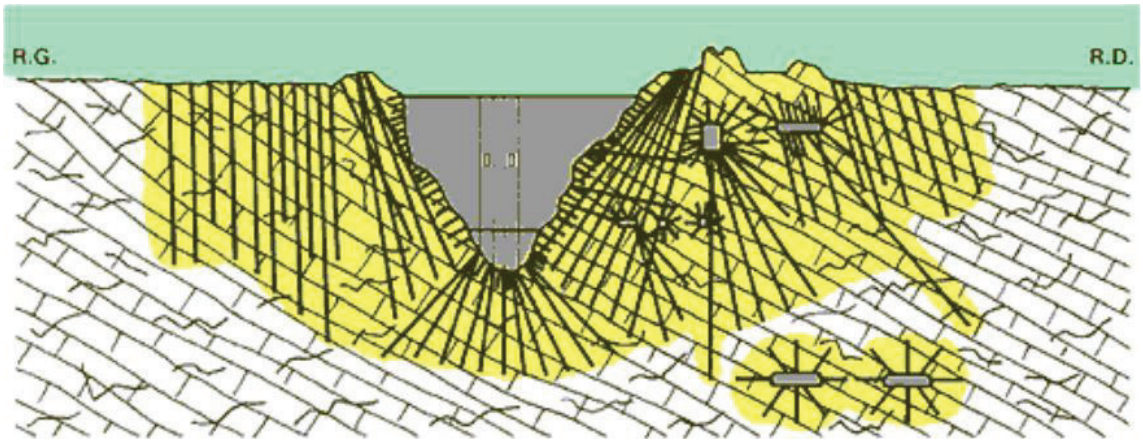
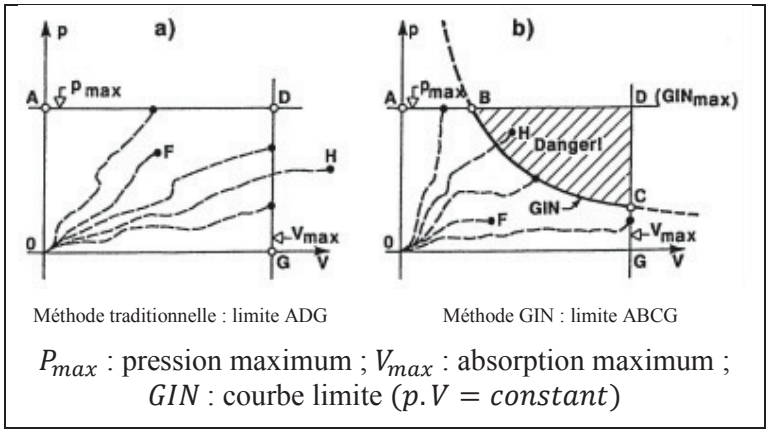



**Figure I.2 Voile d'injection pour barrage : Coupe type du traitement depuis la surface et les galeries.**

## I.4. Le principe GIN

Le but est d'éviter l'existence concomitante d'une forte pression et d'un volume absorbé élevé ; combinaison dangereuse pour l'hydro-fracturation ou l'ouverture excessive des discontinuités.

La signification de l'hyperbole GIN est donc de définir une ligne d'alerte envers des phénomènes excessifs d'hydro-fracturation ou d'ouverture des discontinuités.




Méthode traditionnelle : limite ADG — Méthode GIN : limite ABCG

$P_{max}$ : pression maximum ; $V_{max}$ : absorption maximum ;
$GIN$ : courbe limite ($p.V = constant$)

**Figure I.3 Les limites de la procédure d'injection.**

Dans la zone supérieure droite de la figure existe un danger d'hydro-fracturation. Des cheminements d'injection F et H ne sont pas admis.

La méthode traditionnelle est un cas particulier de la méthode GIM avec $GIN \geq P_{max} \times V_{max}$.

En conséquence trois limites doivent être prises en compte lorsque l'on établit le projet de travaux d'injection :

- La pression maximum $P_{max}$
- L'absorption maximum $V_{max}$
- L'intensité limite GIN

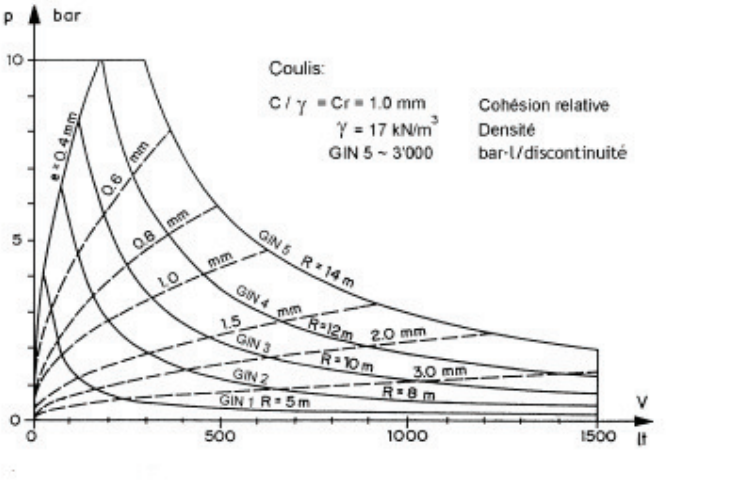
La pression maximum doit être mise en relation avec la pression d'eau, à laquelle on peut s'attendre à l'endroit considéré pendant la vie de l'ouvrage. Un rapport de 2 à 3 en relation à la future pression d'eau semble raisonnable.

La limite de volume n'est pas une frontière infranchissable, mais une indication de la nécessité de prendre une décision qui peut être :

- De continuer l'injection
- D'arrêter définitivement l'injection
- D'arrêter l'injection pour un certain temps et de la reprendre par la suite
- D'abandonner la perforation et d'en réaliser une autre à proximité
- D'ajouter un additif pour éviter le dévalement des coulis
- Prendre toute autre mesure, qui s'impose selon les circonstances.

L'intensité GIN est aussi un indicateur de la distance moyenne atteinte par l'injection. Elle dépend essentiellement des nécessités du projet, étant approximativement proportionnelle à la troisième puissance du rayon atteint.

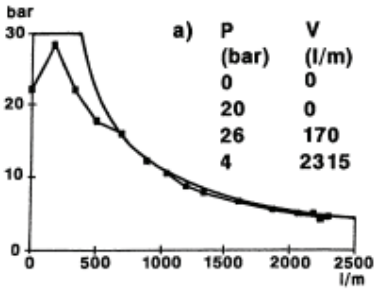
Il faut souligner que le rayon d'action correspondant à une valeur GIN est indépendant de l'ouverture réelle de la discontinuité. Un fissure plus fine absorbera un volume plus faible de coulis, mais demandera une pression d'injection plus élevée dans la proportion inverse.




Relation entre: p=pression; V=volume absorbé; e=ouverture de la discontinuité; R=rayon atteint par l'injection. Dans cet exemple on a considéré qu'une ouverture inférieure à 0.4 mm n'était pas injectable avec le ciment utilisé sur ce chantier.

**Figure I.4 Exemple de l'injection d'une discontinuité unique (barrage de El Chocon, Argentine).**

La figure suivante montre, qu'une fois amorcée, l'hydro-fracturation a lieu à valeur d'intensité constante. Elle est donc déterminée par la valeur GIN et non par la pression elle-même. Une intensité suffisamment élevée existe toujours pour causer l'hydro-fracturation, mais il est fort possible que cette intensité vienne à se trouver en dehors du domaine raisonnable




La valeur GIN est le facteur déterminant d'un événement d'hydro-fracturation. Dans le cas de la figure, une valeur GIN extrêmement élevée, de l'ordre de 10'000 bar·l/m, a été utilisée.

**Figure I.5 Exemple da valeur GIN.**

La valeur optimale de GIN doit être définie par des essais d'injection afin de l'adapter aux conditions réelles de chaque domaine de la masse rocheuse.

La figure suivante se réfère à des valeurs dictées par l'expérience, il s'agit de fonctions limites standards ou de directives pratiques.

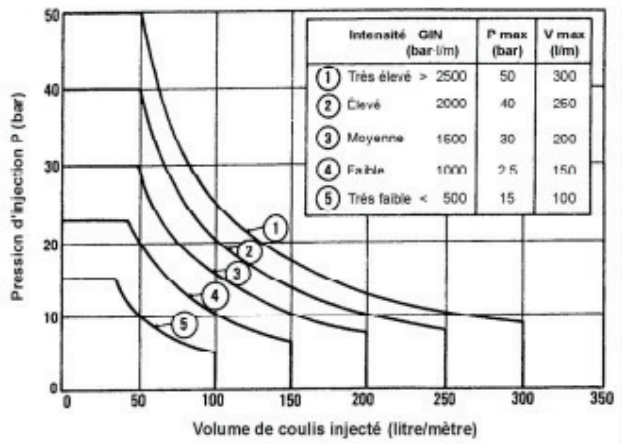



**Figure I.6 Série de courbes limites GIN "standard", qui peuvent être utiles comme directives initiales.**

Rappelons le principe fondamental de la méthode GIN qui est de réduire la pression d'injection en fonction du volume de coulis injecté.

Lorsqu'on utilise le principe GIN et que l'on a recours à des séries de perforations intercalées, on observe que d'une série à la suivante le volume absorbé diminue dans la proportion de 2 à 1, approximativement, alors que la pression finale augmente dans la proportion inverse. Ce fait confirme que chaque série de perforations ne traite que les discontinuités les plus ouvertes, non encore injectées.

Si la pression maximum est atteinte avec des absorptions réduites, l'on peut considérer qu'il s'agit d'un « essai d'injection » qui montre la faible injectabilité de la masse rocheuse plus efficacement qu'un quelconque essai de pression d'eau.

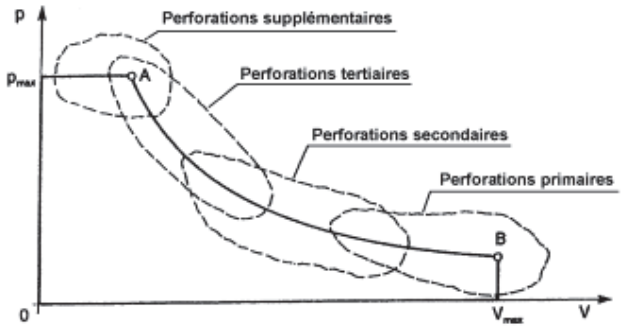



**Figure I.7 Exemple de résultats d'injection pour un écran d'étanchéité. Points d'arrivée de l'injection de toutes les passes d'injection.**

Au cours de l'injection d'une passe la pénétrabilité décroit avec le temps, celle-ci définie comme le rapport entre le débit et la pression d'injection.

La notion de pénétrabilité nulle remplace avantageusement celle dépassée de « refus » **[2]**.

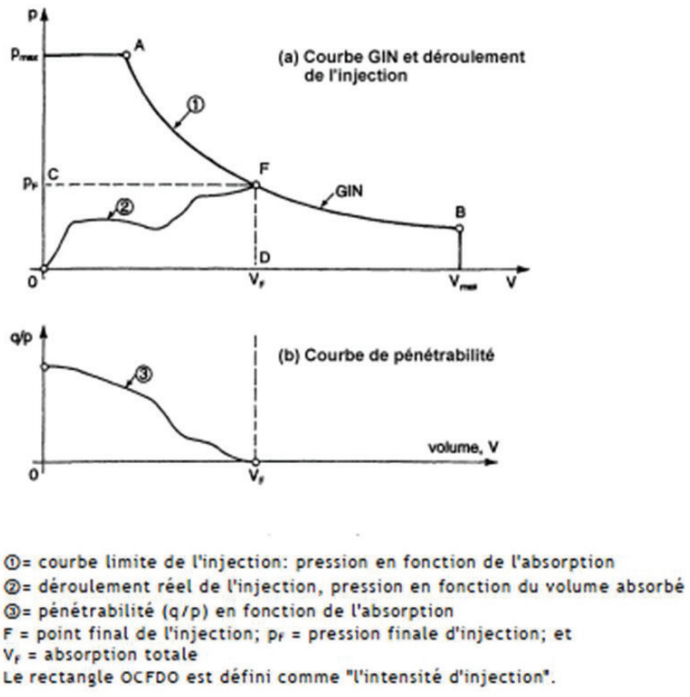



**Figure I.8 Procédé d'injection typique pour une passe d'injection.**

## I.5. Avantages principaux de la méthode

Les avantages principaux de la méthode sont :

- Simplification des procédures avec l'usage d'un seul coulis et réduction de pertes de coulis non utilisé.
- Réduction du risque d'hydro-fracturation et d'ouverture excessive des discontinuités en évitant la combinaison de pressions et de volumes d'injection élevés.

- Abandon de prescriptions spéciales de réduction de pression près de la surface du terrain (ou de galeries) : elles sont inutiles.
- Uniformisation approximative de la distance atteinte par le coulis dans chaque passe, indépendamment de la qualité de la masse rocheuse, ce qui conduit à un résultat mieux prévisible.
- Obtention d'une série de données qui permet de juger des progrès de l'injection aussi bien que des résultats obtenus
- Mais avant tout, la méthode GIN est apte à compenser – en grande partie – les hétérogénéités des conditions naturelles **[2]**.

## I.6. Application de la méthode GIN dans le tunnel T1

Dans le cadre du développement de la solution technique pour la restauration et l'achèvement du tunnel T1 Djebel El Ouahch, des injections ont été préconisés pour améliorer la rigidité du massif dans le pilier central **entre pk 206+191 et 206+288** (zone sujette à l'effondrement).

Ces injections se feront à partir de trous subhorizontaux réalisés à partir du tube de droite.

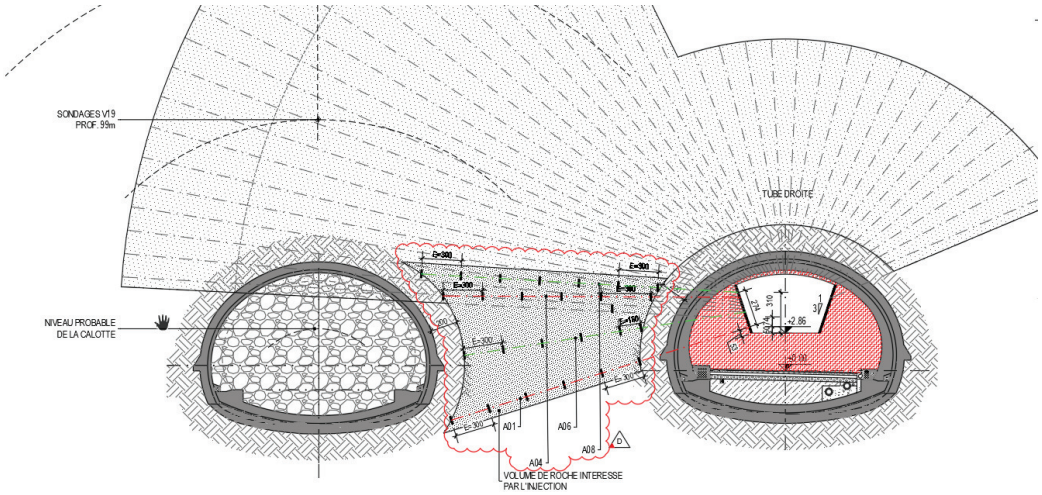



**Figure I.9 Zone de consolidation du pilier.**

## I.7. Définition de l'intervention de consolidation du pilier

Le processus d'injection est conçu selon les critères proposés par la méthode GIN, qui fixe le terme d'injection sur la base d'un paramètre représentatif d'intensité, le numéro GIN, et prend en compte les résultats du champ d'essai A.

Les paramètres suivants sont les paramètres GIN (GIN, $P_{max}$ et $V_{max}$) spécifiques à l'intervention en question, basés sur des considérations concernant les caractéristiques de la roche et l'objectif du projet.

### I.7.1. Objectif de l'intervention

L'objectif de l'intervention des injections dans le pilier est de doubler le module de rigidité du massif dans le pilier ($E_f \cong 2 \cdot E_0$), selon le modèle aux éléments finis présenté dans la note de dimensionnement du soutènement provisoire du tube Gauche sujet à effondrement (pk 206+155 - 206+292 TG)

### I.7.2. Volume maximale $V_{max}$

Compte tenu des résultats des injections en cours, en particulier la présence de zones localisées dans lesquelles les injections (environ 10-15% du total) sont terminées selon le critère du "volume", il a été jugé nécessaire de modifier le Volume maximale théorique (calculé en amant) comme suit :

- $V_{max} = 4500$ pour les deux premiers étages (EN ÷ EN-1)
- $V_{max} = 750$ pour l'autre étage (E1 ÷ EN-2)

Dans le cas de vides détectés lors d'injections, il sera possible de dépasser ces seuils mais uniquement dans des conditions de basse pression

### I.7.3. Pression maximale $P_{max}$

La pression maximale est évaluée sur la base de la pression géostatique agissant sur le site aux profondeurs affectées par l'intervention:

$$P_{max} \cong \sigma_v$$

Avec une couverture moyenne de 120m et un matériau affaissé avec un poids par unité de volume de 20kN/m$^3$, on estime une pression $P_{max}$ égale à 2500kPa. Près du revêtement définitif existant sur le tube droit, la pression maximale est réduite à 2000kPa (étages En, En-1). Afin de minimiser le risque de claquage, la $P_{max}$ a ensuite été réduite par un facteur approprié.

### I.7.4. Paramètres GIN

Les trois paramètres des courbes GIN prévus pour la consolidation dans la zone de butée sont résumés dans la figure suivante et sont différents selon l'étage.

Les courbes GIN résument toutes les modifications apportées aux modifications $P_{max}$, $V_{max}$ et GIN pendant les injections en cours **[3]**.

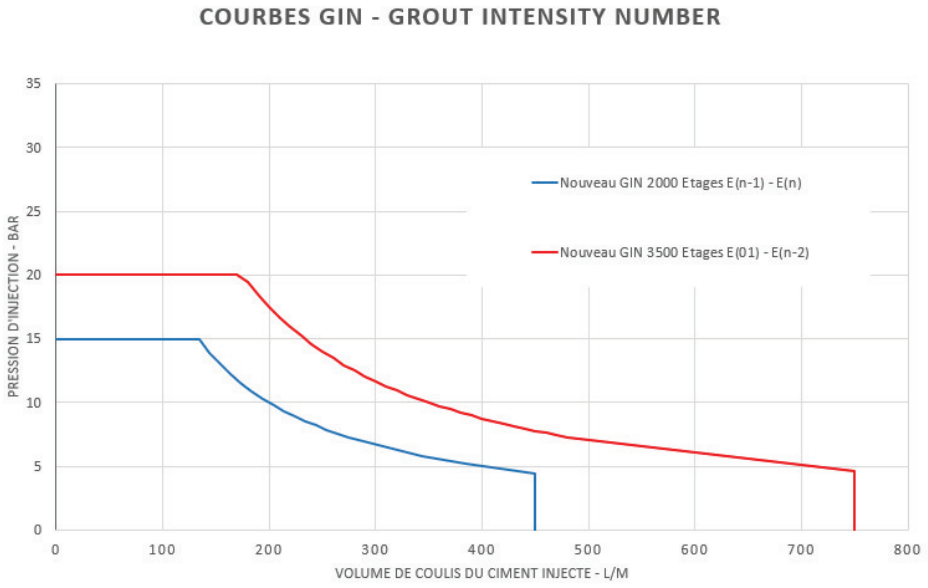



**Figure I.10 Paramètres GIN de projet.**

## I.8. Vérification de l'efficacité du traitement

L'amélioration de la roche après le traitement d'injection a été vérifiée par comparaison entre la vitesse des ondes de cisaillement sismiques (Vs) mesurées entre les trous HA2017-D et HA2017, avant et après injection par des essais cross-hole.

Les trous utilisés pour les investigations sismiques traversent, à partir du droit tube, la masse rocheuse du pilier central sur environ 24m et se terminent au-dessus du tube gauche (Figure I.11).

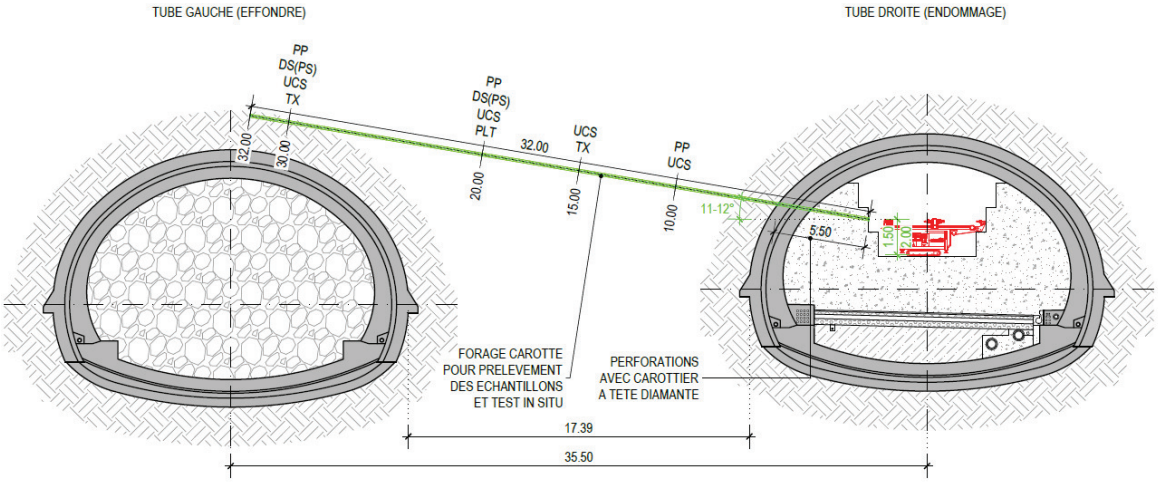



**Figure I.11 Géométrie des trous pour les investigations cross-hole**

Comme on peut le voir sur la figure I.12, les injections sur le tube gauche ils ne montrent pas une augmentation des vitesses de coupe comme au lieu visible dans le pilier (premier 24 m) **[4]**.

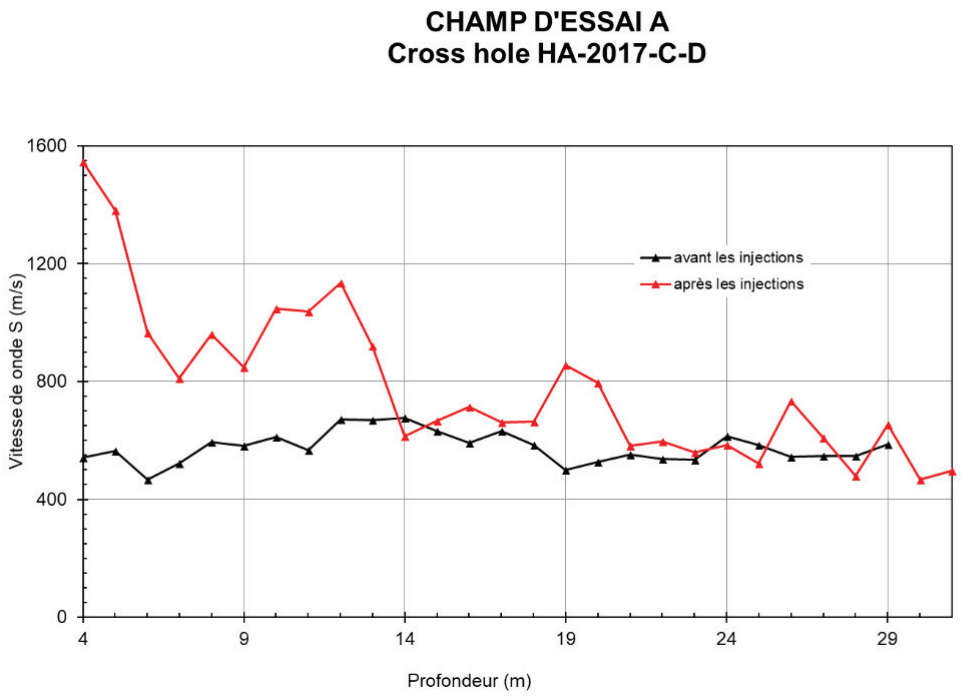



**Figure I.12 Vitesse sismique en fonction de la profondeur du forage (mesurée par la tête du trou situé au tube droite).**

## I.9. Conclusion

Bien que l'évaluation exacte des résultats n'est pas chose évidente, on peut plus ou moins dire que la méthode GIN a démontré son efficacité.

La Méthode GIN peut dont être vue comme un moyen simple et économique pour obtenir des résultats très bons en évitant des coulis de faible résistance et faciles à délaver, tout en garantissant un remplissage complet des vides et un traitement homogène de la masse de roche. En outre le risque d'hydro-fracturation ou de soulèvement excessif du terrain est pratiquement éliminé.

## Chapitre II :

# Généralités

## II.1.Introduction

La construction des tunnels est l'une des premières activités d'ingénierie qui ait laissé des traces importantes sur l'histoire récente de la civilisation humaine. « Le tunnel le plus ancien actuellement connu semble bien être celui qui a été construit en Mésopotamie sous l'Euphrate il y a 4 000 ans à l'époque de la reine Sémiramis. Ce tunnel est d'une longueur de 1 km, il reliait le palais royal de Babylone au temple de Jupiter » (Gesta 1, 1994).

Aujourd'hui, cette branche du génie civil est en pleine expansion, soutenue par une série d'innovations technologiques et par les soucis écologiques dont témoignent les politiques de transport et d'urbanisme. Les civilisations modernes ont élargi le génie des souterrains afin de répondre aux besoins croissants de communication, de transport (marchandise, eau), mais aussi pour assurer le stockage de matières dangereuses (pétrole, gaz), pour décongestionner la surface des villes (parkings souterrains) ou pour loger des unités de production d'énergie (centrales enterrées).

Aujourd'hui, l'importance croissante des considérations environnementales et la saturation du terrain urbain conduisent à un accroissement de la construction d'ouvrages souterrains.

La figure II.1 qui donne la longueur cumulée des ouvrages souterrains construits dans le monde entre 1999 et 2004, (Atkins et al., 2006), montre ainsi la permanence du nombre d'ouvrages souterrains construits durant ces dernières années.

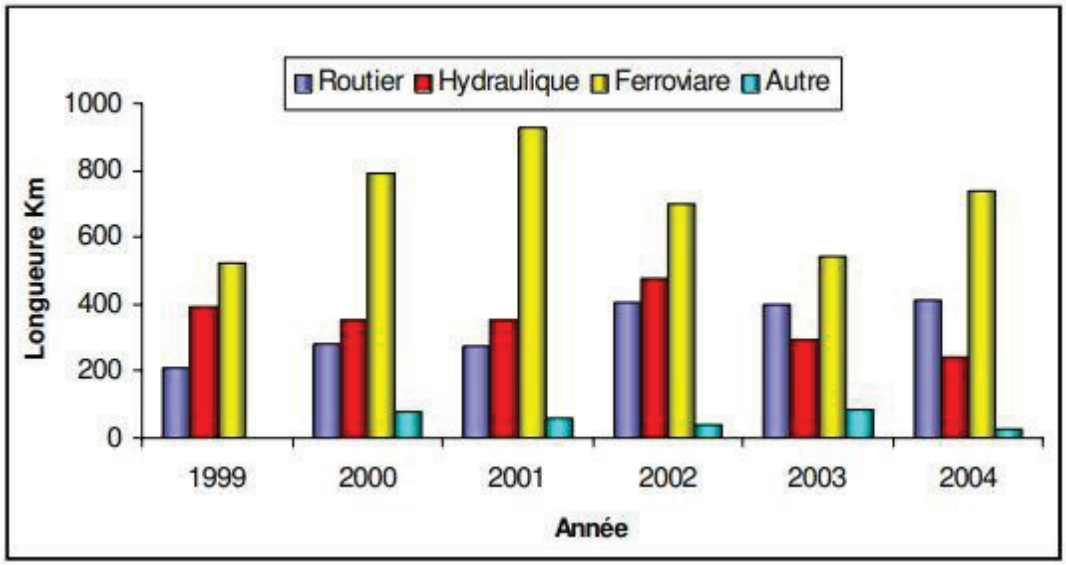



**Figure II.1 Tunnels construits entre 1999 et 2004 dans le monde (Atkins et al., 2006) [5].**

La construction des tunnels à faible profondeur rencontre souvent des problèmes de stabilité dus aux mauvaises conditions géologiques ou à la présence d'eau souterraine. C'est pourquoi la conception, la réalisation et l'exploitation des ouvrages souterrains reposent aujourd'hui sur à des études géotechniques approfondies et des analyses de risques afin assurer la sécurité des ouvrages et de leurs usagers.

## II.2.Historique

Les techniques de construction de tunnels ont connu un développement considérable au cours des 200 dernières années, en particulier depuis la célèbre première utilisation du bouclier

de tunnel par Marc Brunel lors de la construction du premier tunnel sous la Tamise à Londres en 1825.

Voici quelques constructions de tunnels qui ont marqué des développements clés pour la construction de tunnels « modernes » (à partir de 1666) :

- La première utilisation enregistrée de la poudre à canon en tant qu'outil de construction concernait un tunnel novateur construit sur le canal du midi (un canal construit à travers la France dans les années 1666–1681, reliant l'océan Atlantique à la mer Méditerranée). Le tunnel principal sur ce tracé avait une longueur de 157 m et une section transversale rectangulaire de 6,5 m sur 8 m. Il a été construit au cours des années 1679–1681.



**Figure II.2 Tunnel de Malpas (canal du midi) construit au cours des années 1679-1681.**

- Le premier tunnel sous une voie navigable était un tunnel sous la Tamise à Londres, entre Rotherhithe et Wapping. Cela impliquait l'utilisation d'un bouclier tunnel appelé « Brunel's Shield », conçu par Marc Brunel. Construit entre 1825 et 1842.

- L'année 1869 fut une année importante pour les tunnels sous-aqueux, car elle marqua l'achèvement réussi du Tower Subway (un tunnel sous la Tamise dans le centre de Londres) avec un bouclier (conçu par J. H. Greathead) et un revêtement en fonte.



**Figure II.3 Tower Subway.**

- La première utilisation de vérins hydrauliques pour propulser un bouclier a été conçue par Beach en 1869 et utilisée sous Broadway à New York, aux États-Unis.




**Figure II.4 Intérieur du tunnel de Posey [7].**

- Le tunnel de Posey, en Californie (États-Unis), inauguré en 1928, a probablement été le premier tunnel autoroutier à utiliser la méthode de construction par tube immergé. Il utilisait des obus circulaires en acier de 62 m de longueur recouverts de béton et descendus dans une tranchée à draguer sur le lit de la rivière.

Depuis ces débuts modestes, il y a eu une explosion de tunnels dans le monde entier et nous pouvons maintenant prétendre techniquement pouvoir construire des tunnels n'importe où, sur n'importe quel sol.

En ce qui concerne l'avenir, il ne faut pas sous-estimer l'importance de la création de tunnels pour la durabilité des mégapoles (définies comme des zones métropolitaines comptant plus de 10 millions d'habitants ou une densité de population minimale de 2 000 habitants par km2) car elle est vitale pour le développement de l'espace souterrain.

## II.3.Techniques de creusement des tunnels

### II.3.1. Excavation avec des machines à attaque ponctuelle

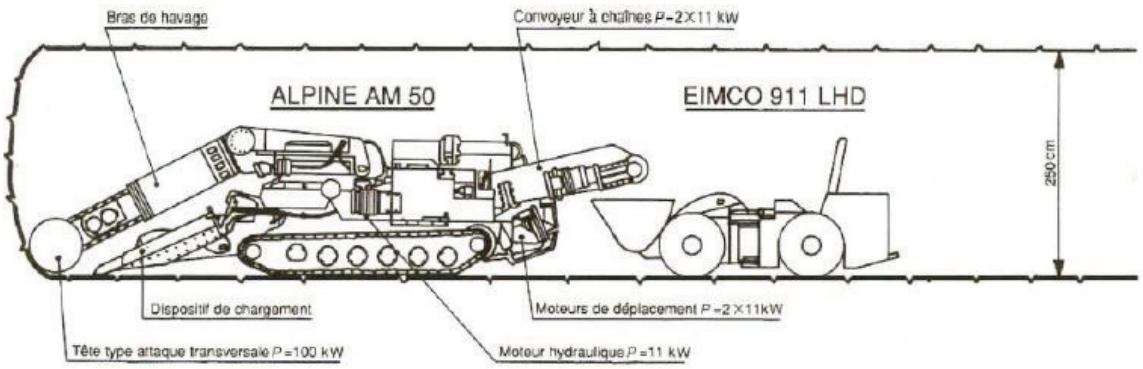



**Figure II.5 Schéma representatif de l'excavation à attaque ponctuelle.**

Dans les roches tendres (craies, marnes, schistes altérés...), l'usage de l'explosif est efficacement remplacé par l'emploi de machines à attaque ponctuelle. Elles s'inspirent directement du travail du mineur : un bras articulé vient "gratter" et abattre le terrain du front. Progressivement l'engin excave la section entière par un cheminement adapté. Elles sont en général montées sur un châssis automoteur à chenilles, il 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.

On distingue principalement 3 types de cheminement possibles :

1. Creusement à pleine section.
2. Creusement en demi-section.
3. Creusement en sections divisées.

#### II.3.1.1. Creusement à pleine section

Ce type de creusement donne lieu au dégagement complet de la section principale de l'ouvrage en une seule fois. Il nécessite l'emploi d'un matériel important : grande hauteur de l'excavation, importance des volumes de marinage à chaque volée.



**Figure II.6 Creusement à pleine section.**

### II.3.1.2. Creusement en demi-section

Pour ce type de creusement, on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps.

Un soutènement doit éventuellement être mis en place avant creusement du stross, en partie supérieure (cintres, blindage, béton projeté, béton) et inférieure (micropieux, “jet-grouting”).



**Figure II.7 Creusement en demi-section.**

Le revêtement définitif est généralement mis en place après que l'excavation de la totalité de la section ait été réalisée.

Plutôt adapté en présence de terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important.

L'avantage principal, par rapport au creusement en section divisée, est la possibilité de pouvoir mettre en place rapidement le soutènement ou le revêtement sur toute la partie supérieure.

L'avantage principal, par rapport au creusement en pleine section, est la mise en œuvre d’un matériel moins important ainsi que de moyens de terrassements habituels pour l’excavation du stross.

### II.3.1.3. Creusement en section divisée :

Ce type de creusement a surtout été utilisé alors que 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 dont une partie du soutènement participe au soutènement final.

Plusieurs manières de diviser la section sont possibles:

On l’utilise quand les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer un soutènement du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi-section.

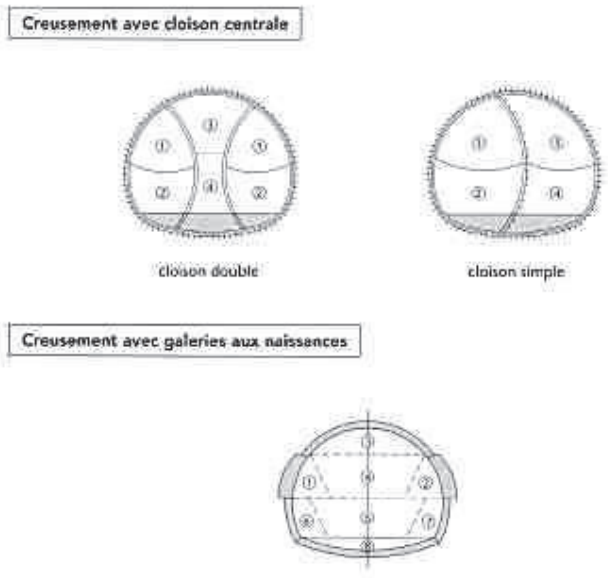



**Figure II.8 Creusement en section divisée [8].**

Cette méthode a pour conséquence importante de retarder le moment où toute la section du tunnel sera exécutée. Chaque étape du creusement doit être parfaitement contrôlée de façon à maîtriser l’évolution du terrain.

Si les tassements en surface sont à limiter au maximum, il convient de combiner ce mode de creusement avec un traitement préalable des terrains.

### II.3.2. Creusement à l'explosif

Connue comme la méthode conventionnelle d'excavation, cette méthode a été, pendant de nombreuses années, la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à élevée, et pour lesquelles un abattage manuel ou mécanique n'est plus envisageable, du point de vue technique ou économique.

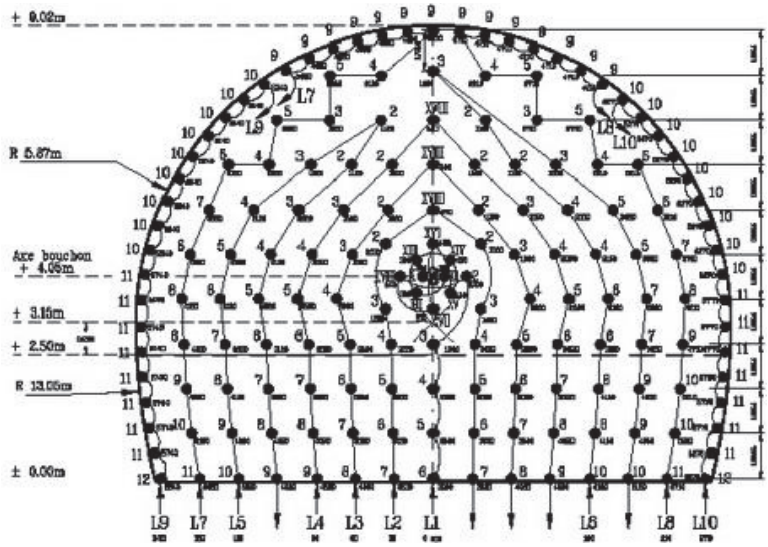



**Figure II.9 Plan de tir du tunnel de Chamoise – 1993.**

### II.3.3. Excavation avec des machines à attaque globale

Afin de faire face aux contraintes liées au creusement des tunnels, notamment réduire les tassements en surface, assurer la stabilité du front de taille ou encore réduire la durée de gêne occasionnée aux riverains, les ingénieurs de projets choisissent de plus en plus souvent le recours à des machines à attaque globale ce qu'on appelle un tunnelier (ou bouclier) … Dans les sols pulvérulents ou fins on utilisera un tunnelier équipé de dents, ces dernières faisant office de couteaux entraînant le sol. Le front sera fermé et dit à pression de terre si l'unique confinement est issu de la compression des déblais sur le front de taille par la machine.



**Figure II.10 Tunnelier Élaine, Métro de Rennes.**

## II.4.Mouvements engendres par le creusement des tunnels

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

**Description générale des mouvements de sol :**

L'origine des tassements est complexe et, comme le précise Leblais [1995] dans une recommandation du groupe de travail n°16 de l'AFTES, la relation entre les tassements générés en surface et la profondeur de l'ouvrage n'est pas simple à déterminer. Le creusement d'un tunnel perturbe le champ initial des contraintes et la situation hydrogéologique dans le massif. Cette modification des contraintes s'accompagne en général d'un déplacement instantané du front vers l'excavation ainsi que d'une convergence des parois du tunnel.

Les mouvements de surface apparaissent en fait comme liés à une série de phénomènes concomitants dans le court terme :

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

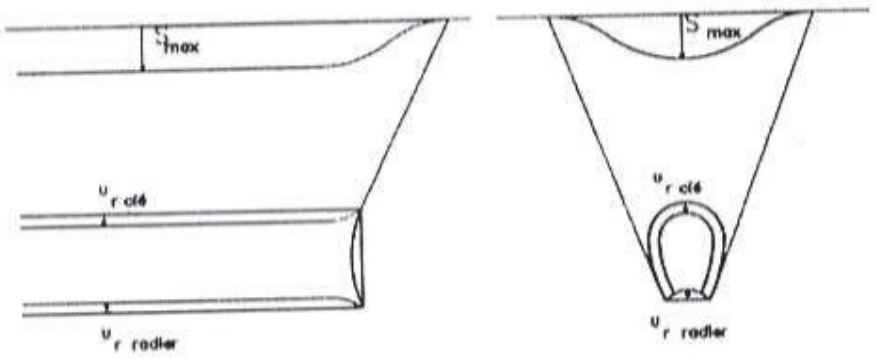



**Figure II.11 Déplacements des contours de l'excavation d'après Leblais [1995] [9].**

Afin d'avoir une idée de la répartition en termes de tassement de surface à court terme (donnés en % du tassement de surface total) généré par le creusement au bouclier, Bernat [1996] donne les chiffres suivants :

- 10 à 20 % au front.
- 40 à 50 % au passage du tunnelier.
- 30 à 40 % à l'échappement de la jupe.

Au Japon, Kanayasu [1994] a également réalisé des mesures de tassement sur un tunnel creusé au bouclier et il aboutit à la répartition des tassements suivante :

- 34 % au front.
- 38 % au passage du tunnelier.
- 28 % à l'échappement de la jupe.

On note des différences importantes entre les deux auteurs, notamment au niveau du passage du front, ce qui est dû au phénomène de sur coupe.

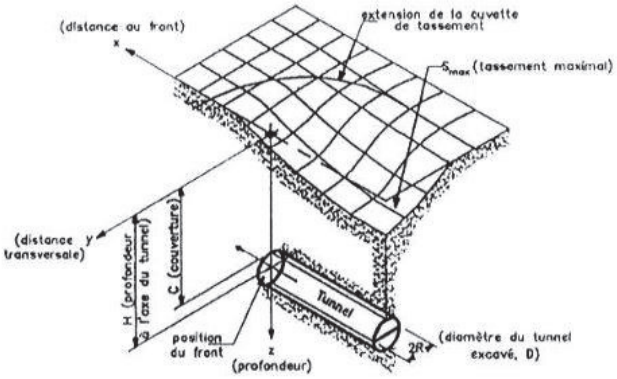



**Figure II.12 Cuvette de tassement 3D (Leblais [1995]).**

A cet ensemble de mouvements de sol correspond un volume de terrain perdu que l'on nomme $V_0$ [Schlosser, 1989]. En surface, on constate l'apparition d'une dépression appelée cuvette de tassement qui progresse avec l'avancement du tunnel (Figure 2.2) et qui peut être reliée au volume de sol perdu $V_0$. Dans la littérature, le volume de terrain perdu au niveau du tunnel $V_0$ est fréquemment désigné par $V_t$, notation qui est adoptée dans la suite.

## II.5.Prédimensionnement des tunnels

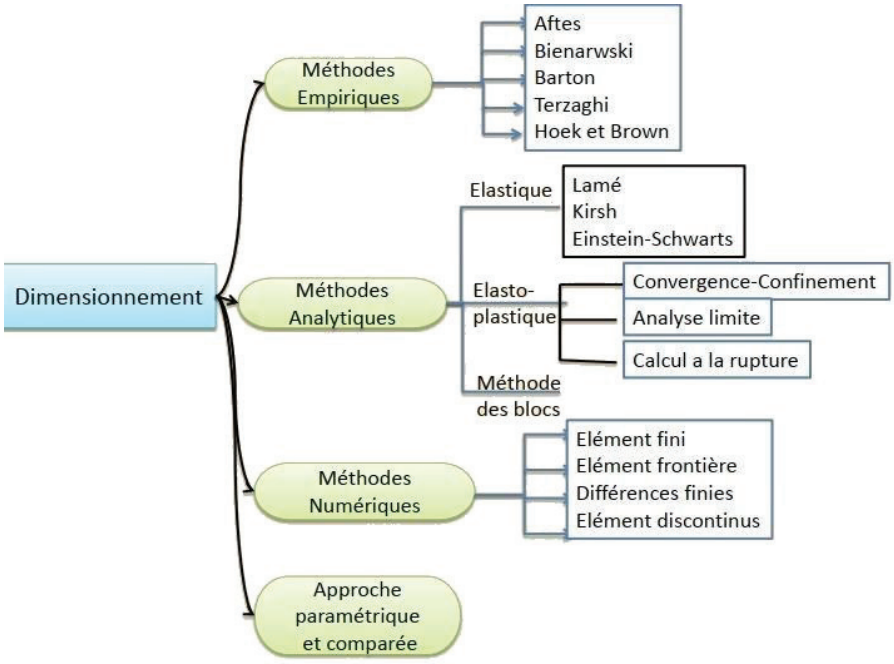



**Figure II.13 Organigramme des différentes méthodes de prédimensionnement des tunnels [10].**

Parmi les problèmes qui se posent au projeteur que ce soit de génie mineur ou de génie civil, celui de la détermination des caractéristiques du soutènement d'un ouvrage souterrain ou la vérification de sa stabilité est l'un des problèmes les plus délicats et des plus difficiles à aborder. L'absence de règles dans le domaine est souvent compensée par le jugement et l'appréciation de l'ingénieur. Aucune des méthodes actuelles ne peut prétendre résoudre

l'infinité des cas qui s'offrent au projeteur. Néanmoins, il est possible de définir des domaines préférentiels d'utilisation pour chaque méthode de calcul.

### II.5.1. Méthodes empiriques

Au stade des études préliminaires, on dimensionne fréquemment les ouvrages souterrains à partir des classifications des massifs rocheux; ces méthodes sont en effet rapides d'emploi, donc économiques.

Il existe de nombreuses méthodes de classification se basant sur différents paramètres géotechniques. C'est le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui font la différence d'une méthode à l'autre.

Après une présentation de l'historique de ces méthodes et des principes qui les régissent, le présent chapitre expose les méthodes empiriques actuellement les plus utilisées, à savoir celles de:

- TERZAGHI.
- AFTES.
- Z. BIENIAWSKI.

#### II.5.1.1. Méthode de Terzaghi

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

Terzaghi insiste sur l'importance de relevés géologiques préalables à l'élaboration d'un projet de tunnel qui permettra de classer la roche selon qu'elle soit :

- ✓ Dure et intacte.
- ✓ Dure et stratifiée.
- ✓ Massive avec quelques joints.
- ✓ Modérément ébouleuse et très ébouleuse.
- ✓ Complètement broyée mais chimiquement inerte.
- ✓ Fluante à profondeur modérée.
- ✓ Fluante à grande profondeur (squeezing rock).
- ✓ Gonflante (swelling rock).

**Estimation des charges :**

Terzaghi suppose qu'une certaine quantité de roche ou de sol se décomprime et a tendance à converger vers le tunnel sous l'effet de la gravité.

Sur l'imprécision de la valeur donnée, Terzaghi affirme :

« Même si des programmes de calcul peuvent donner des valeurs plus correctes vis-à-vis de situations précises, ils ne donnent que des valeurs peu pratiques pour un prédimensionnement, au vu de l'incertitude des conditions de roches voisines à l'excavation. »

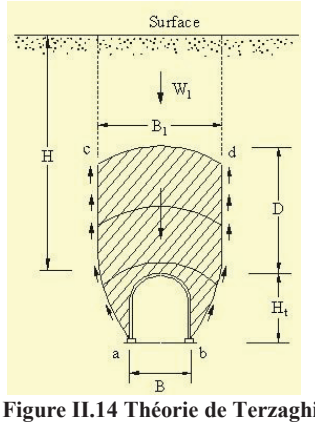



**Figure II.14 Théorie de Terzaghi.**

**Tableau II.1 Estimation des charges selon Terzaghi [11].**

| Nature de la roche | Charge $H_p$ | Remarques |
|---|---|---|
| Dure et intacte | 0 à 0.25 $B$ | Quelques ancrages si 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 | 0.25 à 0.35 $(B + H_t)$ | Pas de pression latérale |
| Très ébouleuse | 0.35 à 1.1 $(B + H_t)$ | Peu ou pas de pression latérale |
| Complètement broyée Chimiquement inerte | 1.1 $(B + H_t)$ | Pression latérale considérable |
| Roche fluante à profondeur modérée | 1.1 à 2.1 $(B + H_t)$ | Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés |
| Roche fluante à grande profondeur | 2.1 à 4.5 $(B + H_t)$ | Grande pression latérale Cintres circulaires recommandés |
| Roche gonflante | jusqu'à 75 m : indépendant de $(B + H_t)$ | Cintres circulaires Dans les cas extrêmes, cintres coulissants |

**Remarque :**

Cette classification n'est valable que pour les tunnels de section rectangulaire et supportés par des cintres. Deere, en outre, a proposé une généralisation pour des tunnels de formes quelconques.

Terzaghi avait déjà proposé en 1943, une estimation analytique de la pression interne qui a tendance à surestimer la résistance nécessaire du soutènement par rapport à beaucoup d'autres méthodes.

$$2B_1 = 2[B_0 + Ltan(45 - \phi/2)] \quad \text{Où} \quad \begin{matrix} B_0 \text{ est la largeur de l'excavation} \\ L \text{ est la hauteur de l'excavation} \\ \varphi \text{ est l'angle de frottement} \end{matrix} \tag{II.1}$$

$$\sigma_v = \frac{\gamma B_1}{tan\phi}(1 - e^{-tan\phi H/B_1}) \quad \text{Où} \quad \begin{matrix} H \text{ est la profondeur} \\ \gamma \text{ est le poids volumique du sol} \\ \sigma_v \text{ est la pression de soutènement} \end{matrix} \tag{II.2}$$

Cette expression analytique est valable pour des tunnels à faible profondeur, mais devient très vite conservatrice à plus grande profondeur.

Suite à de nombreuses observations du massif plastifiant sous effet de charge, Terzaghi proposa la classification présente qui tient compte d'une plus grande zone plastique dans le massif autour de l'excavation et ainsi diminue fortement la pression de soutènement nécessaire.

### II.5.1.2. Classification de l'A.F.T.E.S.

L'A.F.T.E.S. a établi en 1976 des recommandations "relatives au choix du type de soutènement en galerie". La définition des critères et paramètres retenus pour caractériser les terrains se base, pour ce qui concerne le cas des galeries exécutées à l'intérieur de massifs rocheux, sur d'autres recommandations de l'A.F.T.E.S., "pour une description des massifs rocheux utile à l'étude de la stabilité des ouvrages souterrains". Les critères plus spécialement retenus pour le choix du soutènement sont :

- La résistance de la roche.
- Les discontinuités.
- L'altérabilité.
- Les conditions hydrologiques.
- Les contraintes naturelles.

Pour chacun de ces critères, une classification du terrain est opérée et des indications sont données pour orienter le choix du type de soutènement. On tient compte également des dimensions de la cavité, du procédé de creusement et de la sensibilité aux tassements.

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

a) Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant, ce sont essentiellement:
   - Le béton projeté seul.
   - Le béton projeté associé à des cintres légers.

b) Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant ; il s'agit du boulonnage sous ses diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément :
   - Boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine).
   - Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier).
   - Barres foncées.

c) Les soutènements agissant par supportage :
   - Cintres lourds.
   - Cintres légers.
   - Plaques métalliques assemblées.
   - Voussoirs en béton.
   - Tubes perforés (voûte parapluie).
   - Boucliers.

d) Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques :
   - Injection de consolidation.
   - Air comprimé.
   - Congélation.

**Principe :**

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

En effet, divers tableaux ont été élaborés afin d'indiquer, en fonction de la valeur des paramètres qui caractérisent les différents critères en question. Certaines remarques particulières sont ajoutées dans certains cas comme on peut rendre compte dans les deux exemples suivant :

**Exemple :**

Tableau II.2 Exemple d'utilisation de la classification de l'AFTES[12].

| **Couverture** | | **Types de soutènement** | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | |  | | | | | | | | | | | | | |
| Roches R1 à R4 | Couverture < D | ☒ | ✓ | × | × | ☒ | ☑ | ☑ | ✓ | ✓ | ✓ | × | ✓ | ☒ | ✓ |
| | CN1 | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ☒ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | × | ✓ | ✓ | ✓ |
| | CN2 | × | ✓ | ✓ | ✓ | ☒ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | × | ✓ | ✓ | ✓ |
| | CN3 | ☒ | × | ☑$_{Sf}$ | ☑$_{Sf}$ | ☒ | × | ✓$_{Sf}$ | ✓$_{Sf}$ | ✓$_{Sf}$ | ✓$_{Sf}$ | × | ✓ | ✓ | ✓ |
| Sols R5 et R6 | Couverture < 1.5D | ☒ | ☒ | ☒ | ☒ | ☒ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ✓ | ✓ |
| | $\sigma_0$ modéré | ☒ | ✓ | ☒ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ |
| | $\sigma_0$ >10 MPa | ☒ | ☒ | ☒ | ✓$_{Sf}$ | ✓$_{Sf}$ | ✓$_{Sf}$ | ✓$_{Sf}$ | ✓$_{Sf}$ | ☑ | ✓$_{Sf}$ | ☑$_{Sf}$ | ☑ | ✓ | ✓ |

Après avoir analysé les huit critères et les avoir regroupés dans un tableau comme dans l'exemple ci-dessous. La synthèse est faite en observant les règles suivantes:

- Lorsque dans une colonne figure au moins un avis défavorable à l'emploi du soutènement considéré, l'avis de l'ensemble est défavorable ou plutôt défavorable. (exemple ☑+✓+☑+×=×)
- Les indications complémentaires les plus contraignantes.
  - Le choix parmi les types de soutènements possibles se fait en considérant le nombre et l'importance relative des critères favorables et en tenant compte également des facteurs économiques et de l'organisation générale du chantier.

### II.5.1.3. Méthode de BIENIAWSKI

En 1973, Bieniawski a proposé sa classification géomécanique :

Le R.M.R. (Rock Mass Rating), dont le principe est de décrire de manière détaillée le massif au sein duquel est creusé l'ouvrage et de déterminer à partir de cette description la classe de soutènement adéquate.

Les paramètres descriptifs du massif sont les suivants :

- La qualité rocheuse caractérisée par le R.Q.D.
- L'altération.
- La résistance de la matrice rocheuse caractérisée par la résistance à la compression simple.
- La distance entre les discontinuités.
- L'ouverture des discontinuités.
- La persistance des discontinuités.
- L'orientation des discontinuités.
- Le débit de percolation.

Pour chacun de ces paramètres, il est distingué, suivant la valeur, cinq classes et à chaque classe est attribuée une valeur numérique. La classe de soutènement est déterminée par la valeur du total des huit valeurs numériques correspondant aux huit classes résultant de la description du massif selon les huit paramètres.

**Tableau II.3 Classes de rocher selon la classification RMR [13].**

| **Note globale RMR** | **100 - 81** | **80 – 61** | **60 – 41** | **40 – 21** | **< 20** |
|---|---|---|---|---|---|
| **Classe de rocher et description** | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| | Très bon rocher | Bon rocher | Rocher moyen | Rocher médiocre | Rocher très médiocre |
| **Temps de tenue moyen** | 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 |

**Tableau II.4 Recommandations (Bieniawski, 1989).**

| **Classe de la roche** | **Type de soutènement** | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **Boulons d'ancrages** | | **Béton projeté** | | | **Cintres métalliques** | |
| | **Espacement** | **Complément d'ancrage** | **Voûte** | **Piédroits** | **Complément de soutènement** | **Type** | **Espacements** |
| **1** | Généralement pas nécessaire | | | | | | |
| **2** | 1,5-2,0 m | Occasionnellement treillis soudé en voûte | 50 mm | Néant | Néant | Non rentable | |
| **3** | 1,0-1,5 m | Treillis soudé + 30mm de béton projeté en voûte | 100 mm | 50 mm | Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire | Cintres légers | 1,5-2,0 m |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **4** | 0,5-1,0 m | Treillis soudé + 30-50mm de béton projeté en voûte et en piédroits | 150 mm | 100 mm | Treillis soudé et boulons de 2 à 3 m d'espacement | Cintres moyens + 50mm de béton projeté | 0,7- 1,5 m |
| **5** | Non recommandé | | 200 mm | 150 mm | Treillis soudé et boulons et cintres légers | Immédiatement 80mm de béton projeté puis cintres | 0,7 m |

**Tableau II.5 Recommandation mode d'excavation (Bieniawski).**

| Classe de la roche | Mode d'excavation |
|---|---|
| **1** | Creusement à pleine section; Pas d'avancement : 3m |
| **2** | Creusement à pleine section ; Pas d'avancement : 1,5-3m ; Soutènement complet à 20m du front |
| **3** | Creusement en demi section ; Pas d'avancement : 1,5-3m en demi section supérieure<br>Soutènement mis en place à une distance inferieure à 20m du front |
| **4** | Creusement en demi section ; Pas d'avancement : 1,5-3m en demi section supérieure<br>Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement à une distance inférieure à 10m du front |
| **5** | Creusement en section divisée ; Pas d'avancement : 0,5-1,5m pour la galerie de tête<br>Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement ;Mise en place de béton projeté dès que possible |

### II.5.2. Méthodes analytiques

Parmi ces méthodes, la plus communément utilisée est la méthode **convergence-confinement** (Voir Chapitre n°7 pour plus de détails).

## II.6.Risques liés à la construction de tunnels

Les études des ouvrages en souterrain ont suivi, traditionnellement, une approche déterministe, basée sur la gestion indirecte des risques potentiels à travers une série de décisions prédéterminées lors de l'étude. En fait, la phase d'étude ainsi que la phase de construction sont toujours caractérisées par un certain niveau d'incertitude, lié spécialement aux caractéristiques, à la variabilité dans l'espace, au comportement du massif rocheux et au degré de connaissance de tels facteurs.

Malgré l'expérience, une certaine marge d'incertitude, et par conséquent le niveau de risque qui en dérive, ne pourra jamais être complètement évitée. De plus, les conditions de connaissance de la partie géologique, source principale de risque du projet, ne sont pas souvent

les meilleures et la caractérisation du sol est insuffisante pour de nombreux facteurs: difficulté et complexité géologique, profondeur du tunnel, limitations imposées aux fonds destinés aux auscultations, plan d'auscultation défini a priori par rapport à la méthode d'excavation, auscultations réalisées en une seule phase plutôt qu'en tranches de façon à concentrer les auscultations dans les zones critiques, auscultations très limitées lors de la construction spécialement quand elles impliquent une interruption de l'avancement, sous-estimation des risques à la faveur d'une production élevée (Peltzza et Grasso, 1998). Pour toutes ces raisons, la réalisation d'un projet ne pourra jamais être considérée comme un événement prédéterminé.



**Figure II.15 Zone d'éboulement du T1 - Djebel El Ouahch.**

### II.6.1. Les origines du risque

Les risques principaux qui peuvent être rencontrés dans les ouvrages souterrains sont les suivants :

- Risque géologique, lié à l'insuffisance des informations obtenues à travers la campagne de reconnaissances, à la capacité de reconnaître le comportement du sol et d'en prévoir ses singularités (les tunnels longs et profonds et les barrages sont particulièrement vulnérables).
- Risque d'étude, lié surtout à la difficulté du projet à s'adapter aux conditions géomécaniques rencontrées réellement, aux défauts de construction, à l'expérience du bureau d'études ainsi qu'aux contraintes contractuelles.
- Risque de construction, lié au choix de techniques de construction non appropriées ou mal maîtrisées, aux phénomènes d'instabilité, à l'expérience du constructeur et aux contraintes contractuelles.
- Risques opérationnels liés aux défauts de fonctionnement et aux accidents.
- Risque financier, lié aux contraintes sociales et politiques, à la non-acceptation des responsabilités, aux contentieux, à la sécurité.

### II.6.2. Gestion du risque

Le risque géotechnique, sous forme de conditions géologiques non prévues ou imprévisibles, est un facteur décisif pour le contrôle des temps, des coûts et de la sécurité de tous les plus importants projets d'ingénierie de génie civil. Le projet doit être géré dans toutes ses phases, en prêtant grande attention aux sources des risques, à leur identification, leur quantification et leur minimisation, après avoir défini la tolérance spécifique du projet aux

risques. Un tel processus requiert l'attention du maître d'ouvrage, du bureau d'études et de l'entreprise dans toutes les phases du projet, depuis l'étude de faisabilité jusqu'à l'entrée en exercice de l'œuvre terminée.

## II.7.Réhabilitation des tunnels endommagés

En cas d'incidents majeurs, des mesures de remède s'imposent. Le choix de ces mesures se fera selon le jugement et l'appréciation de l'ingénieur. Néanmoins, il pourra s'aider de certaines recommandations, notamment celles de : Valsov, Makoviski et Merkin (2001), Oggeri et Ova, (2004).

| | Type | | Cause | Mesures de remède |
|---|---|---|---|---|
| Effondrement du terrain | 1 | Effondrement de la tête du tunnel | L'augmentation de la pression d'eau interstitielle due à la pluie | 1. Installation des boutons d'ancrage pour empêcher les éboulements<br>2. Construction de remblai (contrepoids) qui peut également empêcher l'éboulement<br>3. Installation d'un toit des pipes métalliques pour renforcer la voûte |
| | 2 | Glissement de terrain près de la tête du tunnel | L'excavation de la pente composée de strates a déstabilisé le sol, et l'excavation d'une galerie d'avancement latérale a mené à l'éboulement | 1. Un caisson de type d'une fondation à pieux a été construit pour empêcher la pression asymétrique de sol<br>2. L'insertion de barres verticales dans le terrain afin d'augmenter sa résistance. |
| | 3 | Effondrement de front de taille | Le terrain s'est effondré en raison de la présence d'une masse rocheuse fracturée au Sommet du front de taille, et de la vibration provoquée par terrassement à l'explosif de la section inférieure | 1. Un soutènement par boulonnage a été mis en place afin de stabiliser la voûte du tunnel<br>2. Injection chimique et installation des barres verticales de renforcement ont été mis en place afin de renforcer le terrain près de la tête du tunnel et le talus, |
| | 4 | Effondrement d'une zone faillée fracturée | La zone de faille au-dessus du front de taille a effondré en raison de terrassement à l'explosif ce qui a provoqué un effondrement par cisaillement du béton projeté | 1. Renforcement du soutènement derrière la zone effondrée (béton projeté, boulonnage)<br>2. Durcissement des déblais effondrés par l'injection chimique<br>3. l'injection des vides au-dessus des parties effondrées<br>4. Utilisation d'un soutènement massif |

**Figure II.16 Différents types d'instabilité liés aux conditions géotechniques, géologiques, hydrologiques et techniques des tunnels, (Vlasov et al., 2001, Oggeri et Ova, 2004).**

| | Type | | Cause | Mesures de remède |
|---|---|---|---|---|
| Défaillance du soutènement | 1 | Défaillance du soutènement | La résistance du terrain au fond du soutènement a diminué en raison de l'immersion par l'eau souterraine | 1. Une protection permanente de fondation par le béton a été mise en place afin de diminuer la charge concentrée<br>2. Un radier avec un système de drainage a été mis en place. |
| | 2 | Défaillance du revêtement due à la pression asymétrique du sol | L'éboulement s'est produit en raison de la topographie compliquée et la pression asymétrique et du terrain meuble, menant à une charge oblique sur le béton du revêtement | 1. Des boutons d'ancrages du terrain ont été mis dans le côté de montagne pour résister à la charge oblique<br>2. Le terrain autour du tunnel a été renforcé par l'injection chimique, l'endroit d'affaissement a été rempli. |
| | 3 | Défaillance du soutènement du tunnel dus à la pression de gonflement | Une pression importante due de gonflement de terrain contenant de l'argile s'est produite | 1. Un soutènement du béton projeté, a été mis en place afin de supporter le front de taille ;<br>2. Un radier provisoire à base de béton projeté a été mis en place. |
| | 4 | Soulèvement du radier | Une zone faillée (contenant de l'argile gonflant) a été soumise au changement hydrothermique. | 1. Afin de limiter le soulèvement de terrain, des boulons, un béton projeté ont été appliqués au sol ;<br>2. Un radier de béton armé a été mis en place. |
| Effets nuisibles sur l'environnement | 1 | Effets de vibration dus au terrassement à l'explosif dans un tunnel adjacent | La vibration de terrassement à l'explosif dans le nouveau tunnel, les vides derrière le tunnel existant ont provoqué des fissures dans le revêtement en maçonnerie. | 1. Un soutènement par centres métalliques, un revêtement provisoire en béton ont été fournis pour protéger le tunnel existant<br>2. Une injection des joints a été effectuée<br>3. L'excavation a été effectuée par une méthode mécanique, en utilisant de produits chimiques afin de diminuer la vibration |
| | 2 | Tassement dû à l'excavation d'un duel-tunnel au-dessous d'une zone urbaine | Puisque les caractéristiques du terrain étaient plus mauvaises que prévues, le tassement du sol a été considérablement augmenté par la construction des tunnels (suivant le duel-tunnel) | 1. Installation d'un système des pipes métalliques sous le toit du tunnel pour renforcer la voûte du tunnel pour réduire le tassement du terrain. |

**Figure II.17 Différents types d'instabilité liés aux conditions géotechniques, géologiques, hydrologiques et techniques des tunnels, (Vlasov et al., 2001, Oggeri et Ova, 2004).**

## II.8.Conclusion

Comme vu dans ce présent chapitre, le secteur des ouvrages souterrains revêt une importance particulièrement importante à l'heure de l'hyperurbanisation.

C’est donc une branche clé de l’ingénierie civil, qui est en constante évolution, soutenu par des innovations technologiques en continu.

Malgré cela, cette branche reste l’une des plus délicates et difficiles à aborder et où l’expérience et l’appréciation de l’ingénieur jouent un rôle prépondérant.

# Chapitre III :

# Présentation du projet

## III.1. Introduction

L'autoroute Est Ouest comprend 07 tunnels 2x3 voies, conçus aux normes internationales les plus récentes. Pour un maximum de sécurité. Dotés d'équipements ultra modernes, notamment de système de ventilation, de vidéosurveillance et d'éclairage, ces Ouvrages sont situés au centre et à l'est du pays.

Le lot Est totalise 3 tunnels, ainsi qu'une tranchée couverte longue de 200 m, située à la sortie d'El Kherroub.

- ✓ Le tunnel le plus long est situé dans la localité d'El Kantour entre la Wilaya de Constantine et la Wilaya de Skikda et possède une longueur de 2500m.

- ✓ Le deuxième plus long est le (T1) et c'est le tunnel qui nous intéresse, il traverse la montagne « Djebel El Ouahch », dans la wilaya de Constantine, sa longueur est de 1891,5 m

- ✓ Le troisième est le (T3), il traverse également la montagne « Djebel El Ouahch » et a une longueur de 300m.

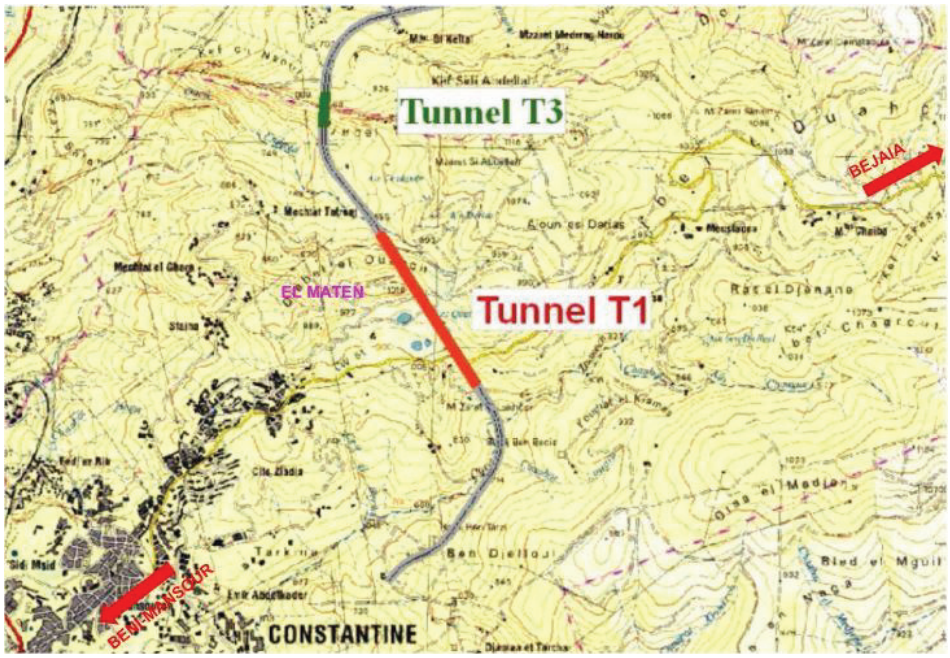



**Figure III.1 Emplacement du tunnel.**

## III.2. Présentation du tunnel T1

Le tunnel se trouve sur l'Autoroute Est-Ouest à hauteur de la ville de Constantine, à l'Est de l'Algérie. L'ouvrage traverse la montagne « Djebel El Ouahch », située au Nord Est de la ville de Constantine. Ce tunnel fait partie de la Section 4 de l'Autoroute Est-Ouest, Lot Est. Du PK 202+800 au PK 209+000.




**Figure III.2 Site de l'ouvrage [15].**

En termes dimensionnels, le tunnel est un bitube de longueur 1 891m environ, avec une section en forme de voûte surbaissée avoisinant 190 m².

La largeur de la section d'excavation est égale à environ 18m et la largeur du pilier central est de 17 m environ. La pente longitudinale du tunnel étant de 4%. Des galeries d'interconnexion y sont conçues tous les 380 m environ.

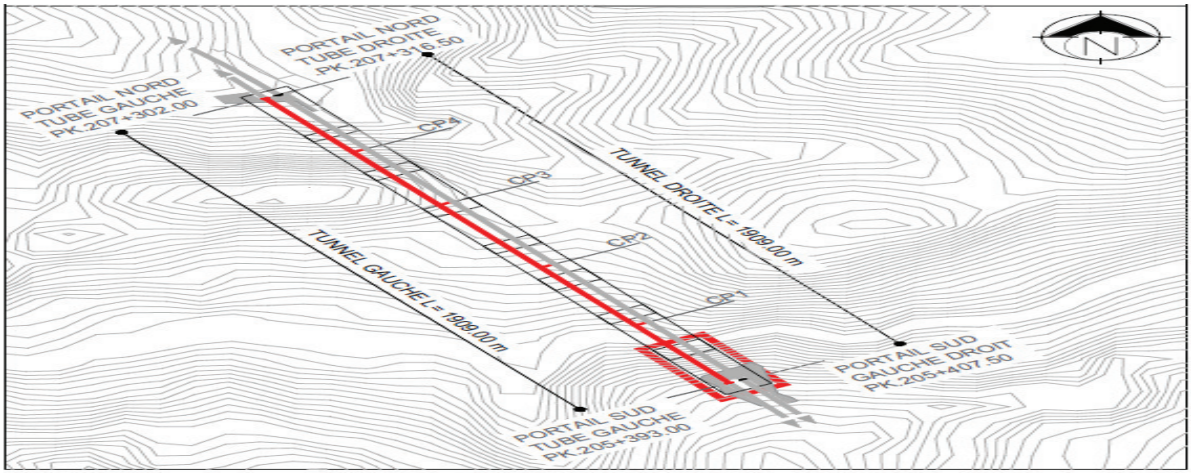



**Figure III.3 Coordonnées kilométriques des deux tubes du Tunnel T1.**

## III.3. Bref historique du tunnel T1

→ Le premier Janvier 2014 (c'est-à-dire trois mois seulement après la réception provisoire du tunnel), les opérations d'excavation sont à l'arrêt pour la festivité.

→ Entre 16 heures et 16.30, un éboulement a eu lieu au tube gauche entre le PK206+160 et le PK206+265 sur une longueur de 105 m (ce dernier PK correspond au front d'élargissement au jour de l'effondrement).

→ L'effondrement avait endommagé, et d'une façon grave, le tube droit déjà achevé (ouvert à la circulation) en causant la rupture du revêtement définitif du tube droit. La longueur totale de la zone abimée est de 118 m.

→ Les deux tubes ont par la suite été mis en sécurité en réalisant un remplissage en béton. La section de remplissage du tube droit ayant été étudiée pour permettre l'accessibilité du tunnel afin d'effectuer des futures investigations et améliorations du terrain.

→ Cet accident a engendré la résiliation du contrat avec le consortium sino-japonais Cojaal, qui avait réalisé ce tunnel de Djebel El Ouahch.

→ Après plus de trois ans d'arrêt, le projet de réhabilitation est confié à l'entreprise nationale Cosider.

→ Jusqu'à ce jour, les usagers de l'autoroute est-ouest sont obliger de traverser une déviation de 13 kilomètres pour contourner le tunnel.

## III.4. Géométrie du tunnel T1

### III.4.1. Tracé en plan du tunnel T1

Le tracé en plan du tunnel dépend du tracé de l'autoroute Est-Ouest, de la géologie et de l'hydrogéologie des terrains traversés.

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.

Il se peut qu'un tracé ait des modifications au fur et à mesure de l'avancement des travaux par suite de :

- L'irruption des eaux en quantités importantes au cours de la construction.
- D'accidents géologiques.
- Croisement perpendiculaire des courts d'eaux qui peuvent être néfastes à l'ouvrage du point de vue chargement.
- De l'implantation incorrecte des têtes du tunnel.
- La nature des terrains traversés.

Le tube gauche du tunnel étudié commence du côté sud du PK205+393 jusqu'à PK207+302 côté Nord soit d'une longueur de 1891,5 mètres et le tube droite commence du côté sud du PK205+407,5 jusqu'à PK207+316 ,5 côté nord soit d'une longueur de 1891,5 mètres. Avec un rayon gauche de 3000 m, les deux tubes sont espacés de 35500 m entre-axes.

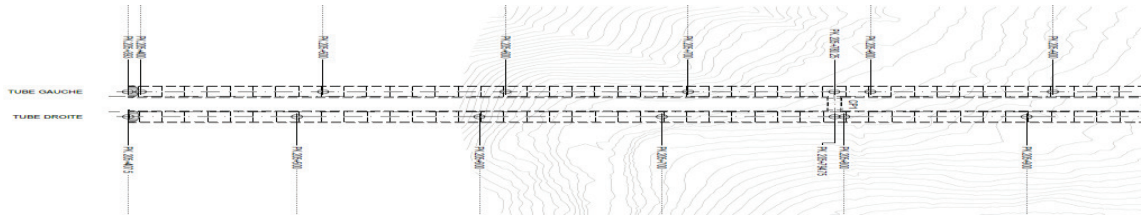



**Figure III.4 : Tracé en plan du tunnel T1.**

### III.4.2. Coupe transversale du tunnel T1

La définition géométrique du profil en travers résulte de la recherche de la forme optimale permettant de satisfaire les exigences relatives :

- ✓ Aux dispositions constructives induites;
- ✓ Aux conditions de stabilité imposées par la qualité géomécanique du terrain encaissant; dans un terrain très déformable ou soumis à des contraintes importantes, il sera recherché la forme la plus circulaire possible.

Notre tunnel est composé de deux tubes, chaque tube contient Trois voies d'une largeur de 3,5 mètres chacune, et une bande dérasée de 0,5 m de largeur de chaque côté, et deux trottoirs de 1,0 m de largeur chacun. Le gabarit minimal est de 5,25 mètres.

L'espace au-dessus du gabarit permet l'installation des équipements du tunnel (éclairage, ventilation, signalisations routières). De même, des réservations sont prévues telles que le passage des câbles (télécommunication et autres), les drains et les bouches d'incendie. Une prise d'eau est également prévue pour alimenter la bouche d'incendie.

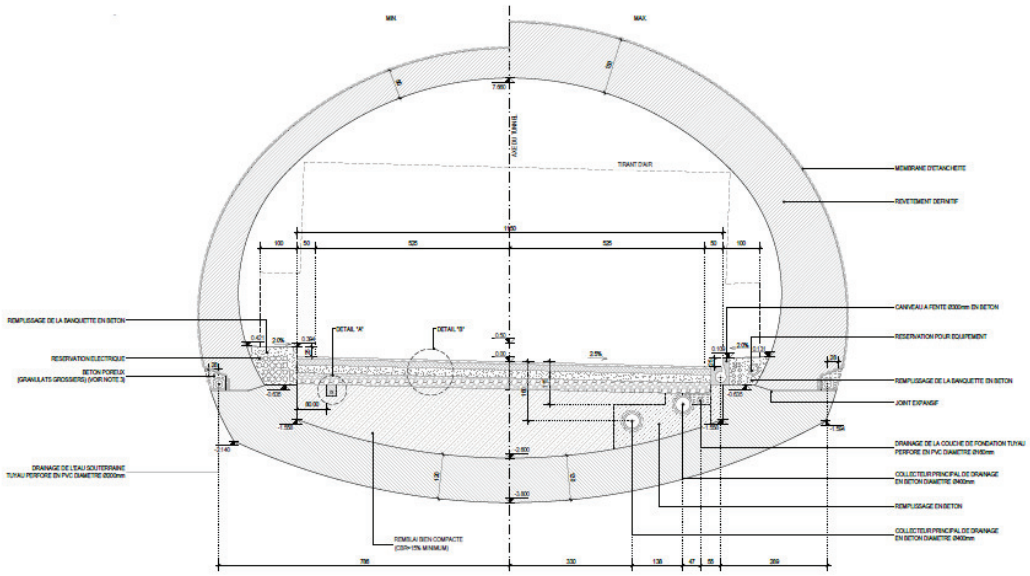


**Figure III.5 Coupe transversale du tunnel T1.**

### III.4.3. Profil en long du tunnel T1

Le profil en long du tunnel montre une rampe de 5% avec un rayon 8500 m du PK: 204+595 à PK: 205+080, et un rayon de 15000.0 m jusqu'à PK: 205+393.000 qui produit une succession de déblais et de remblais assez importants. Aussi le tunnel débute sur une parabole en angle saillant de rayon 15000 m jusqu'au le portail nord à PK: 207+302.000 avec une pente de 4%, après une pente de 3.75% et rayon 7600m jusqu'au PK: 207+746.515.

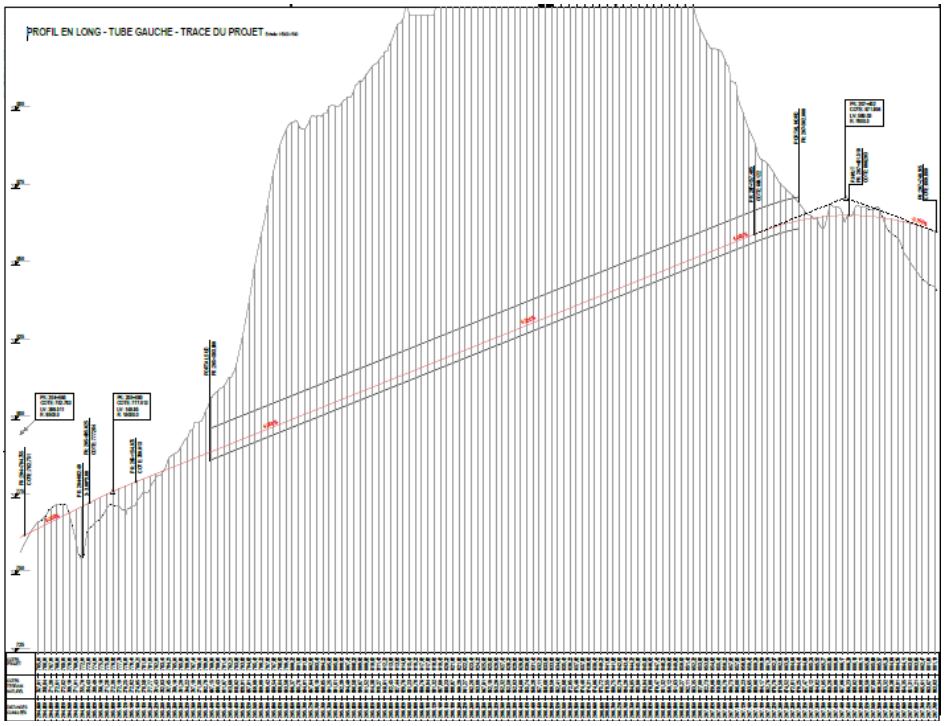



**Figure III.6 : Profil en long de tunnel T1.**

Ce choix a été conditionné par : La nature de terrain à traverser; L'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités; La présence des accidents géologiques; L'épaisseur de la couverture; La présence d'eau; L'emplacement qui nécessite une étude particulière, permettant d'éviter autant que possible des zones instables et les zones humides [16].

## III.5. Conditions géologiques et géotechniques du tunnel T1

### III.5.1. Introduction

Les conditions géologiques, géotechniques et hydrogéologiques sont, plus que tout autre, des facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain et le choix des méthodes d'excavation, des soutènements et des revêtements.

Il est donc nécessaire de prévoir, dès l'origine du projet, tous les moyens pour obtenir une image, aussi complète que possible, des caractéristiques de la zone à traverser : matériels et techniques adéquats (sondages, puits de reconnaissances…etc.), hommes compétents (géologues, hydrogéologues, géotechniciens), délais suffisants pour réaliser les travaux de reconnaissance souvent caractérisés par des accès et des conditions de réalisation difficiles.

En général, les campagnes de reconnaissances démarrent au début de l'étude d'avant-projet sommaire pour se terminer au début de l'étude d'avant-projet détaillé. Cela permet d'utiliser les premiers résultats des levés de terrain, de la géophysique, des sondages et éventuellement des galeries de reconnaissances pour arrêter les options essentielles du projet lors des études d'avant-projet sommaire.

### III.5.2. Programme d'investigation géotechnique

L'étude géotechnique et géologique est basée sur les investigations qui comprennent:

- ✓ Un relevé géologique, réalisé au 1/2000ème ;
- ✓ L'établissement d'un Profil géologique, au 1/2000ème ;
- ✓ Une campagne géotechnique sur site incluant 11 sondages carottés, 2 sondages pressiométriques, 2 tubes inclinométriques et 2 piézomètres,
- ✓ Une campagne d'essais en laboratoire ;
- ✓ Deux relevés géophysiques par la méthode de résistivité électrique (Electrical Resistivity Tomography – Wenner Configuration) et par la méthode de tomographie électrique (configuration pole-dipole).

### III.5.3. Géologie du site

#### III.5.3.1. Géologie régionale

Le Tunnel T1 se situe au Nord - Est de Constantine. Il traverse du Sud au Nord Djebel El Ouahch au droit du parc naturel sur une longueur totale de 1909m.

La carte géologique d'El Aria, au 1/50 000ème, montre une structure complexe. Les grands ensembles lithologiques sont représentés par des nappes de charriage où dominent les unités marneuses et marno-calcaires à la base, d'âge crétacé. Ces unités sont recouvertes, dans la région du Djebel Ouahch, par la nappe numidienne (oligocène) formée par des grès grossiers, massifs, au sommet et des argiles à la base. Des colluvions épaisses, de plusieurs dizaines de mètres, grossières, à blocs gréseux et à matrice sableuse, d'âge quaternaire, recouvrent largement les formations allochtones.

Du point de vue géomorphologique, le Tunnel T1 traverse la zone montagneuse boisée du Djebel Ouahch. Ses portails Nord et Sud correspondent aux ruptures de pente de déclivité moyenne 50 à 70%, où se développe un manteau d'éboulis argilograveleux.

### III.5.3.2. Géologie locale

Le plan et la coupe géologiques du Tunnel T1 montrent également l'emplacement des différents sondages par rapport au Tunnel T1 et ses portails. Les résultats des sondages de reconnaissance ainsi que ceux de la prospection géophysique ont été interprétés et corrélés pour produire la coupe géologique.




**Figure III.7 Emplacement du Tunnel T1 sur la Carte Géologique d'El Aria.**

Le Tunnel T1 traverse du Sud au Nord Djebel El Ouahch au droit du parc naturel entre les PK 205+393 et 207+302, sur une longueur totale de 1909m.

Deux formations lithologiques sont reconnues en surface : les colluvions quaternaires et les grès oligocènes de la nappe numidienne.

• Les colluvions grossières sont représentées par des éléments gréseux hétérométriques: galets et blocs anguleux enrobés dans une matrice limoneuse rousse. Cette formation est largement développée en surface, le long du tracé du tunnel. Le versant nord du Djebel Ouahch, abrupt, est constitué essentiellement par ces colluvions qui montrent là, une épaisseur de plus de 50m. Elles forment, en particulier, le portail Nord du tunnel. La crête du Djebel Ouahch, localisée entre les PK 206+300 et 206+400, est formée par un amas de blocs gréseux de taille métrique, assez singulier.



**Figure III.8 Colluvions à Gros Blocs Gréseux, PK 206+350 - Tunnel T1.**

Les grès oligocènes occupent la partie sud du tunnel (PK 205+500 à 205+800) et en particulier son portail Sud où ils sont très disloqués et fracturés, donnant l'aspect de blocs éboulés.



**Figure III.9 Grès Numidiens Disloqués et Recouvert d'Eboulis au Niveau du Portail Sud du Tunnel T1.**

Ces grès montrent une structure moins chaotique sur le talus amont de la route longeant le Parc naturel (PK 207+750). Ils se présentent en banc épais, de direction nord-sud et de pendage 20° Est. Ils sont découpés par un réseau de fractures d'espace décimétrique.



**Figure III.10 Grès Numidiens Fracturés au PK 207+750 - Tunnel T1.**

Les fractures observées sont de fort pendage (60 à 90°) et de directions :

- N 50 à N 70°E,
- N 80 à N 90°E,
- N 160°E. C'est cette direction de fracture qui délimite l'extension de la nappe numidienne vers l'ouest, au PK 205+750.

D'après la carte géologique d'El Aria et les observations faites aux alentours du tunnel, les grès numidiens sont localisés en superstructure et recouvrent, à la hauteur du radier du tunnel, des marnes et marno-calcaires plissés, de l'unité allochtone d'âge campanien – maastrichtien.

L'entrée Sud du tunnel correspond aux grès très fracturés oligocènes, alors que l'entrée Nord correspond aux colluvions limoneuses à gros blocs gréseux.

Ces deux formations nécessitent des ouvrages de soutènement pour le percement du tunnel. La fracturation intense des marnes et marno-calcaires qui correspondent à la formation la plus développée le long du tunnel, nécessitera un soutènement à l'avancement.

### III.5.4. Reconnaissance géotechnique

La campagne géotechnique récente comprend les investigations suivantes :

- ✓ Les levés géologiques réalisés par des experts géologues
- ✓ Une campagne de reconnaissance par sondages carottés (11 sondages), des essais in situ : essais pressiométriques (2 sondages pressiométriques), des essais en laboratoire, deux inclinomètres et deux piézomètres.
- ✓ Des relevés géophysiques par la méthode de résistivité électrique (VES et tomographie)

### III.5.4.1. Sondages carottés

Dans le cadre de l'investigation géotechnique, onze sondages carottés ont été réalisés au droit du tracé du Tunnel T1.

Le Tableau suivant récapitule les références et les profondeurs de ces sondages.

**Tableau III.1 Sondages réalisés le long et à proximité du tunnel T1.**

| Numéro du sondage | Profondeur |
|---|---|
| S4-LR-18N | 40m |
| S4-LT-01N | 80m |
| S4-LT-03N | 105m |
| S4-LT-04N | 130m |
| S4-LT-04NB | 140m |
| S4-LT-05NB | 150m |
| S4-LT-06NI | 80m |
| S4-LT-07N | 65m |
| S4-LR-19N | 40m |
| S4-LR-20N | 35m |
| S4-LR-21N | 30m |

### III.5.4.2. Sondages pressiométriques

Deux sondages pressiométriques ont été réalisés au droit du tracé du Tunnel T1. Les résultats sont détaillés ci-dessous. Le tableau suivant récapitule les références et les profondeurs de ces sondages :

**Tableau III.2 Sondages Pressiométriques Réalisés le Long du Tunnel T1.**

| Numéro du sondage | Profondeur |
|---|---|
| S4-LT-02NP | 55 m |
| S4-LT-08NP | 65 m |

❖ **Sondage S4-LT-02NP**

Ce sondage pressiométriques, de 55m de long, se situe à l'amont du portail sud du Tunnel T1. Les résultats des essais réalisés sont récapitulés dans le tableau suivant.

**Tableau III.3 Résultats des Essais Pressiométriques – Sondage S4-LT-02NP.**

| Profondeur | Cote | Description | Pf (bars) | Pl (bars) | E (bars) |
|---|---|---|---|---|---|
| 3 | 811 | Argilite | 1,3 | 2,3 | 34 |
| 6 | 808 | | 0,6 | 1,1 | 26 |
| 9 | 805 | | 22 | 37,5 | 327 |
| 12 | 802 | | 17,9 | 30,4 | 318 |
| 15 | 797 | | 13,9 | 23,6 | 114 |
| 18 | 792 | | 15,4 | 26,2 | 216 |
| 21 | 787 | | 13,6 | 23 | 133 |
| 24 | 782 | | 12,2 | 20,7 | 237 |
| 27 | 777 | | 8,2 | 14 | 213 |
| 30 | 772 | | 16,2 | 27,5 | 317 |
| 33 | 767 | | 26,5 | 45 | 544 |
| 36 | 762 | | 49,3 | 83,8 | 31101 |
| 39 | 757 | | 49,2 | 83,7 | 12702 |
| 42 | 753 | | 37,4 | 63,6 | 12047 |
| 45 | 749 | | 49,5 | 84,2 | 2490 |
| 48 | 811 | | 35,3 | 60 | 4610 |
| 51 | 808 | | 49,6 | 84,3 | 3643 |
| 54 | 805 | | 47,4 | 80,6 | 41860 |

La pression limite et le module pressiométrique du sol s'avèrent faibles en surface et moyens jusqu'à 30m de profondeur avec une pression limite dépassant les 60bars, voire 84 bars, et un module pressiométrique variant entre 2500 et 4200 bars.

❖ **Sondage S4-LT-08NP**

Ce sondage, de 65m de long, se situe à l'amont du portail nord du Tunnel T1. Les résultats des essais réalisés sont récapitulés dans le tableau suivant.

**Tableau III.4 Résultats des Essais Pressiométriques – Sondage S4-LT-08NP.**

| Profondeur | Cote | Description | Pf (bars) | Pl (bars) | E (bars) |
|---|---|---|---|---|---|
| 3 | 872 | Sable | 1,7 | 3,4 | 31 |
| 6 | 869 | Marne | 13,6 | 24 | 300 |
| 9 | 866 | | 50,5 | 87 | 1080 |
| 12 | 863 | | 50,6 | 87 | 1225 |
| 17 | 858 | | 47 | 81 | 1110 |
| 22 | 853 | | 50,3 | 88 | 1295 |
| 27 | 848 | | 50,3 | 88 | 1350 |
| 32 | 843 | | 49,8 | 88 | 1365 |
| 37 | 838 | | 49,9 | 89 | 1390 |
| 42 | 833 | | 49,9 | 89 | 1395 |
| 47 | 828 | | 49,3 | 88 | 1410 |
| 52 | 823 | | 49,6 | 89 | 1420 |
| 57 | 818 | | 49,4 | 89 | 1465 |
| 61 | 814 | | 49,3 | 89 | 1460 |
| 65 | 810 | | 48,9 | 89 | 1480 |

Le terrain présente une faible compacité en surface, mais devient rapidement compacte à partir de 9m de profondeur. La pression limite dépasse le seuil de 80 bars alors que le module pressiométrique garde une valeur faible à moyenne variant de 1000 à 1500 bars.

### III.5.4.3. Inclinomètres

Un inclinomètre a été installé au droit des sondages S4-LT-1 Ni, S4-LT-6iN et S4-LT-12Ni. Les mesures inclinométriques ne sont pas concluantes sur la présence d'un éventuel état de glissement avant le démarrage des travaux d'excavation au niveau du portail sud.

Toutefois, il est important de signaler que les travaux de préparations au niveau du portail nord et du Lot Route au nord du Tunnel T1 ont causé l'amorçage de glissements profonds sur le versant nord du Djebel El Ouahch, ce qui a valu la revue du tracé original du tunnel. Ces zones de glissements font l'objet d'une étude de stabilisation spécifique.

### III.5.4.4. Essais de laboratoire

Des essais au laboratoire ont été effectués sur des échantillons prélevés des sondages. Ces essais ont compris des essais d'identification (granulométrie, sédimentométrie et limites d'Atterberg), des essais chimiques (analyse de pourcentage de $CaCO_3$, de sulfate et de pH), et des essais mécaniques (essais de cisaillement et de compression simple).

Les résultats des essais d'identification, effectués sur les échantillons, sont récapitulés dans les sous-sections suivantes.

❖ **Essais d'Identification**

Les résultats des essais d'identification sont récapitulés dans le Tableau.

**Tableau III.5 Résultats des essais d'identification.**

| Sondage | Profondeur | Densité sèche | Teneur eau | Deg Sat | Densité humide | Granulométrie (%) | | | | | Limites d'Atterberg | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | Graviers | Sable Grossier | Sable Fin | Limon | Argile | | | | |
| | (m) | d (t/m3) | W(%) | Sr (%) | (t/m3) | 20mm-2mm | 2mm-0,2mm | 0,2mm-0,02mm | 0,02mm-2µm | 2µm-0,2µm | WL (%) | Ip | Wp (%) | Ic |
| S4-LR-18N | 2,50-2,80 | | | | 2,0 | | | | | | | | | |
| | 9,25-9,50 | | 5,4 | | | 18 | 64 | 10 | 8 | 0 | | | | |
| S4-LT-01Ni | 45,20-45,45 | 1,81 | 11,4 | 62,9 | 2,0 | | | | | | 30,78 | 15,48 | 15,30 | 1,25 |
| | 53,50-55,00 | 2,25 | 0,3 | 4,0 | 2,3 | | | | | | | | | |
| | 74,30-75,70 | 2,23 | 0,5 | 6,4 | 2,2 | | | | | | | | | |
| S4-LT-3N | 1,50-1,90 | 2,54 | 0,0 | 0,0 | | | | | | | | | | |
| | 3,20-3,40 | 2,54 | 0,0 | 0,0 | | | | | | | | | | |
| | 5,40-5,70 | 2,1 | 9,8 | 99,9 | | | | | | | 35,47 | 12,52 | 22,95 | 2,05 |
| | 13,00-13,30 | 2,56 | 0,0 | 0,0 | | | | | | | | | | |
| | 15,10-15,50 | 2,57 | 0,0 | 0,0 | | | | | | | | | | |
| | 19,10-19,40 | | 4,0 | 2,3 | | | | | | | | | | |
| | 55,60-56,00 | 2,51 | 0,0 | 0,0 | | | | | | | | | | |
| | 81,80-82,00 | 2,5 | 2,1 | 93,4 | | | | | | | | | | |
| | 83,60-83,80 | 2,53 | 1,8 | 99,6 | | | | | | | | | | |
| S4-LT-4N | 2,90-3,20 | 1,9 | 13,4 | 86,0 | | 2 | 16 | 22 | 38 | 22 | 51,50 | 23,70 | 27,80 | 1,61 |
| | 12,30-12,60 | 2,02 | 7,6 | 61,0 | | 4 | 10 | 20 | 44 | 20 | 42,34 | 21,74 | 20,60 | 1,60 |
| | 20,30-20,60 | 2,04 | 11,5 | 96,0 | | | | | | | 44,50 | 21,80 | 22,70 | 1,51 |
| | 25,15-25,60 | 2,28 | 7,4 | 107,0 | | | | | | | | | | |
| | 32,95-33,35 | | | | | | | | | | 41,20 | 19,80 | 21,40 | 2,08 |

Les résultats des essais d'identification ont permis de développer le profil géologique du tunnel et de caractériser chacune des différentes couches rencontrées. La teneur en eau mesurée le long du tunnel révèle un état de saturation varié et hétérogène.

Ceci reflète la discontinuité des couches géologiques et des passages alternés de couches saturées et de couches imperméables moins riches en eau. Des degrés de saturation proches des 100% sont observées en partie centrale du tunnel et spécifiquement au niveau des étangs. Ce qui laisse présager une certaine infiltration des eaux des étangs au sein de la marne argileuse. Les limites d'Atterberg des différentes couches de sols indiquent la présence de couches à plasticité moyenne à élevée. Les résultats des limites d'Atterberg ont été utilisés pour déduire par corrélation les paramètres caractéristiques de chacune des unités géologiques.

- **Essais Chimiques**

Les résultats des essais chimiques sont récapitulés dans le Tableau.

**Tableau III.6 Résultats des Essais Chimiques.**

| Sondage | Profondeur (m) | pH | Sulfates SO4- (%) | Carbonates $CaCO_3$ | Chlorures Cl- |
|---|---|---|---|---|---|
| S4-LR-18N | 9,25-9,50 | | Traces | 4,2 | |
| | 7,95-8,30 | | Traces | 25,8 | 0,1 |
| S4-LT-3N | 1,50-1,90 | | / | Traces | 0,4 |
| | 3,20-3,40 | | | 0,8 | |
| | 5,40-5,70 | | | Traces | |
| | 13,00-13,30 | | Traces | 3,2 | |
| | 15,10-15,50 | | | Traces | |
| | 19,10-19,40 | | | Traces | |
| | 55,60-56,00 | | Traces | 2,4 | 0,3 |
| S4-LT-3N | 81,80-82,00 | | | 3,2 | |
| | 83,60-83,80 | | | 2,4 | |
| S4-LT-4N | 2,90-3,20 | | | 16,4 | |
| | 12,30-12,60 | | | 9,3 | |
| | 20,30-20,60 | | | 15,0 | |
| | 25,15-25,60 | | | 10,4 | |
| | 32,95-33,35 | 7,3 | | 8,8 | |
| | 42,50-43,15 | | | 15,7 | 0,3 |
| | 52,35-52,70 | | Néant | 6,0 | |
| | 62,85-63,20 | | | 8,4 | |
| | 66,50-66,90 | | | 5,6 | |
| | 72,70-73,10 | | | 5,7 | |
| | 74,70-75,05 | 7,4 | | 8,3 | |
| | 81,10-81,50 | | | 12,6 | 0,3 |
| | 86,75-87,05 | | | 7,3 | |
| | 93,60-94,00 | | | 7,5 | |
| | 105,80-106,00 | | Néant | | |
| | 111,10-111,50 | | Néant | | |
| | 117,80-118,10 | | | 9,3 | 0,3 |

Les résultats des analyses chimiques montrent que les teneurs en sulfates sont selon les limites définies par les normes en vigueur. Cependant le pourcentage de chlorure est élevé ce qui nécessite l'usage du béton dense.

❖ **Essais Mécaniques**

Les résultats des essais mécaniques sont récapitulés dans le Tableau au-dessous.

Les résultats des essais de compression simple des échantillons prélevés au sein des formations géologiques rencontrées le long du tunnel révèlent des valeurs contrastées certes mais qui sont conformes à la nature de cette formation. Cette différence résulte d'une part des profondeurs (degré de consolidation) des échantillons testés et d'autre part de leur état d'altération.

**Tableau III.7 Résultats des Essais Mécaniques.**

| Sondage | Profondeur | E | CD | | UC | ucs | Point Load Index | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | (m) | (MPa) | f'(°) | c'u (kPa) | contr rupt (MPa) | contr rupt (MPa) | Isd (Mpa) | Is,50 (Mpa) |
| S4-LR-18N | 2,50-2,80 | | | | | | 0,2548 | 0,2606 |
| S4-LT-01Ni | 73,00-73,27 | | | | | 63,1 | | |
| | 74,00-74,26 | | | | | 40,4 | | |
| | 75,70-75,92 | | | | | 29,882 | | |
| S4-LT-3N | 13,00-13,30 | | | | | 22,666 | | |
| | 15,10-15,50 | | | | | 13,362 | | |
| | 55,60-56,00 | | | | | 21,064 | | |
| S4-LT-4N | 2,90-3,20 | 7,68E+01 | | | | 0,68 | | |
| | 12,30-12,60 | 5,31E+01 | | | | 0,311 | | |
| | 25,15-25,60 | 2,13E+02 | | | | 0,959 | | |
| | 32,95-33,35 | 1,42E+02 | | | | 0,454 | | |
| S4-LR-18N | 2,50-2,80 | | | | | | 0,2548 | 0,2606 |
| S4-LT-01Ni | 73,00-73,27 | | | | | 63,1 | | |
| | 74,00-74,26 | | | | | 40,4 | | |
| | 75,70-75,92 | | | | | 29,882 | | |
| S4-LT-3N | 13,00-13,30 | | | | | 22,666 | | |
| | 15,10-15,50 | | | | | 13,362 | | |
| | 55,60-56,00 | | | | | 21,064 | | |
| S4-LT-4N | 2,90-3,20 | 7,68E+01 | | | | 0,68 | | |
| | 12,30-12,60 | 5,31E+01 | | | | 0,311 | | |
| | 25,15-25,60 | 2,13E+02 | | | | 0,959 | | |
| | 32,95-33,35 | 1,42E+02 | | | | 0,454 | | |

### III.5.4.5. Relevé géophysique

Des mesures géophysiques ont été réalisées dans le cadre du programme d'investigation géotechnique le long du tracé du Tunnel T1.

Le mesures géophysiques ont été implémentées en deux phases: Dans une première phase, la méthode Vertical Electrical Soundings (VES) a été entreprise selon un axe parallèle au trace du tunnel; alors que dans une deuxième phase, la méthode de résistivité électrique (tomographie) a été appliquée et implémentée selon 3 axes parallèles d'acquisition et ceci parallèlement au trace du tunnel.

La méthode VES a permis de confirmer la nature gréseuse sur la partie sud du tunnel et argileuse (argilite et marne) dans la partie centrale et nord du tunnel. Ces mesures n'ont pas pu, toutefois, déterminer le niveau de la nappe phréatique le long du tracé.

La deuxième phase a permis d'établir 3 tomographies bidimensionnelles, et dont l'interprétation se présente comme suit :

Une zone de faible résistivité électrique s'étend entre le PK 205+880 et le PK 206+480. Cette faible résistivité est justifiée par la présence de trois lacs sur les hauteurs du Djebel El Ouahch. Ce qui laisse présager une infiltration des eaux du lac au sein des argilites, ceci sans aucune indication sur l'intensité de ces infiltrations.

Quoique l'étendue des zones saturées dépasse les 100 mètres de profondeur, aucun signe d'écoulement n'a été détecté.

Aussi, les mesures par tomographie reflètent la présence de sols relativement plus dense à partir de 150 mètres de profondeur (soit au niveau des terrains qui se situent sous le niveau du tunnel projeté).

#### III.5.4.6. Conditions du site

Les coupes lithologiques des sondages et les travaux in situ ont été utilisées avec les essais de laboratoire pour définir les conditions du site.

Cet ouvrage traversera essentiellement la formation marneuse et marno-calcaire correspondant à la nappe tellienne d'âge campanien – maastrichtien. L'entrée Sud du tunnel correspond aux grès très fracturés oligocènes, alors que l'entrée Nord correspond aux colluvions limoneuses à gros blocs gréseux. Ces deux formations nécessitent des ouvrages de soutènement pour le percement du tunnel.

La fracturation intense des marnes et marno-calcaires qui correspondent à la formation la plus développée le long du tunnel, nécessitera un soutènement à l'avancement.

#### III.5.4.7. Conditions hydrogéologiques

Au niveau du portail sud, une venue d'eau a été observée lors des travaux d'aménagements de ce portail. L'eau, qui vraisemblablement correspond à une nappe perchée, a été récupérée au moyen de tranchée drainante et acheminée hors des zones d'aménagement du portail.

Au niveau du portail nord, aucune venue d'eau n'a été rencontrée lors des travaux d'excavation pour les aménagements du portail. Le long du tunnel, le niveau d'eau dans le sondage LT-04 a été mesuré à 91 mètres de profondeur, soit au sein de l'horizon gréseux qui est sous-jacent aux argilites.

L'horizon gréseux agit ainsi comme couche drainante sous les argilites. Alors que les sondages LT-05NB, 06 et 07, en partie médiane et nord du tunnel, ont révélé de l'eau en surface. La nature argileuse des formations rencontrées pourrait ainsi former une barrière étanche aux eaux infiltrées.

En conséquence, les conditions géologiques du site dans la partie sud du tunnel semblent assurer un drainage naturel des eaux souterraines à travers la formation gréseuse. La traversée du tunnel au sein des formations gréseuses devrait se faire après avoir drainé toutes les eaux dans cet horizon.

Au sein des argilites, en partie médiane et nord du tunnel, les venues d'eau par infiltrations seraient limitées par la nature argileuse, peu perméable du terrain. Dans le cas de venues d'eau éventuelles par infiltration, celles-ci devraient être ainsi gérable par acheminement (lors des travaux d'excavation), ou au moyen des drains périphériques le long des tubes du tunnel (après l'excavation du tunnel).

En conséquence, nous ne nous attendons pas à une surcharge d'eau importante au sein des argilites. Néanmoins, les mesures piézométriques en cours devront confirmer cette hypothèse [16].

## III.6. Présentation de la section étudiée

Notre choix quant à la section section à étudier s'est porté sur le tronçon entre PK206+583,02 et PK206+606,27 qui était en cours de construction au moment de notre stage.

On a pris pour section représentative de ce tronçon la section PK206600,27

### III.6.1. Présentation de la section étudie du tunnel

**Tableau III.8 Récapitulatif des données concernant la section PK206+600,27**

| | |
|---|---|
| Tunnel | T1 |
| Portail | Nord |
| Tube | Gauche |
| PK | 206600,27 |
| Numéro de cintre | 636 |
| Distance depuis l'entrée (m) | 695,77 |
| Classe de soutènement | GS1-6* |
| Matériau | Argilite |
| Poids volumique γ ($KN/m^3$) | 24 |
| Module de déformation E (MPA) | 400 |
| Cohésion C (KPA) | 200 |
| Angle de frottement φ (°) | 18 |
| Module de poisson ν | 0.3 |
| Couverture (m) | 147.708 |
| Type d'excavation | Galerie pilote |
| Rayon R (m) | 7.81 |

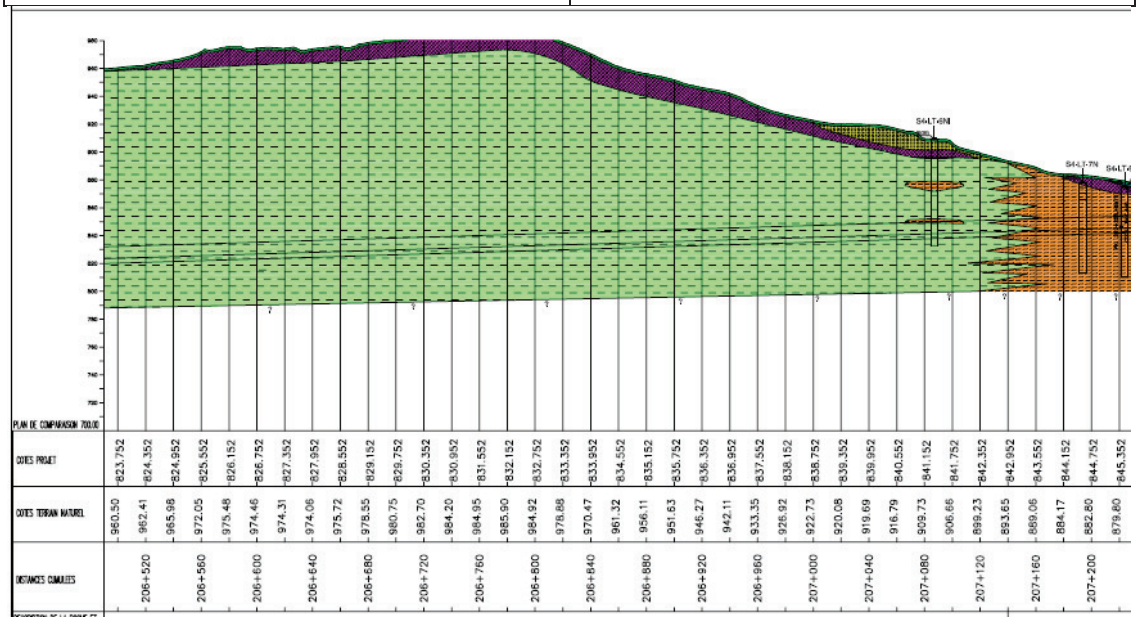



**Figure III.11 Profil géologique au voisinage de la section 206+600,27**

### III.6.2. Géologie de la section

Le front de taille est constitué de lentilles d'argilites gris clair très friable, fortement fracturée et plissée avec des joints à surfaces lisses, glissantes et brillantes, avec un remplissage par la Kaolinite blanchâtre et tendre, qui emboitent des lentilles d'argilite oxydée, brune rougeâtre, fortement fracturée et plissée avec des joints à surfaces lisses, glissantes et brillantes.

### III.6.3. La classe de soutènement proposé par COSIDER (GS1-6*)

La classe GS1-6* est un élargissement d'une section existante de la galerie pilote du tube gauche (A=61m$^2$) :

- Pré-confortement au front de taille : 21 boulons en FDV type « FIT » Φ76/60 scellés, L=13.5m, ΔL=4.5m ;
- Pré-confortement au contour : 9.5 boulons en FDV type « FIT » Φ76/60 scellés, L=13.5m, s=1.2m, ΔL=4.5m ;
- Revêtement primaire : DC →double cintres HEB200/0.75m et couche de B.P. de 60 cm
  SC →une cintre HEB200/0.75m avec couche B.P. 35 cm

La section GS1-6* comprend le phasage suivant :

#### III.6.3.1. Calotte

- Drainage préliminaire (si nécessaire) : 4 forages L=30 m chaque 12 m.
- Pré-confortement au front de taille : 41 boulons en FDV Φ60/40 ou type « FIT » Φ76/60 scellés au coulis de ciment, L=18m, chaque 6.75m
- Pré-confortement au contour : 46 boulons en FDV Φ60/40, scellés au coulis de ciment expansive ou, en cas de terrain faible (trou pas stable), injectés au coulis de ciment avec tubes en PVC équipés avec valves, L=18m, s=0.5m, chaque 6.75m
- Pré-soutènement au contour : 18.5 (18 et 19 alternativement) boulons en FDV Φ60/40 ou type « FIT » Φ76/60 scellés au coulis de ciment, L=9m, chaque 0.75m
- Revêtement primaire :
  - Calotte : cintres HEB260 avec pas 0.75m, couche B.P. 35cm, 2 treillis soudés Φ9/150x150mm
  - Radier temporaire : couche B.P. 25cm, 2 treillis soudés Φ9/150x150mm

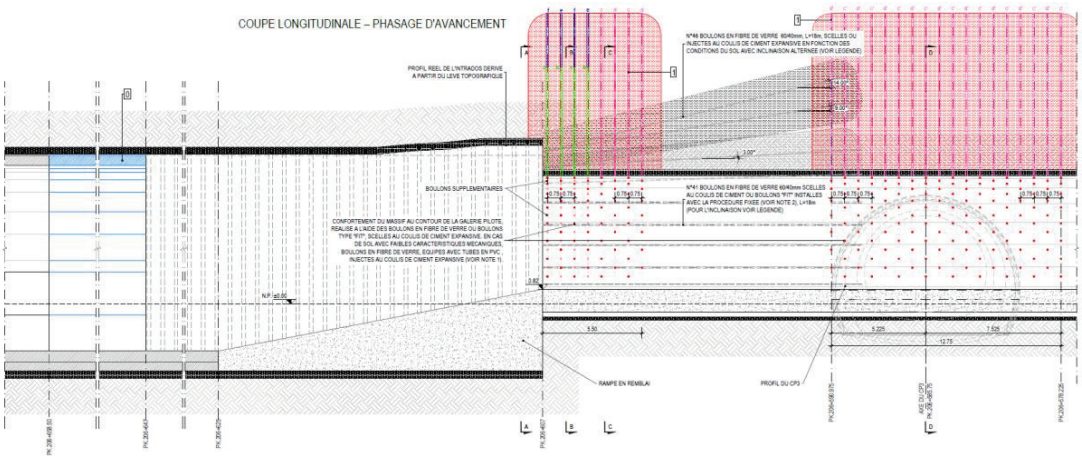



**Figure III.12 Classe GS1-6*, coupe longitudinale**

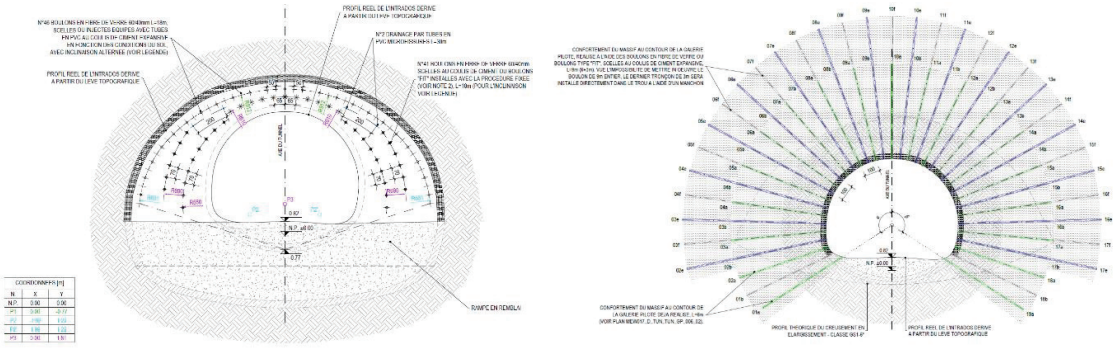


**Figure III.13 Classe GS1-6*, profil type de soutènement et confortement au contour de la calotte**

### III.6.3.2. Stross

- Pré-confortement du stross : 34 boulons en FDV Φ60/40 boulons en FDV Φ60/40 ou type « FIT » Φ76/60 scellés au coulis de ciment, pour le confortement de l'entier radier temporaire, *L* variable entre 6 et 9m, ΔL=1m
- Revêtement primaire :
  - Piédroits : cintres HEB260 avec pas variable entre 0.80 et 1m, couche B.P. 35cm, treillis soudés Φ9/150x150mm
  - Radier temporaire : couche B.P. 25cm, 2 treillis soudés Φ9/150x150mm.

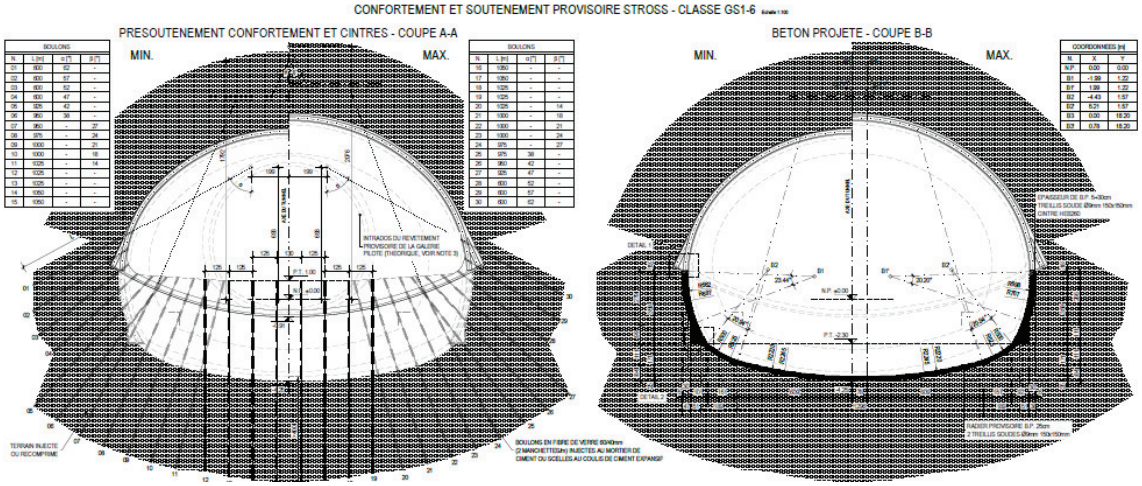



**Figure III.14 Classe GS1-6*, profil type de soutènement et confortement au contour du stross [17].**

## III.7. Conclusion

Le tunnel T1 « Djebel El Ouahch » est un projet de grande envergure, qui s'est avéré beaucoup plus difficile à réaliser que prévu. Néanmoins, tous les moyens sont mobilisés pour réussir son parachèvement et sa réhabilitation, au vu de son importance particulièrement élevée.

En effet, son parachèvement permettra d'éviter un contournement d'environ 13 $km$ en région montagneuse particulièrement dangereux et contraignant pour les automobilistes (et les poids lourds).

# Chapitre IV :

# Conception de la section transversale

## IV.1. Introduction

L'opération de conception de la section transversale d'un tunnel autoroutier prend en compte trois types de contraintes qui sont liés respectivement :

- ✓ Au parti fonctionnel retenu.
- ✓ À l'environnement de l'ouvrage.
- ✓ Au terrain encaissant.

Ces facteurs interviennent en priorité dans la définition du profil en travers de l'ouvrage et dans le choix des procédés de construction.

## IV.2. Choix de la section

La définition géométrique de la section transversale résulte de la recherche de la forme optimale permettant de satisfaire les exigences relatives :

- ✓ Aux dispositions constructives induites par le respect du parti fonctionnel ;
- ✓ Aux conditions de stabilité imposées par la qualité géomécanique du terrain encaissant ; dans un terrain très déformable ou soumis à des contraintes importantes (faible valeur du module de déformabilité, très importante épaisseur de couverture, terrain gonflant, comportement différé très marqué, charge d'eau importante, etc...) il sera recherché la forme la plus circulaire possible ; alors que dans un terrain où l'excavation au rocher est auto-stable, il pourra être adopté un profil en travers en voûte surbaissée à plusieurs rayons ;

  NB : notre cas a une épaisseur de couverture énorme de 147,708 m.
- ✓ Au procédé d'exécution : l'emploi d'un tunnelier implique un profil circulaire alors que dans le cas de tranchées couvertes réalisées depuis la surface, le profil en travers est quasiment toujours rectangulaire.

Pour notre projet le tunnel est en mine (pas à ciel ouvert) et de couverture importante environs 147.708 m donc la section rectangulaire n'est pas adaptée. Le tunnel est d'une longueur d'environ 2000 m ; le creusement avec tunnelier n'est pas rentable donc la section circulaire n'est pas non plus adaptée.

## IV.3. Les éléments de la section transversale

**Normes utilisées : Dossier Pilote des Tunnels, Centre d'Etude des Tunnels (CETU)**

La section transversale (profil en travers) est basée sur plusieurs paramètres. En distingue trois familles de paramètres :

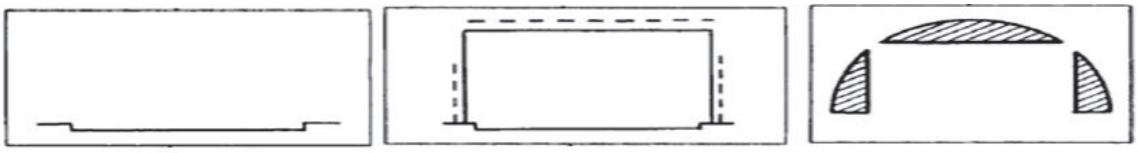



**Figure IV.1 Les éléments de la section transversale**

### IV.3.1.La plateforme

La plateforme d'un tunnel est composée de :

- ✓ Un isolateur à droite et/ou à gauche constitué d'un trottoir ou d'un bute-roues (ISD, ISG),
- ✓ Une bande dérasée de droite et/ou de gauche pouvant servir (totalement, partiellement ou non) à l'arrêt d'urgence de certaines catégories de véhicules (BDD, BDG). Elle est appelée bande d'arrêt d'urgence de droite (BAUD, BAUG) lorsque sa largeur est supérieure ou égale à 2 m,
- ✓ Plusieurs voies de circulation (Vi).

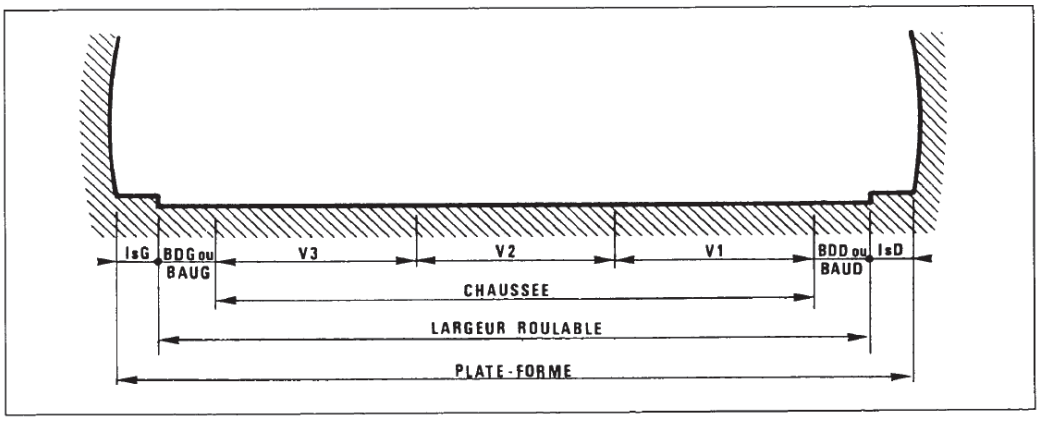



**Figure IV.2 Les éléments constituant de la plateforme**

Ces composants sont déterminés à partir des éléments suivants :

- ✓ Données du trafic,
- ✓ Nombre de voies,
- ✓ La vitesse de base,
- ✓ Tracé en plan,
- ✓ Profil en long,
- ✓ Largeur roulable,
- ✓ Isolateurs.

### IV.3.2.Le gabarit

Le gabarit est composé d'un :

- ✓ Espace de circulation vis-à-vis des équipements : présence des équipements latéraux, revanche latérale de protection/ équipement.
- ✓ Hauteur libre vis avis des équipements : présence des équipements au-dessus.
- ✓ Revanche latérale de protection.
- ✓ Hauteur libre minimale, revanche de construction et d'entretien.

❖ **Hauteur libre de l'ouvrage 'tirant d'air' 'H' :**

Cette valeur représente la distance minimale entre tout point de la partie roulable de la plate-forme existante ou projetée et de tout point de la sous face de l'ouvrage, ou le échéant, de la partie inferieure des équipements que supporte cette sous face tel que ;

$$\boldsymbol{H = H_m + R_c + R_p + R_s} \qquad (\boldsymbol{IV.1})$$

**Avec :**

- $\boldsymbol{H_m}$ : hauteur libre minimale.
- $\boldsymbol{R_c}$ : revanche de construction et d'entretien.
- $\boldsymbol{R_p}$ : Revanche de protection.
- $\boldsymbol{R_s}$ : revanche de signalisation.

❖ **Hauteur libre minimale '$\boldsymbol{H_m}$' :**

Cette donnée représente la hauteur minimale que doit normalement présenter l'ouvrage tout au long de sa durés de vie afin de pouvoir assurer le passage des véhicules en mouvement.

Les hauteurs libres minimales à prendre en compte sont les suivantes :

- ✓ Autoroutes : $H_m$ = 4.75 m.
- ✓ Grandes routes de trafic international (définies suivant les termes de l'accord de Genève du 15 novembre 1975) = 4.50 m.
- ✓ Autres routes du réseau national (en France) = 4.30 m.

Pour des raisons d'homogénéité, il est cependant possible de continuer à admettre la hauteur libre de 4.75 m à titre dérogatoire et sur justifications spécifiques qui devront être soumises à approbation, sur certaines routes qui s'intègrent dans un maillage dont les ouvrages répondent aux mêmes caractéristiques.

❖ **Revanche de construction et d'entretien '$\boldsymbol{R_c}$' :**

Lors du dimensionnement, il est nécessaire de prévoir par rapport à la hauteur libre minimale que l'ouvrage doit normalement présenter tout au long de sa durée de vie, une "revanche de construction et d'entretien" afin de tenir compte des tassements ou des erreurs des rechargements qui pourraient être réalisée sur la chaussée.

❖ **Revanche de protection '$\boldsymbol{R_p}$' :**

Afin de préserver la pérennité des nombreux équipements en tunnel, il convient d'ajouter une revanche de protection.

❖ **Revanche de signalisation :**

Entre le gabarit et la valeur en hauteur représentative du véhicule en mouvement, il convient évidement de prévoir une marge de sécurité qui tient compte aussi bien des écarts dynamiques du véhicule, ou des bâches flottantes que d'une imprécision sur l'appréciation de sa hauteur, A cet égard, c'est cette même marge de sécurité appelée en l'occurrence "revanche de signalisation", qui est prise en compte pour déterminer la hauteur limite des véhicules concernés ou encore le gabarit admissible.

D'après le CETU les valeurs usuelles utilisées sont :

**Tableau IV.1 valeurs usuelles de revanches utilisées selon le CETU**

| **Hauteur libre minimale $H_m$** | |
|---|---|
| Cas générale | 4.30 m |
| Route internationale | 4.50 m |
| Autoroute | 4.75 m |
| P.S.G.R bus | 3.65 m à 3.70 m |
| P.S.G.R A ou B | 2 m à 2.80 m |
| **Revanche de construction et d'entretien $R_c$** | |
| Tunnel et tranche couverte | 0.05 m à 0.1 m |
| Génie civil | 0 m |
| équipements | 0.10 m |
| **Revanche de signalisation $R_s$** | |
| m à 0.3 m | |

### IV.3.3.Les encombrements

C'est l'espace occupe pars les équipements. Ils comportent :

- ✓ Encombrement supérieur des équipements (éclairage signalisation, Besoins en ventilation…etc.)
- ✓ Encombrements latéraux (Signalisation éclairage).

## IV.4. Détermination de la section transversale du projet

### IV.4.1.La plateforme

❖ La largeur roulable :

Elle conditionne les possibilités de l'ouvrage et constitue l'élément fondamental de dimensionnement de la plateforme. Et dans chaque cas il faut tenir compte des facteurs suivants :

- ✓ L'homogénéité avec les accès,
- ✓ Satisfaction des besoins de trafic,
- ✓ Maintien du niveau de service qui dépend de l'importance de l'itinéraire et des risques engendrés par une panne ou une congestion,
- ✓ Coût de l'ouvrage.

Ce tunnel entre dans un projet autoroutier de profil en travers de 3 voies de 3.5 m chacune.

Pour assurer l'homogénéité avec les accès et en se basant sur les recommandations de CETU qui recommande : pas plus de trois voies (exceptionnellement quatre voies) dans les ouvrages à section voutée.

Pour cela la largeur roulable est de 3x3.5 m = 10.5 m.

Le tracé de notre projet se situe dans un alignement droit donc il faut prévoir une pente transversale (divers) donc :

- ✓ 2.5% dans l'alignement droit et cela pour l'évacuation des eaux (d'après l'ECTAAL)
- ✓ 7% dans le virage (l'ECTAAL).

La pente de notre section est 2.5%.

❖ Bandes dérasées droite et gauche **BDD/BDG** :

D'après le **CETU** les **BDD** et **BDG** ont une largeur comprise entre 0.3 m et 1 m, les dimensions les plus couramment utilisées sont les suivantes : 0.3 m, 0.5m, 0.6 m, 0.75 m et 1 m.

Pour notre projet on prend BDD = BDG = 0.5 m.

❖ Les trottoirs :

Le tunnel est situé dans une zone extra-urbaine donc pas de passage des piétons, et pour des raisons d'entretien on opte pour deux trottoirs franchissables de 1m.

A la fin on obtient une plateforme de 10.5 m + 2x0.5 m + 2x 1m = 13.5 m de largeur.

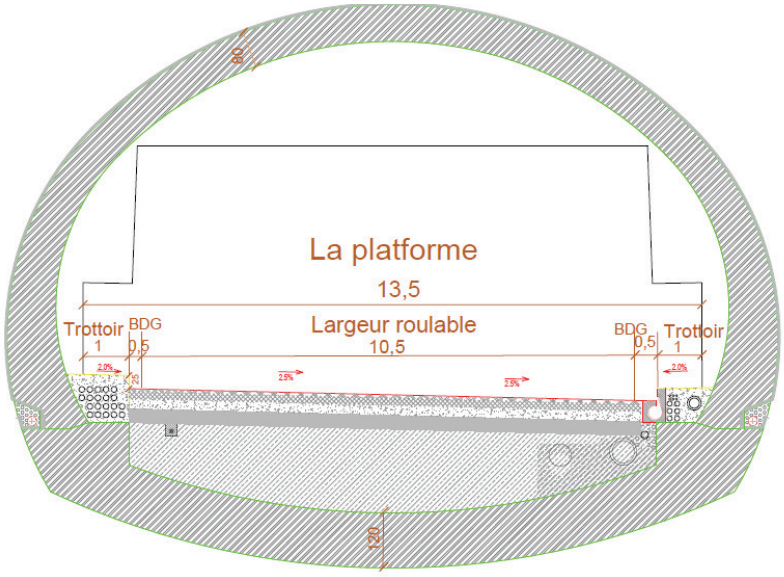



**Figure IV.3 Plateforme du tunnel**

### IV.4.2.Le gabarit

Le tunnel est autoroutier et d'après les valeurs proposées par le CETU on prend :

- ✓ La hauteur libre minimale $H_m$ = 4.75 m,
- ✓ Revanche de construction et d'entretien $R_c$ = 0.1 m,
- ✓ Revanche de protection $R_p$ = 0.1 m,
- ✓ Revanche de signalisation $R_s$ = 0.3 m.

On obtient un gabarit de 4.75 m + 0.1 m + 0.1 m + 0.3 m = 5.25 m.

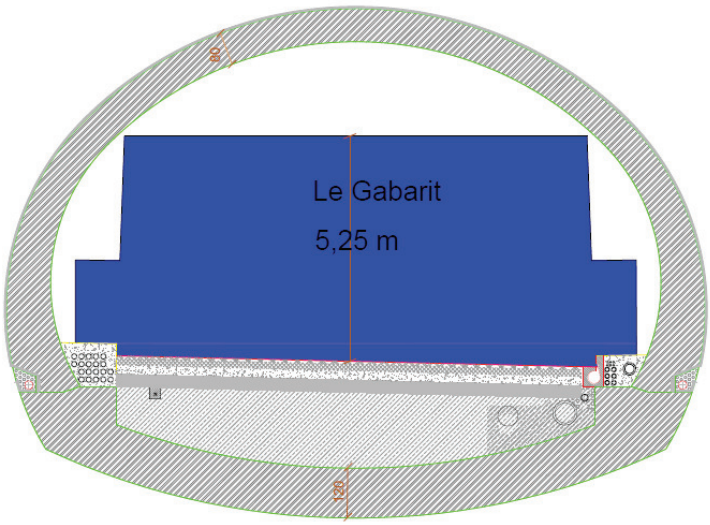



**Figure IV.4 Gabarit du tunnel**

### IV.4.3.Les encombrements

L'espace occupé par les équipements.

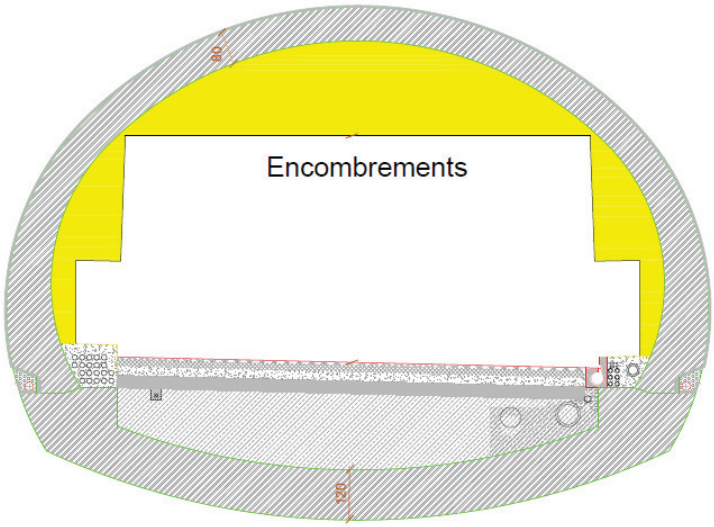



**Figure IV.5 Encombrements du tunnel**

### IV.4.4.Les couches de la chaussée :

Les détails sont montrés dans la figure suivante :

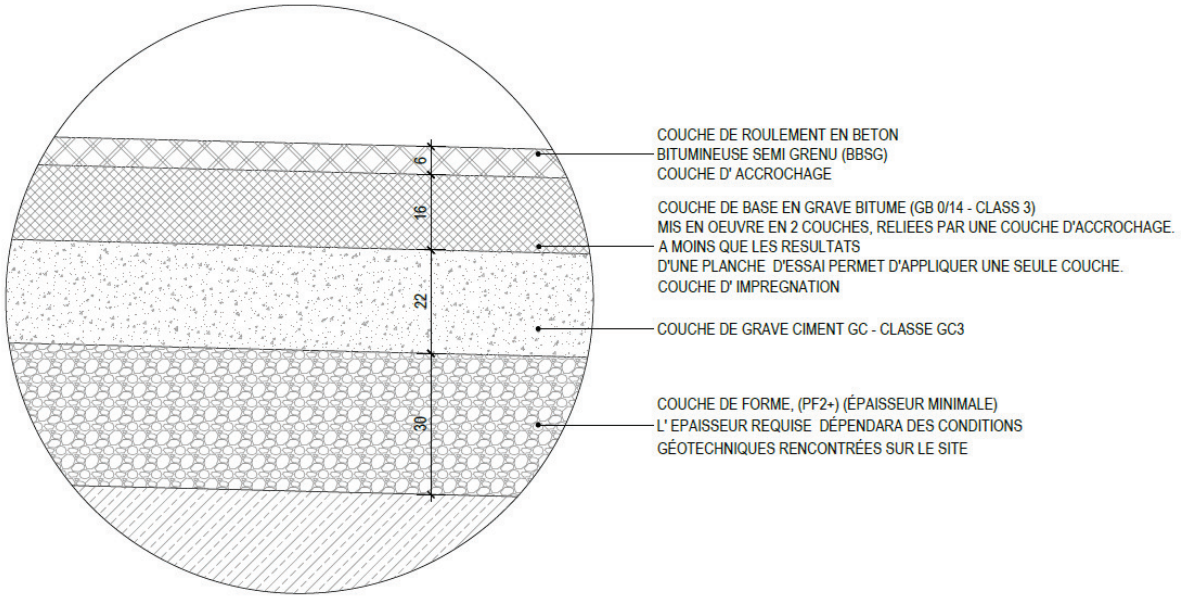



**Figure IV.6 Les différentes couches de la chaussé du tunnel**

## IV.5. Conclusion

La détermination de la section transversale est une opération délicate. Il faut assurer la fonctionnalité de l'ouvrage en choisissant une forme optimale, qui permet d'optimiser le coût de l'ouvrage en minimisant la section d'excavation et en réduisant les espaces non utilisés à l'intérieur de l'ouvrage.

# Chapitre V :

# Évaluation des charges

## V.1.Introduction

Tout ouvrage souterrain est sollicité par des charges ou des poussées qui proviennent de la poussée des éléments constituants le terrain ; poussée géologique (appelée aussi poussée du souterrain), la poussée hydrostatique et aussi les poussées due au gonflement des sols, qui dépendent de la profondeur de l'ouvrage, de ses dimensions et de la qualité du rocher.

Une bonne connaissance des charges agissantes sur l'ouvrage souterrain est indispensable afin d'éviter le surdimensionnement ou le sous dimensionnement.

Vu la complexité du problème de détermination des actions agissant sur les ouvrages souterrains, 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.

## V.2.Les pressions souterraines

Un ouvrage souterrain est soumis à trois types de poussées :

✓ Poussées de détente (ou de dislocation) :

La poussée de détente est un phénomène qui se produit juste après l'excavation d'une cavité, elle induit une diminution du champ de contrainte au voisinage de la cavité qui se traduit par une décompression (détente) du sol.

✓ Poussées géologiques (Poussées souterraines réelles) :

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

✓ Poussées de gonflement :

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

- Soit d'origine physique, due à l'écoulement des eaux interstitielles en direction de la masse rocheuse provocant une augmentation de volume par apport d'eau. Ce phénomène correspondant à une augmentation de la teneur en eau, se manifeste avant tout sur les faces non étayées et déchargées du souterrain,

Comme le front d'attaque et le radier, entraînant une modification des contraintes qui se manifeste sur les parois de la cavité.

-Soit d'origine chimique, due à une fixation d'eau dans les minéraux qui sont principalement des hydroxydes et des sulfates.

## V.3.Évaluation des charges actives verticales descendantes en voûte du tunnel de la section PK206+600,27

### V.3.1. 1.Théorie de K. Terzaghi

Terzaghi suppose qu'une certaine quantité de roche ou de sol se décomprime et a tendance à converger vers le tunnel sous l'effet de la gravité.

Selon cette théorie, le développement de la masse de terrain de largeur B sera entravé par l'effet de voûte faisant un angle de frottement de $(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ agissant le long des plans de glissement.

Cette méthode permet de calculer la charge active verticale descendante en voute du tunnel par une formule analytique suivante ;

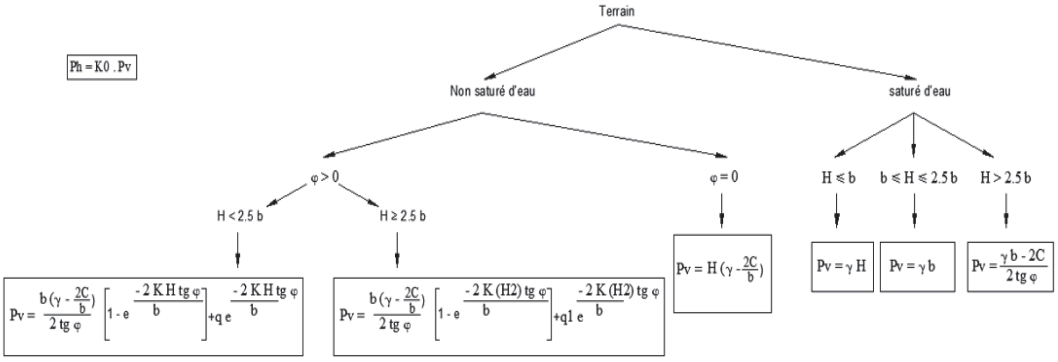



**Figure V.1 Théorie de Terzaghi.**

**Cas: H ≥ 2.5b**

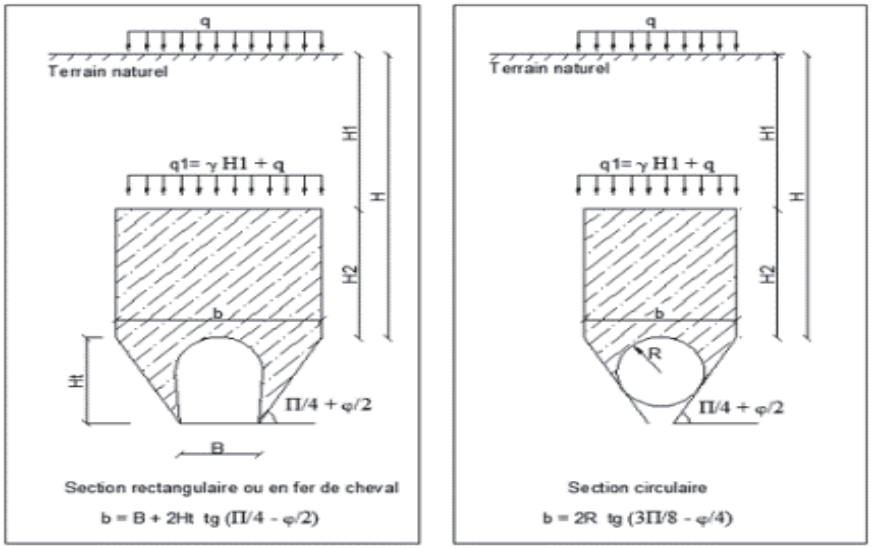



**Figure V.2 Théorie de Terzaghi cas H > 2.5b.**

Avec :

***C*** **:** Cohésion de terrain.

***K*** **:** Coefficient de poussé active généralement égale à 1.

***φ*** **:** Angle de frottement interne.

***H*** **:** Hauteur de terrain décomprimé au-dessus de la voute.

***q*** **:** La surcharge de terrain + la surcharge en surface.

***b*** **:** largeur du tunnel.

$\boldsymbol{H_t}$**:** Hauteur du tunnel.

❖ **Application :**

**Tableau V.1 Les données de la section PK206+600,27**

| | | |
|---|---|---|
| γ = | 24 | $kN/m^3$ |
| H = | 147.708 | $m$ |
| C = | 200 | $kPa$ |
| φ = | 18 | ° |
| ν = | 0,3 | |
| q = | 0 | $kPa$ |
| K = | 1 | |
| $R_{eq}$ = | 7,81 | $m$ |

On trouve :

$H_1$ = 71,07 m

$H_2$ = 76,64 m

$q_1 =$ 1705,63 $KN/m^2$

- Calcul de $b$ :

On a $\boldsymbol{H = 147,708m > H2 = 2.5b = 76,64m}$ Tunnel profond ; L'effet de voûte ne se fait pas sentir jusqu'à la surface.

Terrain NON saturé d'eau ; Section circulaire

On utilise la formule : $b = 2R \times \text{tg}\left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\phi}{4}\right)$ $(V.1)$ $\boldsymbol{b = 30.66\ m}$

Donc: $\boldsymbol{P_v = 750,87\ KPa}$

### V.3.2. Théorie de M. Protodiakonov

La méthode de PROTODYAKONOV est basée sur l'analyse de l'effet de voûte mobilisé dans le massif encaissant, de forme parabolique, de hauteur $\boldsymbol{H_p}$, dont l'équilibre est assuré par efforts de compression agissant tout le long de terrain excavé.

La hauteur $\boldsymbol{H_p}$ vaut : $H_p = \frac{B}{2f}$ $(V.2)$

Tel que :

- $\boldsymbol{B}$ : la base de parabole de la zone décomprimée,
- $\boldsymbol{f}$ : le coefficient de résistance, fonction des caractéristiques du matériau.

La valeur de **B** est donnée par la formule :

$$B = b + H_t \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \qquad (V.3)$$

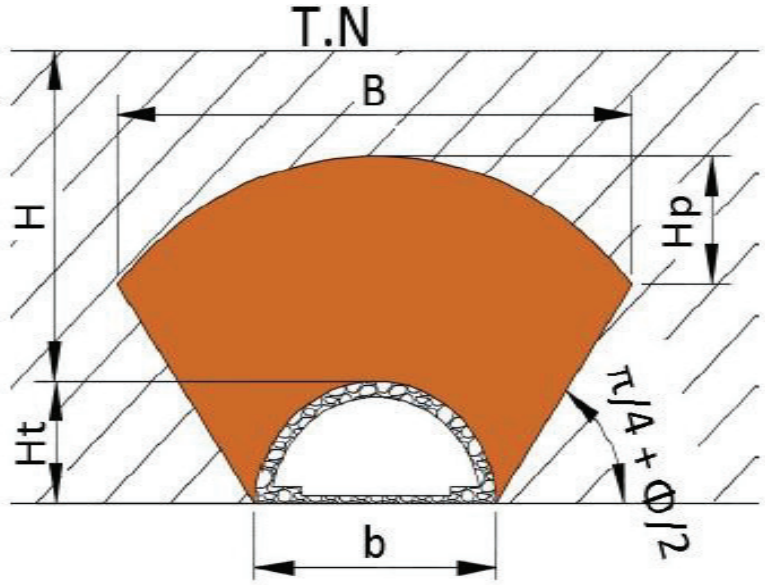



**Figure V.3 Théorie de Protodiakonov**

– $\boldsymbol{f}$ : le coefficient de résistance, fonction des caractéristiques du matériau.

Les valeurs de f sont données par :

$$f = \begin{cases} tg(\emptyset) & sol\ granuleux \\ tg(\emptyset) + \dfrac{c}{\sigma_c} & (\sigma_c : résistance\ à\ la\ compression) \\ \dfrac{\sigma_c}{100} & sol\ rocheux\ (\sigma_k : résistance\ de\ dureté\ de\ la\ roche) \end{cases}$$

**Tableau V.2 Récapitulatif de quelques valeurs du coefficient f**

| Nature de la roche | Description | Masse volumique(t/m$^3$) | Coefficient de résistance f |
|---|---|---|---|
| Résistance extrémement élevée | Bazaltes, quartzites granites les plus durs | 2.8 – 3.0 | 20 |
| Résistance élevée | Roche granitique - Grés et calcaires de très bonne tenue | 2.6 – 2.7 | 10 |
| Roche de bonne tenue | Calcaires légérement fracturés – Grés de bonne tenue | 2.5 | 8 |
| Roche assez résistante | Grés ordinaire | 2.4 | 6 |
| Résistance moyenne | Schistes divers –Marnes compates | 2.4 – 2.6 | 3 |
| Roche meuble | Argiles compactes-Alluvion cohérentes-Sols argileux | 2.0 – 2.2 | 1 |

Enfin d'après la théorie de M. Protodiakonov la charge verticale est calculée selon la formule suivante : $\sigma_v = \gamma . h_P = \gamma . \frac{B}{2f}$ $(V.4)$

❖ **Application :**

$f = 1$ (D'après le tableau précédent)

$\boldsymbol{B = b + 2Ht.tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 27\ m}$ **; et** $\sigma_v = \gamma.h_P = \gamma.\frac{B}{2f} = 24 \times \frac{27}{2\times1} = 324$ Kpa

Donc $\boldsymbol{P_v = 229,92\ Kpa.}$

## V.4.Evaluation des charges actives horizontales sollicitant le revêtement de la section PK206+600,27

### V.4.1. Théorie de K. Terzaghi

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

$$\sigma_{h=} \begin{cases} 0,3\gamma(0.5m + h_p) & \text{Pour le cas général} \\ \gamma H tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) & \text{Pour les terrains granuleux ou ébouillis} \\ \sigma_v \frac{v}{1-v} & \text{Pour les roches de bonne tenue} \end{cases}$$

Avec :

$h_p$ : Hauteur du noyau de détente

$v$ : Coefficient de poisson

$h_p = \frac{b}{sin2\varphi}$

m : la hauteur du tunnel

❖ **Application :**

$P_h = K_0 \times P_v$ $\quad (V.5)$

avec $K_0 = 0,430$ Donc $P_h = \boldsymbol{332,88}\ kPa$

### V.4.2. Théorie de Protodiakonov

La charge latérale $P_h$ est égale à $K_0 \times P_v$

$\boldsymbol{K_0}$ **:** est le coefficient des terres au repos.

La détermination de $K_0$ se fait souvent à partir d'essais in-situ et en laboratoire ou de relations empiriques.

Au laboratoire le coefficient de pression des terres K0 peut être obtenu au cours d'un essai de compression qui simule les conditions dans lesquelles se trouvait l'échantillon dans le sol.

❖ **Application :**

$K_0 = 1$ car on est à une grande profondeur.

Donc $P_h = \boldsymbol{324\ Kpa}$

## V.5.Comparaison des résultats obtenus

**Tableau V.3 Résultats des calculs des charges verticales et horizontales.**

| Théorie | TERZAGHI | PROTODIAKONOV |
|---|---|---|
| Coupe | PK206+600,27 | K206+600,27 |
| Pression verticale $(Kpa)$ | **750,87** | **324** |
| Pression horizontale $(Kpa)$ | **332,88** | **324** |

## V.6.Evaluation de la pression agissant au niveau du radier

La poussée géologique et la poussée de gonflement se manifestant aussi bien sur le radier qu'aux pieds droits.

Dans la pratique, c'est surtout dans les terrains inconsistants et plus particulièrement dans les sols plastiques et dans les argiles imbibées d'eau que l'on doit faire face au problème de la poussée sous le radier.

Plusieurs chercheurs ont tenté de définir ce phénomène. Nous en exposerons la plus importante méthode à savoir celle donnée par Tsimbarievitch.

### V.6.1.1. Méthode de Tsimbarievitch

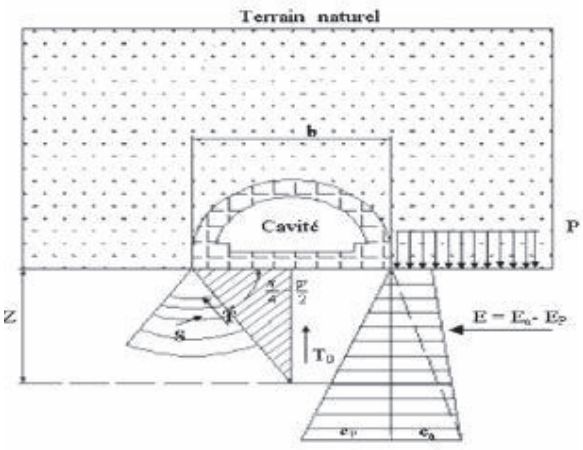



**Figure V.4 Méthode de Tsimbarievitch**

A une profondeur z sous le radier, la valeur de la poussée des terres (poussé active) est

$$E_a = (p + yZ)\tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) - 2Ctan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (V.6)$$

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

$$E_p = Zy\tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) - 2C\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \qquad (V.7)$$

Pour $E_a = E_p$ on aura $Z = \frac{2C\left(\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}\right) - PK_a}{y(K_a - K_p)}\mathrm{t}$ $\qquad (V.8)$

Avec :

$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$ : Coefficient de poussée du terrain.

$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$ : Coefficient de butée du terrain.

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

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

$$E = E_a - E_p = \frac{y^2}{2}(Z + 2H)K_a - \frac{1}{2}yZ^2K_p \quad (V.9)$$

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

$T = Ecos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$ $(V.10)$ , $S = Esin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$ $(V.10)$

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

$T_0 = \frac{2E}{\cos\phi} sin^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$ $(V.11)$

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

$Y = \frac{Z}{K_a}$

On aura donc la contrainte sous le radier : $\sigma = \frac{T_0}{T}$

La vérification de non soulèvement du radier consiste à assurer

$\sigma < \sigma_{lim} = \frac{4C}{1-\sin\phi}\cos\phi\,(2 + \sin\phi)$ $(V.12)$

❖ **Application :**

**Tableau V.4 Résultats obtenus par la méthode de Tsimbarievitch.**

| $H\ (m)$ | $K_p$ | $K_a$ | $P\ (kN)$ | $Z\ (m)$ | $E\left(\frac{kN}{m}\right)$ | $T_0\left(\frac{kN}{m}\right)$ | $Y(\ m)$ | $\sigma\ (kPa)$ | $\sigma_{lim}\ (kPa)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 147.7 | 1.89 | 0.53 | 3544.8 | 31.7 | 3788.8 | 27487.86 | 43.42 | 633 | 2542.47 |

## V.7.Conclusion :

Terzaghi est une méthode qui dépend des caractéristiques du sol ($C$ et $\varphi$) et de la géométrie du tunnel, elle est adapté au tunnels profonds. À contrario, la méthode de Protodiakonov dépend seulement de la géométrie du tunnel, elle a été développé pour le cas de massif rocheux à faible profondeur

Dans les chapitres qui suivent, nous utiliseront donc les charges obtenues par la méthode de Terzaghi, qui correspondent le mieux à notre cas.

# Chapitre VI :

# Soutènement provisoire

## VI.1. Introduction

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

La phase du soutènement provisoire est une étape principale dans le processus de réalisation des tunnels, car il permet d'assuré :

- ✓ la sécurité du personnel travaillant dans le tunnel,
- ✓ la stabilité des parois de celle-ci dès la phase d'abattage du terrain et, nécessaire, d'en limiter les déformations,
- ✓ la protection du terrain dans le cas où celui-ci est susceptible de subir une évolution défavorable (altération, déconsolidation, etc…) après ouverture, conduisant à une diminution inacceptable de ses caractéristiques.

Le type de soutènement (les moyens utilisés et leur quantité), la zone et le moment de la mise en œuvre sont définis en fonction des exigences de la sécurité du travail, du comportement probable du massif déterminé soit par calcul, soit sur la base de l'expérience ou de mesures, ainsi que des contraintes pratiques d'exécution.

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

## VI.2. Calcul empirique de la section PK206+600,27

### VI.2.1. Classification de l'AFTES

**Tableau VI.1 Tableau récapitulatif des donnés introduit par AFTES pour la coupe PK206+600,27.**

| | | |
|---|---|---|
| Résistance de la roche $\sigma_c$ | < 0,5 MPA | Cat : R5b |
| Nombre de familles de discontinuité | 1 familles principale | Classe : N2 |
| Orientation des discontinuité :parallèle à l'axe du tunnel | Angle 45°- 90° | Classe : OR4 |
| Valeur de la charge Hydrologique : niveau situé en dessous du radier | Charge nulle | Classe : H0 |
| Valeur de perméabilité de massif $K_M$(m/s) : $<10^{-8}$ | Perméabilité faible | Classe :K2 |
| Valeur de RQD : 0 – 25 % | Très mauvaise | Classe : RQD5 |
| Espacement des discontinuités d'une même famille | < 6 cm | Classe :ES5 |
| L'état de contraintes naturelles | Fort | Classe : CN3 |
| Valeur de module de déformation du massif (GPa) | 0,1 à 1 | Classe :$D_M$5 |

**Légende :**

- ☒ : soit en principe impossible
- ✗: soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable).
- ✓ : soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorable (plutôt favorable).
- ☑: soit particulièrement recommandé.

**Résultats :**

**Tableau VI.2 Récapitulatif des recommandations selon l'AFTES pour notre cas.**

| | | Pas de soutènement | Béton projeté | BOULONS | | | CINTRE | | voussoirs | | tubes préforés | boucliers ou pousse tube | Procédés spéciaux | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | à ancrage ponctuel | à ancrage réparti | barres foncés | lourds | légers coulissantes | plaques métales as | béton | | | injection | air comprimé | congélation |
| Critères | classes | | | | | | | | | | | | | | |
| Comportement mécanque | R5b | ☒ | ✓ | ☒ | × | ✓ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ☑ | ✓ | ✓ |
| Discontinuité | non appliqué | | | | | | | | | | | | | | |
| Altérabilité | délitage | × | ☑ | ✓ Gr ou Bp | ✓ Gr ou Bp | ✓ Bl ou Bp | ✓ Bl ou Bp | ☑ Bl ou Bp | ☑ | ☑ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ |
| Hydrologie | Hors d'eau | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ |
| Couverture | $\sigma_0$ > 10 MPa | ☒ | ☒ | ☒ | ✓ Sf | ✓ Sf | ✓ Sf | ✓ Sf | ✓ Sf | ☑ | ✓ Sf | ☑ Sf | ☑ | ✓ | ✓ |
| Dimension | D > 10 | ✓ | ☑ BO | ☑ | ☑ | ✓ | × | ✓ Bo Rev | ✓ | ✓ | ✓ | × (1) | ✓ | ✓ | ✓ |
| Environement | sensible | ☒ | ✓ Ci | × | × | × | ✓ Act | × | ✓ | ✓ Bcl | ✓ | ✓ Inj | ✓ | ✓ | ✓ |
| Synthèse | | ☒ | ✘ | ☒ | ✘ | ✘ | ✘ | ✘ | ☑ Sf | ☑ Bcl | ☑ Sf | ✘ | ☑ | ✓ | ✓ |

**Les recommandations sont :** Utilisation de voussoirs constitués de plaques de métal assemblées avec soutènement de front (éventuel), utilisation de voussoirs en béton, utilisation de tubes perforés avec bouclier, traitement du terrain par injection, traitement du terrain par air comprimé, traitement du terrain par congélation.

## VI.2.2.Classification de Bieniawski

**Tableau VI.3 Tableaux récapitulatifs des paramètres de Bieniawski pour le calcul du RMR.**

| Résistance à la compression uni axiale (UCS) | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Définition | RCU (Mpa) | Symbole | Explications | indices |
| Très faible | <1 | R0 | S'effrite facilement et entièrement à la main | 0 |
| Faible | 1-5 | R1 | S'effrite facilement en mince plaquette à la main | 1 |
| Moyennement faible | 5-25 | R2 | S'effrite avec une grande pression en mince plaquette à la main | 2 |
| Moyennement forte | 25-50 | R3 | Se casse en morceaux avec un léger coup de marteau | 4 |
| Forte | 50-100 | R4 | Se casse en morceaux par des coups durs de marteau | 7 |
| Très forte | 100-250 | R5 | Eclats de roche par des coups durs de marteau | 12 |
| extrêmement forte | >250 | R6 | Etincelle et des coups raisonnant | 15 |

| RQD | | |
|---|---|---|
| Définition | valeurs | indice |
| T. médiocre | 0-25 | 3 |
| Médiocre | 25-50 | 8 |
| Moyen | 50-75 | 13 |
| Bon | 75-90 | 17 |
| Excellent | 90-100 | 20 |

| venu d'eau | |
|---|---|
| définition | indice |
| complètement sec | 15 |
| humide | 10 |
| suintement eau interstitielle | 7 |
| pression d'eau modérée | 4 |
| prblm sérieu de venu d'eau | 0 |

| Rugosité | | Espacement | | | persistance | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Définition | indice | Définition | Symbole | indice | Symbole | indice |
| Très rugueux | 6 | >2m | ☐ S1 | ☐ 20 | ☐ <1m | ☐ 6 |
| Rugueux | 5 | 0,6 à 2m | ☐ S2 | ☐ 15 | ☐ 1 à 3m | ☐ 4 |
| Lègèr. Rugueux | 3 | 200-600mm | ☐ S3 | ☐ 10 | ☐ 3 à 10m | ☐ 2 |
| Lisse | 1 | 60-200mm | ☐ S4 | ☐ 8 | ☐ 10 à 20m | ☐ 1 |
| Glissant brillant | 0 | <60mm | ☐ S5 | ☐ 5 | ☐ >20m | ☐ 0 |

**Tableau VI.4 Discontinuités (paramètres de Bieniawski pour le calcul du RMR)**

| Type | Lamination | Joint | Couche | Zone de faille | Faille | clivage | Surface de glissement | Fissure |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Symbole | L | J | b | Fz | F | C | Sp | Fi |

| Remplissage (mm) | | Ouverture | | Altération | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Définition | indice | symbole | indice | Définition | Symbole | indice |
| ☐ Fermé | 6 | fermé | 6 | Non altéré | W1 | 6 |
| ☐ Remplissage dure <5mm | 4 | < 0,1mm | 5 | Léger. altéré | W2 | 5 |
| ☐ Remplissage dure >5mm | 2 | 0,1-1 | 4 | Moy. atéré | W3 | 3 |
| ☐ Remplissage tendre <5mm | 2 | 1 à 5 | 1 | Haut. Altér | W4 | 1 |
| ☐ Remplissage tendre >5mm | 0 | > 5mm | 0 | Décomposé | W5 | 0 |

**Tableau VI.5 Paramètres géologiques de Bieniawski pour le calcul du RMR.**

| Orientation | | | |
|---|---|---|---|
| **définition** | | | **indice** |
| **direction perpendiculaire à l'axe du tunnel** | | | |
| pendage dans le sens de creusement du tunnel | 45-90° | très Favorable | 0 |
| | 20-45° | Favorable | -2 |
| pendage dans le sens inverse de creusement du tunn | 45-90° | Moyen | -5 |
| | 20-45° | Défavorable | -10 |
| **direction parallèle à l'axe du tunnel** | | | |
| | 45-90° | Très défavorable | -12 |
| | 20-45° | Moyen | -5 |
| ***pendage 0-20*** | | Défavorable | *-10* |

| Résistance uni axiale [Mpa] | RQD= 115- 3,3Jv (4,5<jv<35) | Altération | Venue d'eau | Rugosité |
|---|---|---|---|---|
| 0 | 3 | 1 | 15 | 0 |

| ouverture | (type) | Espacement | Remplissage | Persistance | Orientation |
|---|---|---|---|---|---|
| 0 | (L, b,Fz) | 5 | 0 | 1 | -12 |

La somme donne : **RMR = 13**

**D'après Bieniawski:**

**Tableau VI.6 Classification du rocher d'après Bieniawski.**

| *RMR note globale* | *100-81* | *80-61* | 60-41 | 40-21 | *<21* |
|---|---|---|---|---|---|
| *Classe* | *I* | *II* | *III* | *IV* | *V* |
| *Temps de tenu moyen* | *20ans/15m* | *1ans/10m* | *7j/5m* | *10h/2,5m* | *30mn/1m* |
| *Cohésion (Kpa)* | *> 400* | *300-400* | *200-300* | *100-200* | *<100* |
| *Angle de frottement* | *>45* | *35-45* | *25-35* | *15-25* | *<15* |
| *Description du rocher* | *Très bon* | *Bon* | *moyen* | *Médiocre* | *Très médiocre* |

On a le RMR =13 (<21) donc la roche est de classe **V** c'est un terrain de très médiocres caractéristiques géomécaniques.

**Le soutènement proposé par Bieniawski :**

D'après le tableau de classification de BIENIAWSKI (Voir Chapitre 2) pour la classe de la roche V ; Le soutènement est constitué par les éléments suivants :

- Béton projeté : épaisseur de 200 mm dans la voute ;150 mm dans Piédroits ; Treillis soudé et boulons et cintres légers.
- Cintres métalliques ; Espacement de 0,7 m.
- Les Boulons d'ancrages non recommandé.

## VI.3. Relation entre la classification de l'AFTES et Bieniawski

**Tableau VI.7 Relation entre la classification de l'AFTES et Bieniawski.**

| | AFTES | | BIENIAWSKI |
|---|---|---|---|
| | RC (MPa) | classe | RMR % |
| ROCHE | >200 | R1 | ≥ 80 |
| | 200 à 120 | R2a | 70 - 80 |
| | 120 à 60 | R2b | 60 - 70 |
| | 60 à 40 | R3a | 50 - 60 |
| | 40 à 20 | R3b | 40 - 50 |
| | 20 à 6 | R4 | 20 - 40 |
| SOL | 6 à 0,5 | R5a | 15-20 |
| | < 0,5 | R5b | 10--15 |
| | - | R6a | 05--10 |
| | - | R6b | 0 - 5 |

L'AFTES ne propose pas de valeur de dimensionnement de soutènement directement, mais il propose des recommandations et décrit les types de soutènements les plus appropriés.

Par contre BIENIAWSKI nous donne respectivement des épaisseurs de béton projeté au niveau de la voute et au niveau des piédroits avec un complément de soutènement; treillis soudé, boulons et cintres léger et les espacements entre l'un et l'autre.

L'AFTES et BIENIAWSKI sont ainsi fort semblables au niveau de leurs recommandations.

Le type de sol au niveau de notre coupe PK206+600,27 est de l'argilite de classe R5b avec RMR=13 %.

## VI.4. Le choix de soutènement proposé :

En comparant les recommandations selon l'AFTES et Bieniawski, nous sommes parvenus au propositions de soutènement suivantes :

❖ **Soutènement Type 1 :**

- ✓ Cintre métalliques de type HEB200 avec Espacement de 0,8 m.
- ✓ Béton projeté ,épaisseur de 25 cm , avec deux nappes de treillis soudés ϕ5/100x100.
- ✓ Traitement du terrain par injection.

❖ **Soutènement Type 2:**

- ✓ Cintre métalliques de type HEB240 avec Espacement de 0,75 m.
- ✓ Béton projeté ,épaisseur de 30 cm , avec deux nappes de treillis soudés ϕ5/100x100.
- ✓ Traitement du terrain par injection.

**Méthode de creusement selon Bieniawski pour une roche de classe V (Tableau II.5) : Creusement en section divisée.**

## VI.5. Caractéristique des matériaux utilisés

❖ **Béton projeté :**

**Tableau VI.8 Caractéristiques du béton projeté.**

| Béton projeté | | |
|---|---|---|
| Classe EC2 | | C30/37 |
| Résistance à la compression | $f_{c28}$ $(MPa)$ | 30 |
| Résistance en compression à L'ELU | $f_{bu}$ $(MPa)$ | 17 |
| Résistance en traction | $f_{tk}$ (MPa) | 2.4 |
| Module de déformation pour le B.P. à courte terme | $E_{c,jeune}$ $(MPa)$ | 5000 |
| Module de déformation pour le B.P. à long terme | Ec,28j (MPa) | 15000 |
| Coefficient de poisson | v | 0.2 |

❖ **Cintres métalliques :**

**Tableau VI.9 Les caractéristiques du cintre HEB 200.**

| CINTRE HEB 200 | | |
|---|---|---|
| Classe | | S275 |
| Résistance à traction (fu) | ftk (MPa) | 430 |
| Tension caractéristique d'élasticité | fyk (MPa) | 275 |
| Résistance à traction de calcul ELU | fyd (MPa) | 275 |
| Module de déformation | Es (MPa) | 210000 |
| Module de Poisson | ν (-) | 0.3 |
| Espacement | d (m) | 0.8 |
| Dimensions | h (mm) | 200 |
| | b (mm) | 200 |
| | $t_w$ (mm) | 9 |
| | r (mm) | 18 |
| | $t_f$ (mm) | 15 |
| | d (mm) | 134 |
| | u (mm) | 1150 |
| Aire de la section | A $(mm^2).10^2$ | 78.1 |
| Moment d'inertie suivant l'axe y-y | $I_y$ $(mm^4)$ $. 10^4$ | 5696 |

| | | |
|---|---|---|
| Moment d'inertie suivant l'axe z-z | $I_z$ $(mm^4)$ . $10^4$ | 2003 |
| Module de résistance | W (m3) | 5,70.10-4 |
| Moment statique | Sy (m3) | 321.10-4 |

**Tableau VI.10 Les caractéristiques du cintre HEB 240.**

| CINTRE HEB 240 | | |
|---|---|---|
| Classe | | S275 |
| Résistance à traction (fu) | ftk (MPa) | 430 |
| Tension caractéristique d'élasticité | fyk (MPa) | 275 |
| Résistance à traction de calcul ELU | fyd (MPa) | 275 |
| Module de déformation | Es (MPa) | 210000 |
| Module de Poisson | ν (-) | 0.3 |
| Espacement | d (m) | 0.75 |
| Dimensions | h (mm) | 240 |
| | b (mm) | 240 |
| | $t_w$ (mm) | 10,0 |
| | r (mm) | 21 |
| | $t_f$ (mm) | 17 |
| | d (mm) | 164 |
| | u (mm) | 1380 |
| Aire de la section | A $(mm^2).10^2$ | 106 |
| Moment d'inertie suivant l'axe y-y | $I_y$ $(mm^4)$ . $10^4$ | 11259 |
| Moment d'inertie suivant l'axe z-z | $I_z$ $(mm^4)$ . $10^4$ | 3923 |
| Module de résistance | W ($m^3$) | $9.38.10^{-4}$ |
| Moment statique | $S_y$ ($m^3$) | $527.10^{-6}$ |

- **Treillis soudés :**

  treillis soudés ϕ5/100x100 FEe500.

## VI.6. Calcul de la section équivalente (cintre + béton projeté)

Le béton projeté et le profilé HEB seront modélisés en une section équivalente qui aura un module d'élasticité équivalent $\boldsymbol{E_{eq}}$ et une épaisseur équivalente $e_{eq}(m)$ qui doivent être calculés et une longueur unitaire $L$ suivant l'axe du tunnel. Le calcul sera effectué sur une section de $L \times \boldsymbol{e_x} = \mathbf{1}\,\boldsymbol{m} \times \boldsymbol{e_x}$

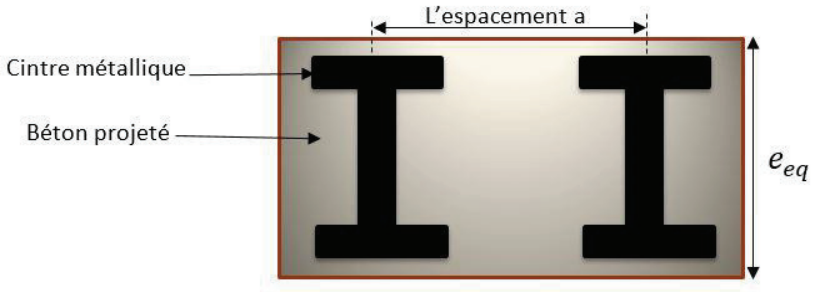



**Figure VI.1 Section équivalente Béton projeté +cintre métallique.**

- Les treillis soudés ont été négligée dans l'homogénéisation car leur rigidité est très petite par rapport à la rigidité du Béton.

### VI.6.1.Synthèse des résultats

Pour le calcul détaillé voir l'Annexe A.

#### VI.6.1.1. Section équivalente de Soutènement type 1

**Tableau VI.11 Caractéristiques mécaniques de la section équivalente de soutènement type 1**

| | Cintre HEB 200 | Béton Projeté | **Combinaison** (Béton projeté + cintre ) |
|---|---|---|---|
| EA (KN) | 1640100 | 3750000 | $5390{,}1.10^3$ |
| EI(KN.m²) | 11961.6 | 19500 | 31461.6 |
| $E_{eq}(MPa)$ | 210000 | 15000 | 20356,29 |
| $e_{eq}(cm)$ | - | 25 | 26.8 |
| $I_{eq}(cm^4)$ | 5696 | $1.30x10^5$ | 154708,20 |
| $A_{eq}(cm^2)$ | 78.1 | 2500 | 2647,88 |

#### VI.6.1.2. Section équivalente de Soutènement type 2

**Tableau VI.12 Caractéristiques mécaniques de la section équivalente de soutènement type 2**

| | Cintre HEB 240 | Béton Projeté | **Combinaison** (Béton projeté + cintre ) |
|---|---|---|---|
| EA (KN) | 2226000 | 4500000 | $6726.10^3$ |
| EI(KN.m²) | 23644 | 33750 | 57394 |
| $E_{eq}(MPa)$ | 210000 | 15000 | 21018,99 |
| $e_{eq}(cm)$ | - | 30 | 32 |
| $I_{eq}(cm^4)$ | 11259 | $2.25 \times 10^5$ | 273057,39 |
| $A_{eq}(cm^2)$ | 106 | 3000 | 3199,96 |

## VI.7. Modélisation du soutènement provisoire

La modélisation du soutènement provisoire consiste à donner les efforts agissants sur ce dernier et les repartir sur les différents éléments (Cintres, Béton projeté) pour vérifier les contraintes, afin d'assurer la stabilité de soutènement et le bon déroulement des travaux pendant l'excavation.

### VI.7.1. Méthode des réactions hyperstatiques

Dans la méthode des réactions hyperstatiques on étudie le comportement du revêtement sous l'action de charges extérieures. On distingue alors des charges dites « actives » qui sont indépendantes de l'état de déformation du revêtement (charges et surcharges intérieurs ou extérieurs, poussées du terrain) et des charges dites « passives » qui sont les réactions hyperstatiques dépendant de la déformation (ce sont les réactions de butée du terrain).

On détermine ces réactions hyperstatiques en écrivant que les déformations du terrain auxquelles elles correspondent sont égales aux déformations du revêtement sous l'effet de l'ensemble des charges actives et passives.

Le coefficient K de proportionnalité dépend des caractéristiques du terrain, du rayon moyen de l'excavation et de sa forme. C'est le module de réaction hyperstatique qui est défini par la formule suivante : $$k = \frac{E.e}{(1+\vartheta).R} \qquad (VI.1)$$

Tel que :

- $E$ : module de Young instantané du terrain
- $\nu$ : coefficient de poisson
- $e$ : discrétisation de l'arc
- $R$ : rayon équivalent de l'excavation

La réaction du terrain est introduite sous forme de ressorts; agissant en chacun des barres et affectés de coefficients de raideur tenant compte du module de réaction du terrain.

### VI.7.2. Modélisation du soutènement par le logiciel Robot Structural Analysis Professional

La modélisation de soutènement de type coque se fera par le logiciel de calcul Robot, la structure est composée de la voute, les piédroits et le radier seront représentés par des élément barres, c'est un modèle tridimensionnel de 1mètre de longueur.

Les éléments seront axés sur la fibre moyenne du profilé, reliés entre eux par des nœuds, qui peuvent se déplacer librement dans le sens vertical et horizontal, sauf les deux nœuds extrêmes qui sont appuyés sur des appuis doubles.

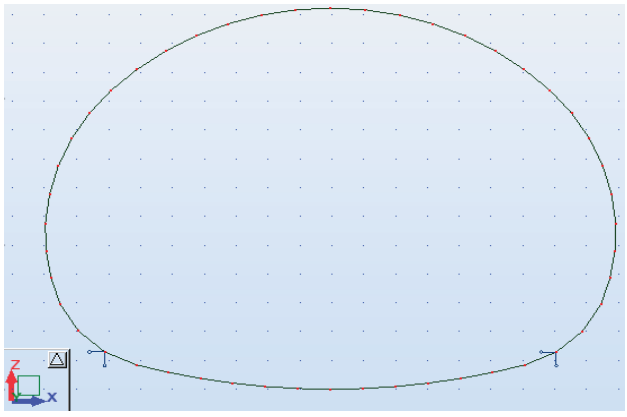



**Figure VI.2 Modélisation robot du soutènement en 2D.**

Le béton projeté et les cintres seront modélisés en une section équivalente par un matériau a un module d'élasticité équivalent $E_{eq}$ et une épaisseur équivalente $e_{eq}$ pour chaque type de soutènement; 1 et 2 (Tableaux VI.11 et VI.12).

On aboutit donc à un modèle tridimensionnel d'épaisseur égale à la distance entre les cintres et de largeur égale à l'épaisseur équivalente.

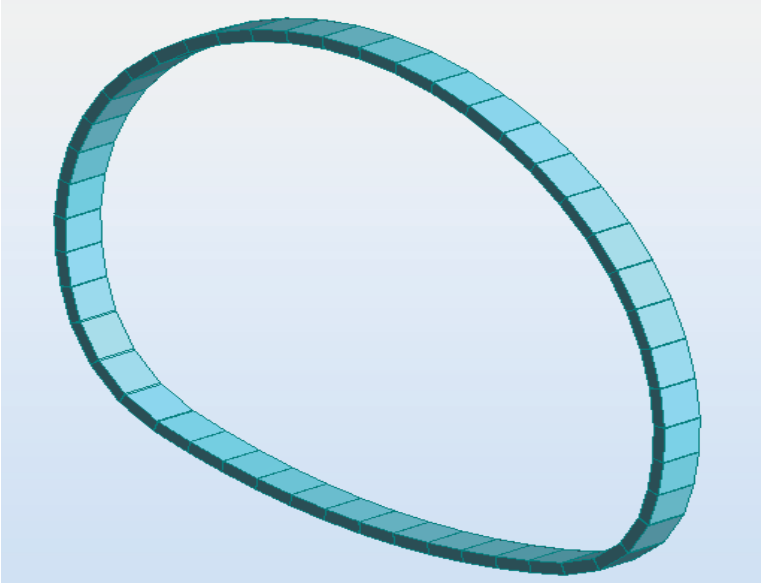


**Figure VI.3 Modélisation robot du soutènement en 3D.**

Le sol (l'argilite) sera modélisé par des ressorts de raideur K.

$$k = \frac{E.e}{(1+\vartheta).R} = \frac{400000x1}{(1+0.3)x7.81} = 39397.22\ KN$$

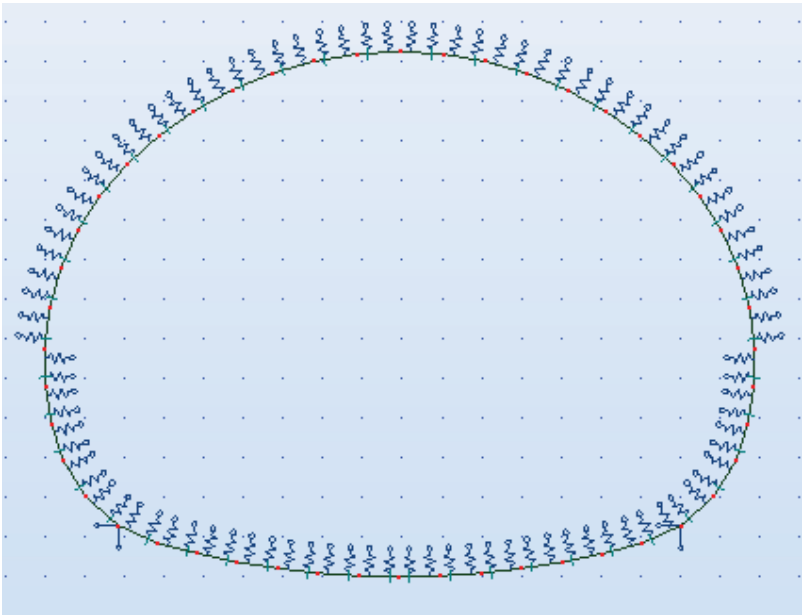


**Figure VI.4 Modélisation des ressorts de raideur K de l'Argilite.**

### VI.7.3.Diagramme des efforts

En appliquant sur les deux types de soutènement les charges calculées dans le chapitre « Évaluation des charges » on obtient les diagrammes ci-dessous.

**Remarque :** On rappelle que le creusement s'effectue en section divisée, pour les diagrammes des efforts détaillés pour chaque phase de creusement, voir l'annexe B.

#### VI.7.3.1. Soutènement type 1

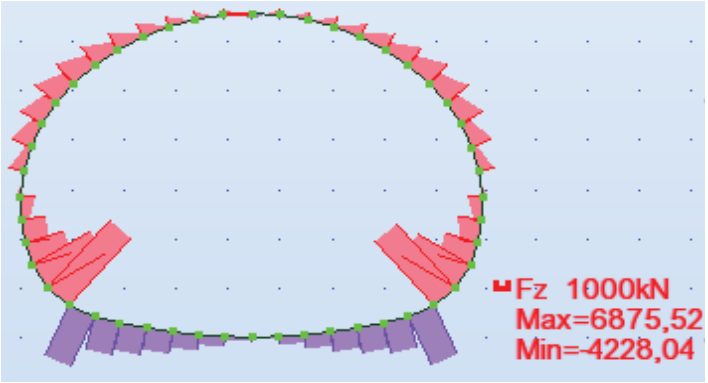



**Figure VI.5 Diagramme du l'effort tranchant du soutènement type 1 de la section.**

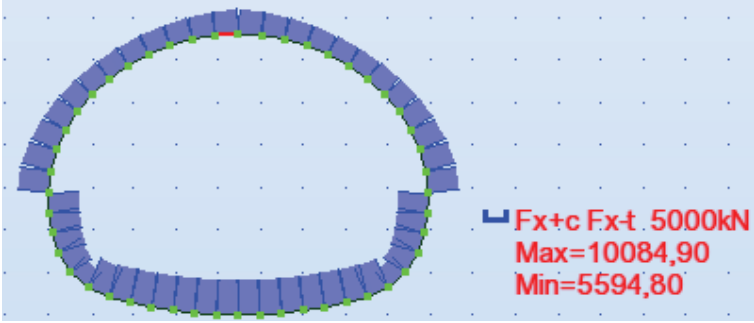



**Figure VI.6 Diagramme du l'effort normal du soutènement type 1 de la section.**

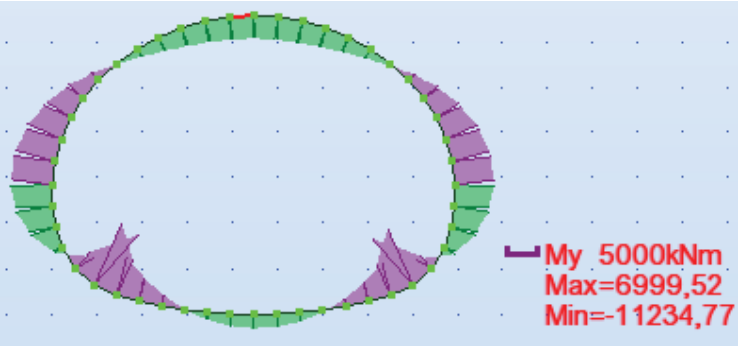



**Figure VI.7 Diagramme du moment fléchissant du soutènement type 1 de la section.**

#### VI.7.3.2. Soutènement type 2

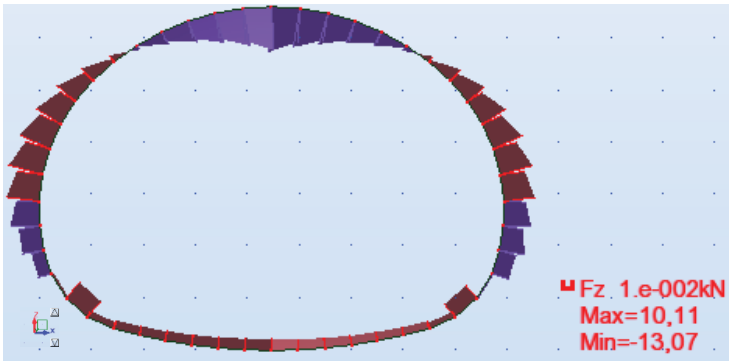



**Figure VI.8 Diagramme du l'effort tranchant du soutènement type 2 de la section.**

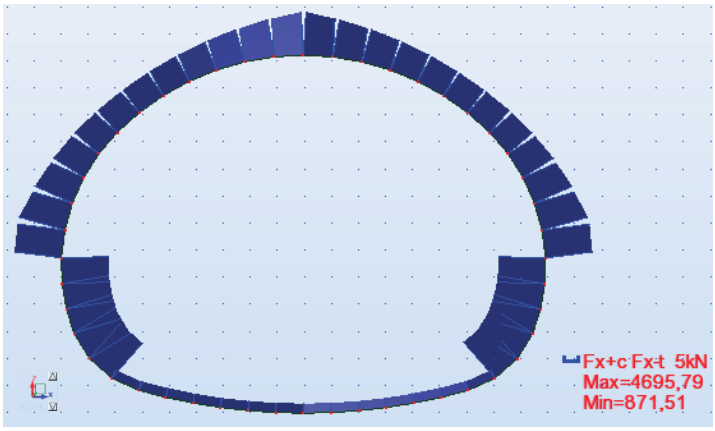



**Figure VI.9 Diagramme du l'effort normal du soutènement type 2 de la section.**

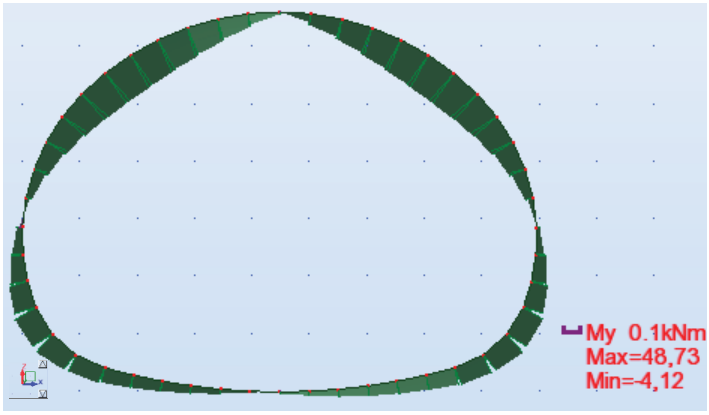



**Figure VI.10 Diagramme du moment fléchissant du soutènement type 2 de la section.**

## VI.8. Calcul des caractéristiques du soutènement

❖ **Rigidité des cintres métalliques :**

✓ A la compression : $$E_s A'_s = \frac{E_s A_s}{a} \ (VI.2)$$

✓ A la flexion : $$E_s I'_s = \frac{E_s I_s}{a} (VI.3)$$

Où :

- $E_sA_s$ :La rigidité des cintres à la compression avant leur mise en place
- $E_sA'_s$ :La rigidité des cintres à la compression après leur mise en place
- $E_sI_s$ :La rigidité des cintres à la flexion avant leur mise en place.
- $E_sI'_s$: La rigidité des cintres à la flexion après leur mise en place.
- $E_s$ : Module d'élasticité du métal.
- $A_s$ : Section du profilé en acier.
- $I_s$ : Moment d'inertie du profilé.
- $a$ : la distance entre les cintres.

❖ **Rigidité du béton projeté :**

✓ A la compression : $$E_bA'_b = \frac{E_bA_b}{a} \ (VI.4)$$

✓ A la flexion : $$E_bI'_b = \frac{E_bI_b}{a} \quad (VI.5)$$

On aura $\theta_n = \frac{E_bA'_b}{E_sA'_s}$ $(VI.6)$ et $\theta_m = \frac{E_bI'_b}{E_sI'_s}(VI.7)$

Où

- $E_bA_b$ : La rigidité du béton projeté à la compression avant sa mise en place
- $E_bA'_b$ : La rigidité du béton projeté à la compression après sa mise en place
- $\theta_n$: Coefficient d'équivalence de l'effort normal
- $\theta_m$: Coefficient d'équivalence du moment fléchissant
- $E_b$ : Module d'élasticité du béton
- $A_b$ : Section du béton projeté
- $I_b = \frac{a.e^3}{12}$: Moment d'inertie de la section du béton
- $e$ : épaisseur de béton
- $E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$
- $a$ : la distance entre les cintres.

❖ **Rigidité de la combinaison :**

✓ A la compression : $E_zA'_z = E_sA'_s + E_bA'_b = E_sA'_s(1+\theta_n)$ $(VI.8)$

✓ A la flexion : $E_zI'_z = E_sI'_s + E_bI'_b = E_sI'_s(1+\theta_m)$ $(VI.9)$

## VI.9. La répartition des efforts entre les éléments du soutènement provisoire

❖ **Répartition des efforts pour le béton :**

$$M_b = \frac{E_bI'_b}{E_bI'_b+E_sI'_s}\,M = \frac{\frac{E_bI'_b}{E_sI'_s}}{\frac{E_bI'_b}{E_sI'_s}+\frac{E_sI'_s}{E_sI'_s}}M = \frac{\theta_m}{\theta_m+1}M \ (VI.10)$$

$$N_b = \frac{E_bA'_b}{E_bA'_b+E_sA'_s}N = \frac{\frac{E_bA'_b}{E_sA'_s}}{\frac{E_bA'_b}{E_sA'_s}+\frac{E_sA'_s}{E_sA'_s}}N = \frac{\theta_n}{\theta_n+1}N(VI.11)$$

$$T_b = \frac{\theta_n}{\theta_n+1}T(VI.12)$$

❖ **Répartition des efforts pour le cintre :**

$$M_s = \frac{E_s I'_s}{E_b I'_b + E_s I'_s} M = \frac{\frac{E_s I'_s}{E_s I'_s}}{\frac{E_b I'_b}{E_s I'_s} + \frac{E_s I'_s}{E_s I'_s}} M = \frac{1}{\theta_m + 1} M \qquad (VI.13)$$

$$N_s = \frac{E_s A'_s}{E_b A'_b + E_s A'_s} N = \frac{\frac{E_s A'_s}{E_s A'_s}}{\frac{E_b A'_b}{E_s A'_s} + \frac{E_s A'_s}{E_s A'_s}} N = \frac{1}{\theta_n + 1} N \qquad (VI.14)$$

$$T_b = \frac{1}{\theta_n + 1} T \qquad (VI.15)$$

M, N, T sont les valeurs du moment fléchissant maximum et de l'effort normal maximum et l'effort tranchant maximum correspondant de la section équivalente de soutènement donnés par logiciel Robot.

## VI.10. Vérification du soutènement provisoire

### VI.10.1. Vérification à L'ELS, en fissuration très préjudiciable

❖ **Vérification des contraintes normales**

✓ Dans le béton projeté on vérifie : $\sigma_b = \gamma_b . \left( \frac{N_b}{A'_b} \pm \frac{M_b}{W'_b} \right) \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$W'_b = \frac{W_b}{a} = \frac{\frac{I}{y}}{a} = \frac{\frac{a.e^3}{12.y}}{a} = \frac{e^2}{6}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$

$\gamma_b = \frac{4}{3} = 1.35$

Tel que :

- $\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite admissible à l'ELS
- $W_b$: Module de résistance du béton projeté
- $y = \frac{e}{2}$ Distance entre le centre de gravité et la fibre extrême d'une section de béton projeté.

✓ Dans l'acier on vérifie : $\sigma_s = \gamma_f \left( \frac{N_s}{A'_s} \pm \frac{M_s}{W'_s} \right) < \sigma_e$

$W'_s = \frac{W_s}{a}$

$\sigma_e = 0.8 \min(\frac{2}{3} f_e ; \max(0{,}5 f_e ; 110\sqrt{n f_{t28}}))$

$n = 1.6$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$

$W_s$ : Module de résistance de cintre métallique.

❖ **Vérification du cisaillement:**

✓ Dans le béton projeté on vérifie: $\tau = \frac{T_b^{max}}{a.d} < \tau_{lim}$

$$\tau_{lim} = \min(\frac{0{,}15.\, f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa)$$

$d = 0.9e$

$\gamma_b = 1.5$

✓ Dans l'acier:

La contrainte tangentielle $\tau$ due à l'effort tranchant T est donnée par :

$$\tau = \frac{T_s \times S}{I \times \delta} < \tau_{lim}$$

$$\tau_{lim} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

- $I$ : Moment d'inertie du profilé.
- $S$ : Moment statique de la demi-section.
- $\delta$ : Épaisseur de l'âme du profilé.

### VI.10.2. Vérification par l'Eurocode

❖ **Béton projeté :**

✓ Vérification à l'effort axial :

On considère toute la charge axiale est résistée par le béton projeté; On vérifie : $\sigma_{max} < \frac{f_{ck}}{CS\ globale}$

- La contrainte maximale dans le béton projeté $\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{t_g}$
- Le béton projeté résiste la suivante contrainte de compression : $\frac{f_{ck}}{CS\ globale}$
- Avec :
- L'effort axial maximale (par logiciel) $N_{max}$
- L'épaisseur de béton projeté : $t_g$
- $f_{ck}$ est la résistance de béton à la compression ($f_{c28}$)
- $CS\ globale$ est le coefficient de sécurité globale : $CS\ globale = \gamma_c.\gamma_j$
- $\gamma_c$ : Coefficient de minoration de la résistance du béton projeté (égale à 1,50)
- $\gamma_j$: Coefficient de majoration des actions pour un soutènement de type provisoire (égale à 1,10).

✓ Moment de béton projeté :

Les données :

- $M_{max}$ : Moment de flexion maximal (par logiciel)
- $N_{correspondant}$ : l'effort axial correspondant au moment maximal (par logiciel).
- $\sigma_t$ :Résistance caractéristique à la traction ($f_{ck}$ <50 MPa,EC2, 3.1)
  - $\sigma_t = 0.7 \times 0.3 \times {f_{ck}}^{2/3}$
- $\sigma_c$ :contrainte de résistance à la compression ; $\sigma_c = \frac{\text{Ncorrespondant}}{t_g}$

$$\sigma_{Tmax} = \sigma_t + \sigma_c$$

Le moment de flexion résisté par le béton projeté est obtenu par le schéma de contraintes suivant :

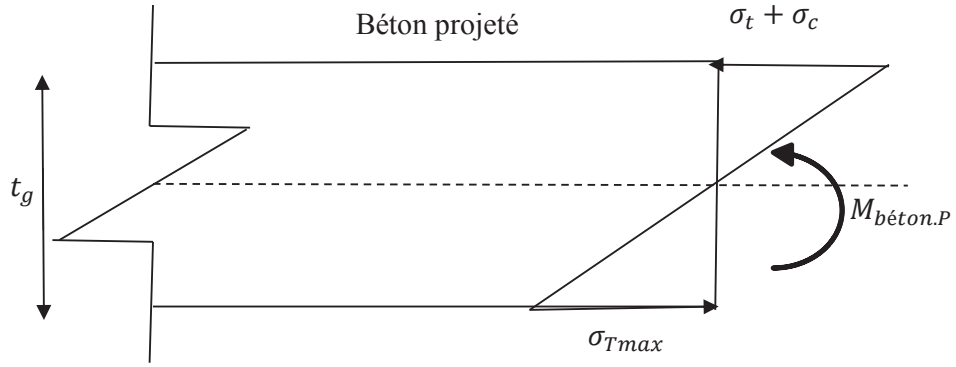



**Figure VI.11 Schéma de contraintes.**

$$M_{béton.Projeté} = \frac{\sigma_{Tmax} \times {t_g}^2}{6}$$

### ❖ Cintre métallique :

✓ Le moment qui doit résister le cintre métallique $M_{cintre}$ :

$$M_{cintre} = M_{max}\,(logiciel) - M_{béton.Projeté}$$

Ou $M_{max}$ donné par logiciel

✓ Vérification de Cintre :

Tout la charge axiale est résistée par le béton projeté ($Ntg = 0$) ; on vérifie

$$\sigma_{max} < \sigma_{cintre}$$

Tel que :

- $\sigma_{max}$ : contrainte maximale dans le cintre , $\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W} = \frac{M_{cintre} \times d}{W}$
- $d$ : longueur d'abattage (séparation entre les cintre)
- W : Module de résistance de l'acier.
- $\sigma_{cintre}$ : contrainte résistée par le cintre $\sigma_{cintre} = \frac{\sigma_a}{CS\ Globale}$
- $\sigma_a$ : Tension caractéristique d'élasticité de l'acier.

- $CS\ Globale$ :coefficient de sécurité globale de cintre ; $CS\ Globale = \gamma_c.\gamma_j$
- $\gamma_c$ : coefficient de minoration de la résistance du cintre (égale à 1,05).
- $\gamma_j$: Coefficient de majoration des actions pour un soutènement de type provisoire (égale à 1,10).

## VI.11. Application numérique

Voir l'application numérique détaillée dans l'annexe C.

**Tableau VI.13 Vérification par ELS.**

| | | Calotte | | Stross + Calotte | | Complète | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Béton.P | Cintre | Béton.P | Cintre | Béton.P | Cintre |
| soutènement type 1 | $\boldsymbol{\sigma}\ MPa$ | 126,535 | 496,66 | 284,29 | 1120,04 | 4420.75 | 8109.73 |
| | $\overline{\boldsymbol{\sigma}}\ MPa$ | 18 | 200 | 18 | 200 | 18 | 200 |
| | $\boldsymbol{\sigma} < \overline{\boldsymbol{\sigma}}$ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| | $\boldsymbol{\tau}\ MPa$ | 11,48643 | 209,3715 | 12,47114 | 227,3205 | 32 | 69439 |
| | $\boldsymbol{\tau_{lim}}\ MPa$ | 3 | 158.77 | 3 | 158.77 | 3 | 158.77 |
| | $\boldsymbol{\tau < \tau_{lim}}$ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| soutènement type 2 | $\boldsymbol{\sigma}\ MPa$ | 16,60684 | 76,34219 | 15,10952 | 69,17257 | 14.21 | 71.18 |
| | $\overline{\boldsymbol{\sigma}}\ MPa$ | 18 | 200 | 18 | 200 | 18 $MPa$ | 200 |
| | $\boldsymbol{\sigma} < \overline{\boldsymbol{\sigma}}$ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ |
| | $\boldsymbol{\tau}\ (MPa)$ | 0,037619 | 0,782707 | 0,054181 | 1,1273 | 0,5294 | 1.1 |
| | $\boldsymbol{\tau_{lim}}^{(MPa)}$ | 3 | 158.77 | 3 | 158.77 | 3 | 158.77 |
| | $\boldsymbol{\tau < \tau_{lim}}$ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ |

**Tableau VI.14 Vérification par l'Eurocode [23].**

| | | Calotte | Stross + Calotte | Complète |
|---|---|---|---|---|
| soutènement type 1 | $\sigma_{max}$ (B.P) KPa | 37827,4 | 36061,96 | 40339.6 |
| | $\frac{f_{ck}}{CS\ globale}$ KPa | 18181.82 | 18181.82 | 18181.82 |
| | $\sigma_{max} < \frac{f_{ck}}{CS\ globale}$ (B.P) | ✗ | ✗ | ✗ |
| | $\sigma_{max}$ KPa | 3 046 526,3 | 6 069 950,9 | $1{,}2.\ 10^{7}$ |
| | $\sigma_{cintre}$ KPa | 238095.24 | 238095.24 | $2.38.\ 10^{5}$ |
| | $\sigma_{max} < \sigma_{cintre}$ | ✗ | ✗ | ✗ |
| soutènement type 2 | $\sigma_{max}$ (B.P) KPa | 1 6039.53 | 15727,7 | 15652.63 |
| | $\frac{f_{ck}}{CS\ globale}$ KPa | 18181.82 | 18181.82 | 18181.82 |
| | $\sigma_{max} < \frac{f_{ck}}{CS\ globale}$ (B.P) | ✓ | ✓ | ✓ |
| | $\sigma_{max}$ KPa | 79549.57 | 98939.23 | 3901.92 |
| | $\sigma_{cintre}$ KPa | 238095.24 | 238095.24 | 238095.24 |
| | $\sigma_{max} < \sigma_{cintre}$ | ✓ | ✓ | ✓ |

## VI.12. Conclusion

Le soutènement type 2 est capable de reprendre les efforts engendrés avec la méthode de creusement en section divisée, contrairement au soutènement type 1 qui ne vérifie pas les contraintes. Notre choix se portera donc logiquement vers le soutènement est de type 2.

# Chapitre VII :

# Méthode Convergence-Confinement

## VII.1. Introduction

La méthode convergence confinement s'est développée parallèlement à l'utilisation de la « Nouvelle Méthode Autrichienne ». Son élaboration complète remonte au tout début des années 80. C'est une méthode de calcul analytique de l'interaction entre un massif excavé et son soutènement, basée sur des hypothèses simplificatrices telles que :

- ✓ 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.

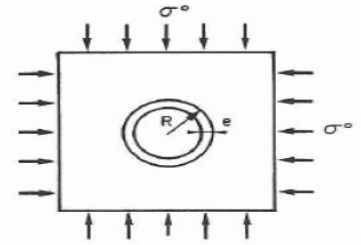



**Figure VII.1 Galerie circulaire revêtue sous contrainte isotrope [5].**

Elle tient compte des facteurs jugés importants sur l'équilibre final du complexe rocher-soutènement, à savoir :

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

La méthode de dimensionnement par convergence-confinement permet ainsi une optimisation des caractéristiques et du coût du soutènement.

## VII.2. Principes généraux de la méthode

Considérons une section plane du terrain soumise à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope $\sigma_0$. Si H est la hauteur de couverture et $\gamma$ le poids volumique des terrains sus-jacents. La contrainte initiale dans le massif est donc : $\sigma_0 = \gamma H$

La cavité est supposée pré-excavée et remplie de liquide à une pression p correspondant à l'état initial $\sigma_0$.

## VII.3. Comportement du massif

En diminuant la pression initiale, on provoque un déplacement radial u correspondant à la décompression du massif autour de l'excavation, avec $0 \leq p_i \leq P_0$. Dans un premier temps, le comportement du terrain est élastique et la courbe pression-déplacement est linéaire. Dans un deuxième temps, il peut se former autour de la cavité un phénomène de rupture (ou mise en plasticité) qui augmente la déformation.

La courbe pression–déplacement est appelé « courbe caractéristique » ou « courbe de convergence » du massif excavé.

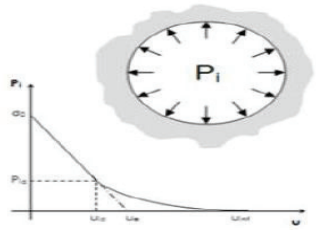



**Figure VII.2 Courbe de convergence [5].**

## VII.4. Comportement du soutènement

Afin de caractériser le comportement du soutènement on trace une deuxième courbe appelé « courbe caractéristique du soutènement » ou « courbe de confinement » qui est une droite si on suppose que le comportement du soutènement est élastique linéaire.

Son origine est décalée de la valeur $u_{s0}$ pour tenir compte de la convergence qui s'est déjà produite lors de sa mise en place.

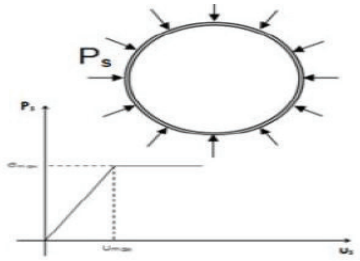



**Figure VII.3 Courbe de confinement [5].**

## VII.5. Optimisation du soutènement

Une fois paré des deux courbes, on va pouvoir les coupler pour étudier l'interaction roche-structure. Pour cela on va superposer les deux courbes. La pression fictive de l'un correspond parfaitement au chargement du second.

Le point d'intersection des deux courbes correspond ainsi au point d'équilibre entre terrain et soutènement. C'est ce point ($P_{eq'}$ , $u_{eq'}$ ) qui donne l'état mécanique de la structure "à l'infini", loin du front de taille.

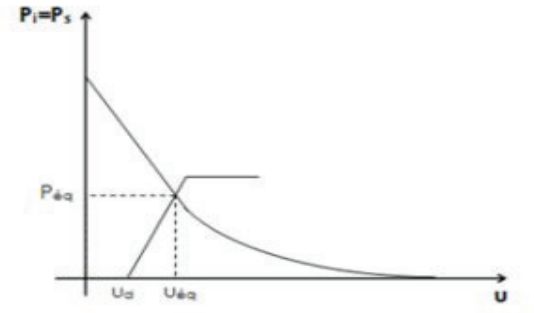



**Figure VII.4 Courbe de convergence-confinement [5].**

## VII.6. Domaines d'application

La méthode est essentiellement utilisée dans le cadre d'un prédimensionnement 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" d'épaisseur de soutènement dans les cas suivants :

- ✓ Le massif de terrain doit pouvoir être représenté comme un milieu homogène, isotrope et continu à l'échelle de l'ouvrage.
- ✓ Le dimensionnement concerne une section courante du tunnel. Afin de pouvoir simplifier le problème tridimensionnel en un problème bidimensionnel, il faut que de part et d'autre de la section étudiée, le terrain soit identique sur un tronçon de quelques dizaines de mètres. Cette condition exclut donc également les têtes du tunnel
- ✓ La géométrie du tunnel est supposée circulaire dans la méthode. Dans le cas d'une section quasi circulaire, on utilisera un rayon équivalent.
- ✓ L'état de contraintes initial est isotrope ($K_0 = 1$). A moyenne et à grande profondeur cette hypothèse est souvent vérifiée.

## VII.7. Etapes de calcul d'un problème type

❖ **Etape n°1 : courbe caractéristique du terrain**

**Données du terrain :**

- $E\ et\ \nu$ : Caractéristiques élastiques (module d'élasticité de terrain et module de poisson)
- $C\ et\ \phi$ : Caractéristiques de rupture (cohésion et angle de frottement)
- $\gamma$ : Masse volumique du rocher
- $\sigma_0$ : Contrainte initiale du massif
- $R$ : Rayon de l'excavation
- $R_c$: Résistance à la compression simple
- $K_p$ : Coefficient de butée

Avec :

$$R_c = 2C.tg(\pi 4 + \varphi 2) = (2C\ cos\varphi)/(1 - sin\varphi) \qquad (VII.1)$$

$$K_p = tg^2(\pi 4 + \varphi 2) = (1 + sin\varphi)/(1 - sin\varphi\ ) \qquad (VII.2)$$

**Etapes de calcul :**

- Si $\sigma_0 \leq R_c/2$ : Le creusement n'entraine que des déformations élastiques, tant que la pression fictive de soutènement P reste supérieure à Pa (pression d'apparition d'une zone en état limite de rupture à la paroi de l'excavation).

Donc pour $P_a < P < \sigma_0$ la courbe caractéristique du terrain est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$$p = \sigma_0 \qquad u = 0 \qquad \text{et} \qquad p = 0 \qquad u = u_e = (1+\nu).\sigma_0.\frac{R}{E}$$

- Si $\sigma_0 > R_c/2$ : Une fois l'état élastique est dépassé (P est inférieure à $P_a$) il se développe autour de la cavité une zone plastique (rupture) circulaire nous appellerons

$r_p$ son rayon (lorsque $p$ diminue; $r_p$ augmente). Cette zone est aussi caractérisée par un taux de confinement $\lambda_a$, et un déplacement de la paroi correspondant $u_a$.

$$P_a = \sigma_0(1 - sin\varphi) - Ccos\varphi = \left(\sigma_0 - \frac{Rc}{2}\right) \times \frac{2}{k_p+1} = \left(\sigma_0 - \frac{Rc}{2}\right)(1 - sin\varphi) \quad \text{(VII. 3)}$$

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = sin\varphi + \frac{Ccos\varphi}{\sigma_0} \quad \text{(VII. 4)}$$

$$u_a = \lambda_a \times u_e \quad \text{(VII. 5)}$$

Donc pour $P < P_a$ : calcul de la courbe point par point selon la loi de comportement choisie, Dans notre cas nous utiliserons la formule établie par M. PANET (1976) pour un milieu élastoplastique parfait.

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

La détermination de la convergence en fonction de la distance au front de taille permet de définir la position relative des courbes caractéristiques du soutènement et du terrain dont dépendra l'équilibre final. Négliger la convergence déjà acquise au moment de la pose de soutènement conduit non seulement à surestimer l'effort de soutènement mais aussi à trahir le comportement du massif et son équilibre.

Bien que le phénomène tridimensionnel soit plus complexe, on peut assimiler l'influence de la proximité du front de taille à une pression radiale fictive de soutènement.

En milieu élastoplastique parfait avec des critères de plasticité de type Drucker Prager F. CORBETTA et al (1991) donnent une bonne approximation de la déformée (Le déplacement initial de la courbe de confinement) à une distance du front par la formule

$$\mu_d = X \times u_e.\left[0.29 + 0.71 \times \left[1 - \exp\left(-1.5 \times \left(\frac{d}{X \times R}\right)^{0.7}\right)\right]\right] \quad \text{(VII. 6)}$$

Où : $X = u_p/u_e$

- $\mu_p$ : Le déplacement de la courbe caractéristique de terrain à déconfinement total. $\mu_p = \mu(\boldsymbol{\lambda = 1})$
- $d$ : La distance au front de taille.

Pour qu'on puisse utiliser le déplacement $\mu_d$ il faut vérifier la condition de M.PANET(1976)

$$\mu_d > \mu_{s0}$$

Avec $\mu_{s0} = 0{,}265\,\mu_e$

- **Etape n°3 : courbe caractéristique du soutènement**

Il faut déterminer la raideur du soutènement ($k$) choisi et sa pression maximale ($P_{max}$) (État limite admissible ou état limite de rupture) puis tracer la courbe.

La détermination $P_{max}$, k des différents types de soutènement et leurs combinaisons sera faite dans la partie calcul.

- **Etape n°4 : Equilibre final**

L'intersection de la courbe caractéristique du terrain et la courbe caractéristique du soutènement donne la pression et le déplacement de soutènement à l'équilibre.

Si cette pression n'est pas admissible un autre soutènement sera envisagé. Ainsi, en faisant varier les caractéristiques de ce dernier (épaisseur du béton projeté, dimensions et

écartement des cintres) on peut en déduire le soutènement optimal compte tenu des convergences maximal.

## VII.8. Application de la méthode sur la section PK206+600,27

### VII.8.1. Convergence

❖ **Courbe caractéristique du terrain**

**Données du terrain :**

- Rayon d'excavation : étant donné que nous avons une section elliptique, nous avons calculer le rayon équivalent à l'aide du logiciel AUTOCAD ce qui nous a donné un rayon équivalent $R = 7.81\ m$.
- Module d'élasticité des Argilites $E = 400\ MPa$.
- Cohésion $C = 200\ KPa$.
- Coefficient de poisson $\nu = 0{,}35$
- Angle de frottement $\varphi = 18°$
- Masse volumique des Argilites $\gamma = 24\ KPa$
- En application de la théorie de Terzaghi, on prend $Z = 2H = 76{,}64\ m$

**Les résultats :**

La contrainte initiale agissante sur le soutènement est : $\sigma_0 = 76.64 \times 24 = 1{,}839\ MPa$

La résistance à la compression est : $Rc = \frac{2C.\cos\varphi}{(1-\sin\varphi)} = \frac{2\times200\times\cos18}{(1-\sin18)} = 0.551\ MPa$

le coefficient de butée est : $K_p = \frac{tg^2(\varphi)}{(\pi/4+\varphi/2)} = 1{,}894$

$\sigma_0 = 1.839\ \text{MPa} > \frac{Rc}{2} = 0.28\ MPa$

La Pression d'apparition à la paroi de l'excavation de la zone à la fin de l'état élastique :

$P_a = 1839\ (1-sin18) - 200\times cos18$ $\qquad P_a = 1{,}081\ MPa$

Le taux de déconfinement à la fin de l'état élastique :

$\lambda_a = (1.839 - 1{,}081)\ /1.839$ $\qquad \lambda_a = 0.412$

Le déplacement élastique de la paroi pour une pression de soutènement nulle :

$u_e = \frac{(1+0{,}35)3{,}545x7{,}81}{400}$ $\qquad u_e = 48{,}483\ mm$

Le déplacement de la paroi à la fin de l'état élastique :

$u_a = 48{,}483 \times 0.412$ $\qquad u_a = 19{,}996\ mm$

**NB:** On remarque que la convergence est très importante, alors il faut disposer le soutènement le plus rapidement possible.

✓ Pour $P_a < P < \sigma_0$ ; la courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$P = \sigma_0 = 1.839\ MPa$ $\quad u = 0$ et $P = P_a = 1{,}081\ MPa$ $\quad u = u_a = 19{,}996\ mm$

✓ Pour $P < P_a$ : Calcul de la courbe point par point selon M.PANET (1976) pour un milieu élastoplastique parfait.

Nous avons $\lambda_a < \lambda \leq 1$ ; $\sigma(\lambda) = P(\lambda) = \sigma_0(1-\lambda)$

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

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[\frac{2}{k_p+1}\frac{(k_p-1)\ \sigma_0 + R_c}{(1-\lambda)\ (k_p-1)\ \sigma_0 + R_c}\right]^{\frac{1}{k_p-1}}$$

**AN :** La déformation se fait à volume constant : $\alpha = 1$

$\sigma(\lambda) = P(\lambda) = \sigma_0(1-\lambda)$ Pour les piédroits.

$\sigma(\lambda) = P(\lambda) = \sigma_0(1-\lambda) + \gamma(r_p - R)$ Pour la voute.

On aboutit à une courbe caractéristique du terrain. (Voir figure ci-après)

**Tableau VII.1 Valeurs de la courbe caractéristique du terrain.**

| $\lambda$ | $r_p$ ($\lambda$) (m) | $\mu$ ($\lambda$) (mm) | $\sigma$ (En piédroits) (MPa) | $\sigma$ (En voûte) (MPa) |
|---|---|---|---|---|
| 0,000 | 7,810 | 0,00 | 1,839 | 1,839 |
| 0,412 | 7,810 | 20,00 | 1,081 | 1,081 |
| 0,452 | 8,207 | 22,08 | 1,007 | 1,017 |
| 0,492 | 8,644 | 24,49 | 0,934 | 0,954 |
| 0,532 | 9,127 | 27,31 | 0,860 | 0,892 |
| 0,572 | 9,664 | 30,62 | 0,786 | 0,831 |
| 0,612 | 10,265 | 34,54 | 0,713 | 0,772 |
| 0,652 | 10,940 | 39,23 | 0,639 | 0,714 |
| 0,692 | 11,704 | 44,91 | 0,566 | 0,659 |
| 0,732 | 12,577 | 51,86 | 0,492 | 0,607 |
| 0,772 | 13,582 | 60,47 | 0,419 | 0,557 |
| 0,812 | 14,750 | 71,32 | 0,345 | 0,512 |
| 0,852 | 16,124 | 85,23 | 0,271 | 0,471 |
| 0,892 | 17,763 | 103,44 | 0,198 | 0,437 |
| 0,932 | 19,750 | 127,87 | 0,124 | 0,411 |
| 0,972 | 22,203 | 161,61 | 0,051 | 0,396 |
| 1,000 | 24,258 | 192,91 | 0,000 | 0,395 |

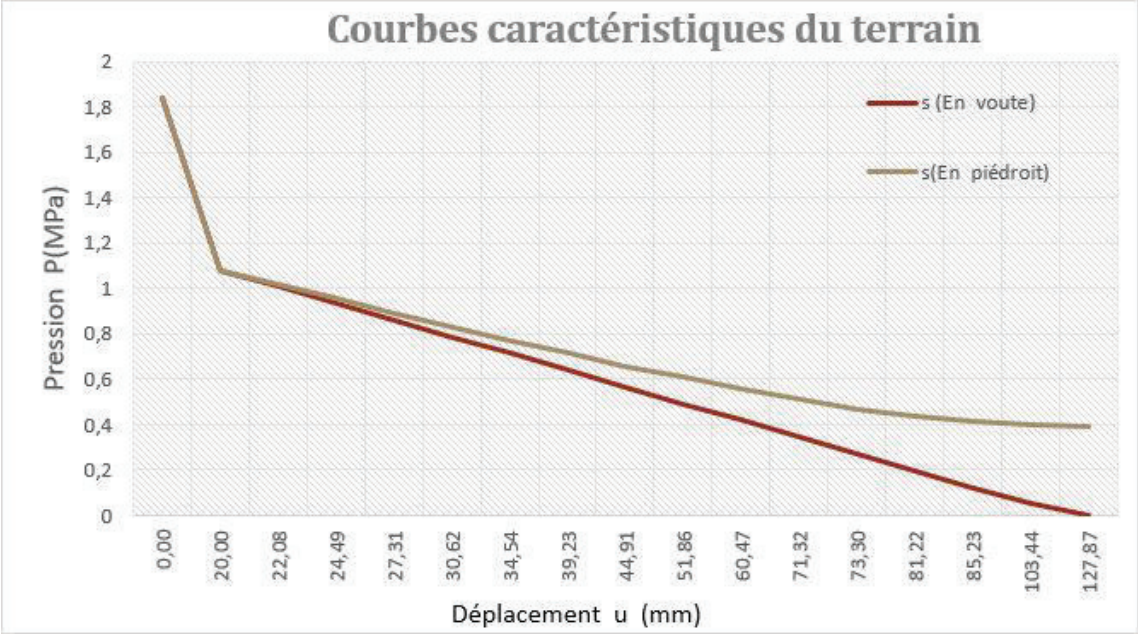



**Figure VII.5 : Courbes caractéristiques du terrain.**

### VII.8.2. Confinement

#### VII.8.2.1. Déformation (Convergence)

**(**Acquise à la paroi au moment de mise en place du soutènement)

On a:

$\mu_p = \mu(\boldsymbol{\lambda = 1}) = 192{,}913\ mm$

$\mu_e = 48{,}483\ mm$

$X = \frac{\mu_p}{\mu_e} = \frac{192{,}913}{48{,}483} = 3{,}98$

$d$: La distance au front de taille égale à 1 m.

$R = 7.81\ m$

Le déplacement initial de la courbe de confinement $\mu_d$:

$$\mu_d = 3.98 \times 48{,}483 \times (0.29 + 0.71 \times \left(1 - \text{EXP}\left(-1.5 \times \left(\frac{d}{3.98 \times 7.81}\right)^{0.7}\right)\right)$$

$\mu_d = 73.3$ mm

La condition de M. PANET (1976) :

$\mu_d = 73.3\ mm > u_{s0} = 0.265\ u_e = 0.265x\ 48{,}483 = 12.8\ mm$ $\quad Vérifié$

On prend $\mu_d = 73.3\ mm$

### VII.8.2.2. Tracé de la courbe du soutènement

#### VII.8.2.2.1. Soutènement type 1 (HEB 200 + 25 cm de B.P)

Dans le chapitre précédent, il est apparu que ce soutènement n'est pas apte à supporter les charges qui lui sont appliquées. Cependant, à titre informatif nous avons quand même appliquer la méthode Convergence-Confinement sur ce soutènement, voir Annexe C.

#### VII.8.2.2.2. Soutènement type 2 (HEB 240 + 30 cm de B.P)

✓ **Cintre HEB 240:**

Section $S = 106\ cm^2$

Module de Young de l'acier $E_s = 210000\ MPa$

Limite d'élasticité $\sigma_a = 375\ MPa$

Espacement des cintres $e = 0{,}75\ m$

**Calcul :**

$K_s$ : est la raideur d'un cintre est donnée par la relation suivante :

$K_s = \frac{E_s \times S}{e \times R} = \frac{210000 \times 106}{75 \times 781} = 380{,}03\ MPa$

$\sigma_{amax}$ : La pression maximale que peut développer un cintre vaut ;

$\sigma_{amax} = \frac{S.\sigma_a}{e.R} = \frac{106 \times 375}{75 \times 781} = 0{,}68\ MPa$

Alors le déplacement radiale de cintre $u_c$:

$u_c = \mu_d + \frac{\sigma_{amax} \times R}{K_s} = 73.3 + \frac{0.68 \times 7{,}81}{380.03} = 73.3 + 13.92 = 87.22\ mm$

**Tableau VII.2 Valeurs de la courbe caractéristique du cintre HEB 240.**

| $u\ (mm)$ | $\sigma(MPa)$ |
|---|---|
| 73.3 | 0 |
| 87,22 | 0,68 |

✓ **Béton projeté :**

Epaisseur $e$=30$cm$

Résistance à la compression $f_{c28} = 30\ MPa$

Module d'élasticité $E_b = 15000\ MPa$

Coefficient de poisson $\nu = 0{,}2$

Limité d'élasticité à l'ELS $\sigma_b = 0{,}6 f_{c28} = 18\ MPa$

**Calcul :**

$K_b$ : La raideur d'un anneau en béton projeté

$k_b = \frac{E_b \times e}{R \times (1 - \vartheta^2)} = \frac{15000.35}{781 \times (1 - 0{,}2^2)} = 1086{,}29\ MPa$

$\sigma_{bmax}$ : Pression maximale de béton projeté

$\sigma_{bmax} = \frac{\sigma_b \times e}{R} = \frac{18 \times 35}{781} = 0{,}80666\ MPa$

Alors le déplacement radiale de béton projeté $u_b$:

$$u_b = \mu_d + \frac{\sigma_{bmax} \times R}{K_b} = 73.3 + \frac{0{,}80666x7{,}81}{1086.29} = 73.3 + 5.77\ mm$$

**Tableau VII.3 Valeurs de la courbe caractéristique du béton projeté.**

| $u\ (mm)$ | $\sigma(MPa)$ |
|---|---|
| 73.3 | 0 |
| 79.07 | 0,81 |

✓ **Pour la Combinaison béton-cintre**

$$u_{c+b} = \frac{(\sigma_{amax} + \sigma_{bmax}) \times R}{K_b + K_s} = \frac{(0.68 + 0{,}80666) \times 7{,}81}{380{,}03 + 1086{,}29} = 7.92\ mm$$

$$P_{max} = \sigma_{max} = \sigma_{amax} + \sigma_{bmax} = 0.68 + 0{,}80666 = 1.486\ MPa$$

**Vérification de soutènement :**

$P_{max} = 1.486\ MPa > P_v = 0.750\ MPa$ $Vérifié.$

**Tableau VII.4 Valeurs de la courbe caractéristique de la combinaison béton-cintre.**

| $u\ (mm)$ | $(MPa)$ |
|---|---|
| 73.3 | 0 |
| 81.22 | 1,04 |

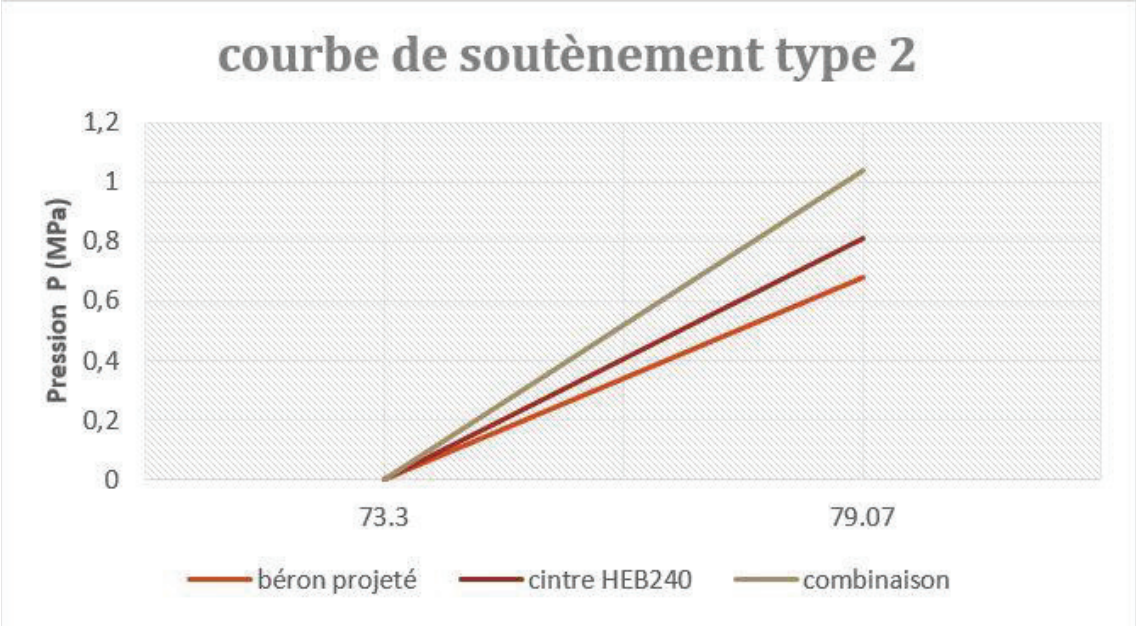



**Figure VII.6 courbe caractéristique de la combinaison béton-cintre.**

✓ **La courbe de convergence confinement :**

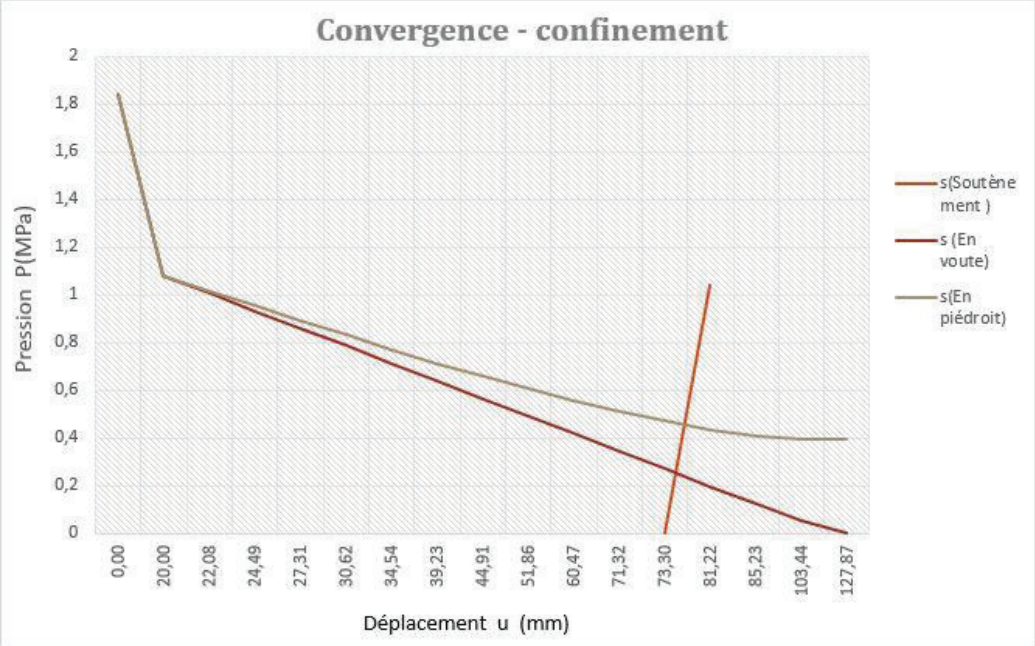



**Figure VII.7 courbe de convergence confinement.**

**Analyse des résultats :**

A travers l'étude graphique, on détermine le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence et de confinement :

$$(U_{eq}, \sigma_{eq}) = (75.94\ mm\ ; 0.437\ MPa\ )$$

La convergence prévisionnelle pour un creusement a pleine section est de 75.94 mm, qui est une valeur importante, de là nous recommandons un creusement en demi section voir en section divisée.

On a : $K_{soutènement} = K_b + K_s = 1466.32\ MPa \longrightarrow 100\ \%$

$K_b = 1086.29\ MPa \longrightarrow x\ \%$

Donc le pourcentage de sollicitation que reçoit le béton est $x = 74.02\ \%$ et le pourcentage des cintres est de 25.98 %.

Le point d'intersection des deux courbes donne la pression équivalente $P_{eq} = 437\ KPa$

Alors :

$\sigma_b = 437x0.7402 = 323.47$ KPa $< \sigma_b$ max $= 810$ KPa $\quad Vérifié.$

$\sigma_a = 437x0.2598 = 113.53$ KPa $< \sigma_a$ max $= 680$KPa $\quad Vérifié.$

## VII.9. Conclusions :

La méthode convergence-confinement nous a permis d'avoir un aperçu du comportement du soutènement (de prévoir les déplacements) ce qui nous est utile pour le choix de l'admission ou non de ce type de soutènement.

On a vu dans ce chapitre que le choix des caractéristiques de soutènement semble adéquat : La pression du soutènement à l'équilibre ne dépasse pas la pression admissible des

matériaux utilisées. On a pu obtenir le pourcentage de sollicitations que reçoit chaque élément de soutènement grâce au point d'équilibre des deux courbes convergence et confinement, afin de le comparer à sa rigidité, ce qui satisfait le calcul fait dans le chapitre précédent (calcul numérique).

Par ailleurs, on a également calculé le taux de déconfinement du sol qui nous servira pour la modélisation du tunnel dans le prochain chapitre.

# Chapitre VIII :

# Modélisation numérique (PLAXIS 2D)

## VIII.1. Introduction

Dans l'optique d'évaluer les déplacements, les déformations ainsi que les efforts appliqués sur le soutènement provisoire dans allons procéder dans le présent chapitre à la modélisation numérique de notre section (PK206+600) avec le logiciel **Plaxis 2D (version 8.2)**.

## VIII.2. Présentation du logiciel « Plaxis 2D »

Plaxis 2D est un outil puissant pour la modélisation et l'analyse aux éléments finis des problèmes géotechniques en 2D (déformation, stabilité, en mécanique des sols et mécanique des roches). Ses applications sont nombreuses et couvrent les projets d'excavation, remblais et barrages, fondations, tunnels, etc…

## VIII.3. Procédure de modélisation

### VIII.3.1. Modélisation du terrain :

Le modèle de sol élasto-plastique drainé de Mohr-Coulomb a été choisi pour cette simulation, ce modèle nécessite cinq (5) paramètres fondamentaux : le module d'Young E, le coefficient de Poisson υ, la cohésion c, l'angle de frottement φ, et l'angle de dilatance ψ.

#### VIII.3.1.1. Caractéristiques géométriques

La géologie du terrain se compose d'une unique couche d'argilite (la couche de gré est négligeable face à la couche d'argilite qui occupe quasiment toute la couverture).

La couverture au niveau de la coupe PK206+600 est de 147.708 m.

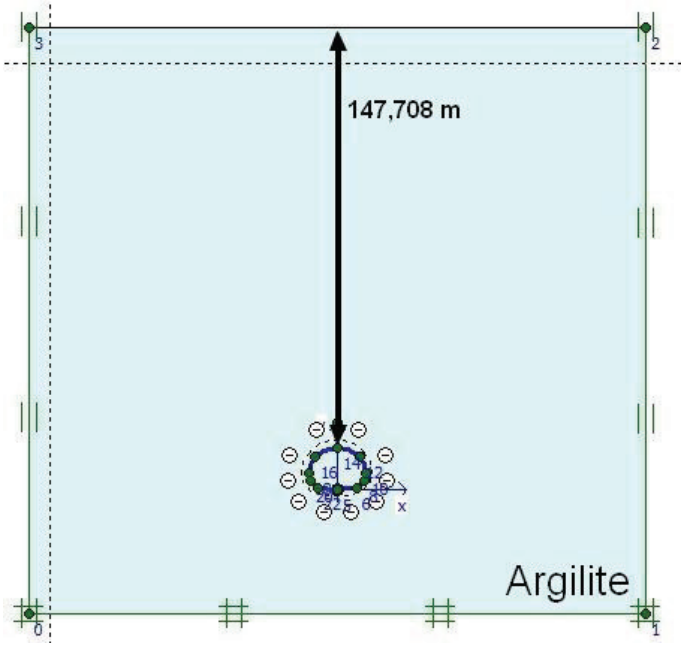



**Figure VIII.1 Modélisation du terrain sur PLAXIS 2D.**

#### VIII.3.1.2. Caractéristiques géotechniques

**Tableau VIII.1 Caractéristiques géotechniques de la section PK206600,27.**

| | | |
|---|---|---|
| γ (Poids volumique) | 24 | $kN/m^3$ |
| C (Cohésion) | 200 | $kPa$ |
| $E$ (Module de Young) | 400 000 | $kPa$ |
| φ (angle de frottement) | 18 | ° |
| $\phi$ (angle de dilatence) | 0 | ° |
| ν (coefficient de poisson) | 0,3 | |

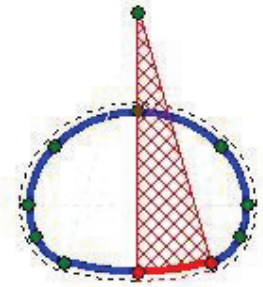
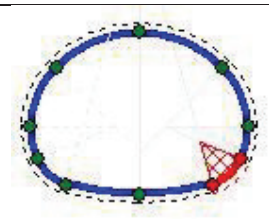
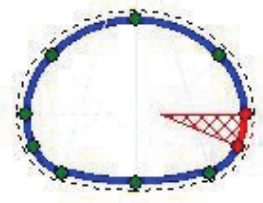
### VIII.3.2. Modélisation du tunnel

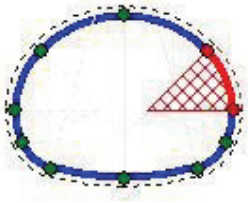
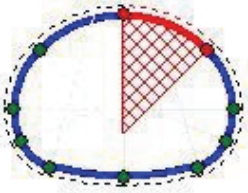
#### VIII.3.2.1. Caractéristique géométriques

Le dessin de la coupe transversale s'effectue à l'aide de l'outil **Tunnel Designer**. Le type de tunnel choisis est : **NATM.**

Notre coupe comporte 5 sections dont voici les détails :

**Tableau VIII.2 Caractéristiques géométriques de la section transversale.**

| N° Section | Schéma | Type | Rayon (m) | Angle (°) | Centre Y (m) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 |  | Arc | 22,5 | 16 | 0,450 |
| 2 |  | Arc | 3,73 | 51 | |
| 3 |  | Arc | 6,97 | 23 | |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 4 |  | Arc | 7,13 | 42 | |
| 5 |  | Arc | 9,74 | 45 | |

### VIII.3.2.2. Caractéristiques mécaniques du soutènement

La modélisation du soutènement se fait suivant les caractéristiques suivantes

**Tableau VIII.3 Caractéristiques mécaniques du soutènement.**

| | **Cintre** HEB 240 | **Béton Projeté** | **Combinaison** (Béton projeté + cintre ) |
|---|---|---|---|
| EA (KN) | 2226000 | 4500000 | $6726.10^3$ |
| EI(KN.m²) | 23644 | 33750 | 57394 |
| $E_{eq}(MPa)$ | 210000 | 15000 | 21018,99 |
| $e_{eq}(cm)$ | - | 30 | 32 |
| $I_{eq}(cm^4)$ | 11259 | $2.25 \times 10^5$ | 273057,39 |
| $A_{eq}(cm^2)$ | 106 | 3000 | 3199,96 |

En adoptant un type de comportement élastique.

## VIII.4. Calculs et résultats

Le calcul se fera pour le cas d'un creusement en section divisée

### VIII.4.1. Phasages du calcul

- Phase 1 : Excavation de la calotte.
- Phase 2 : Pose et activation du soutènement de la calotte.
- Phase 3 : Excavation du stross.
- Phase 4 : Pose et activation du soutènement du stross.
- Phase 5 : Excavation du radier.
- Phase 6 : Pose et activation du soutènement du radier.

### VIII.4.2. Résultats

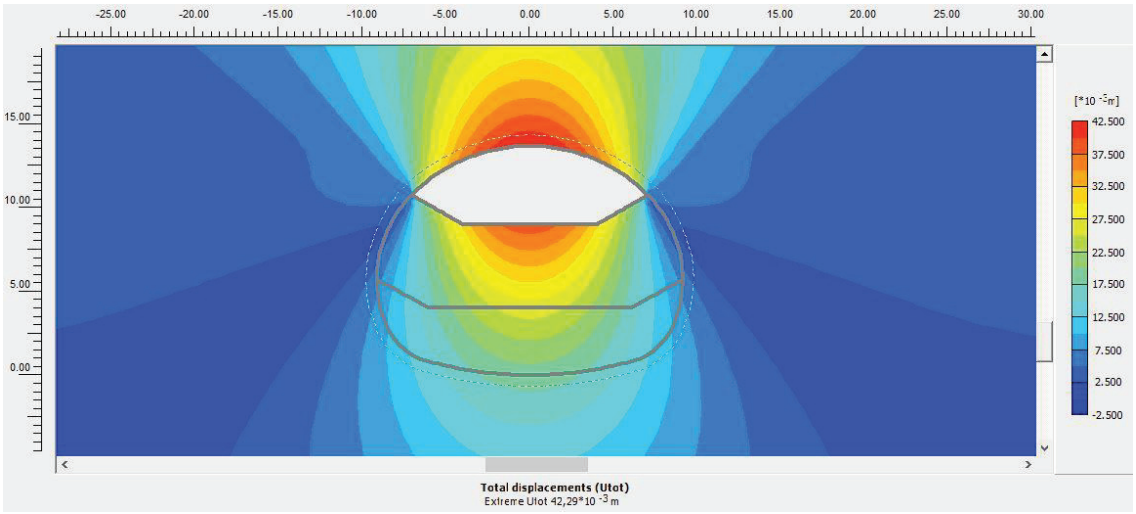



**Figure VIII.2 Phase 1.**

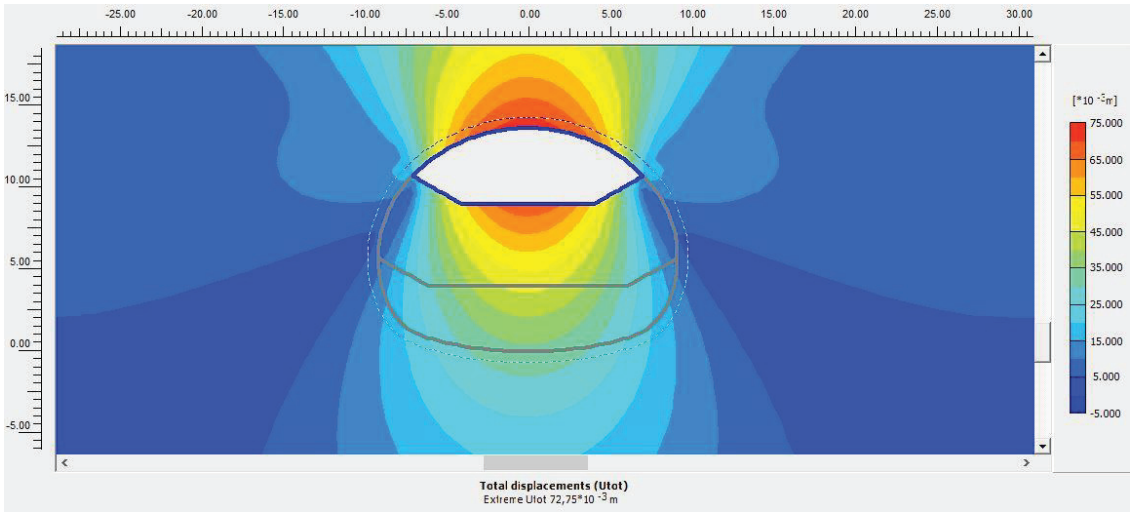



**Figure VIII.3 Phase 2.**

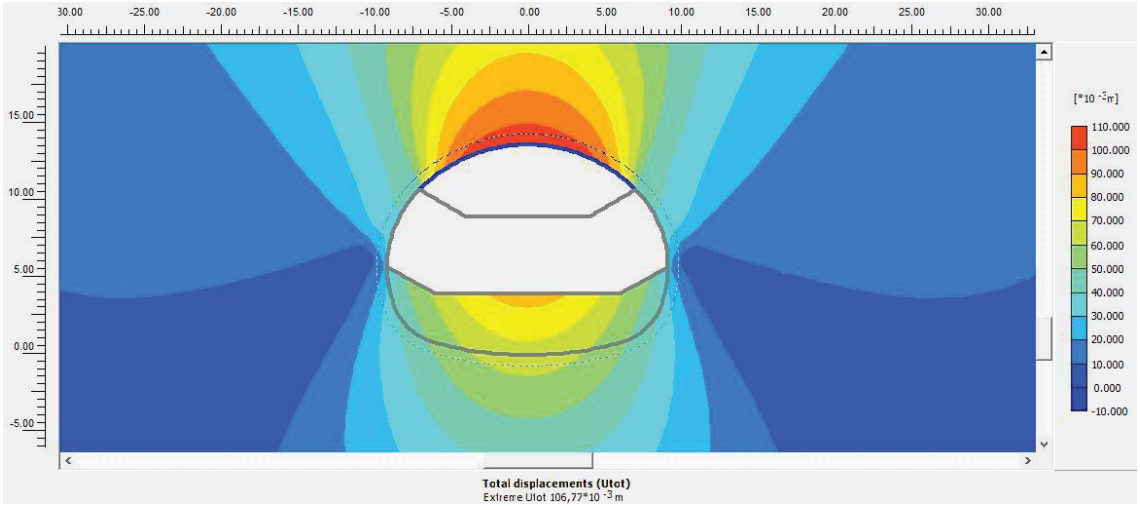



**Figure VIII.4 Phase 3.**

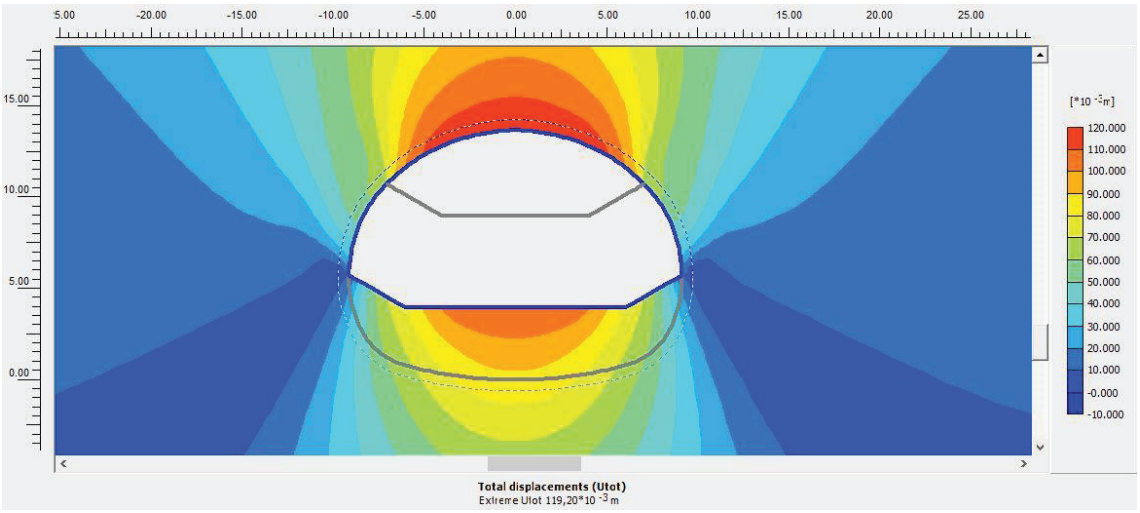



**Figure VIII.5 Phase 4.**

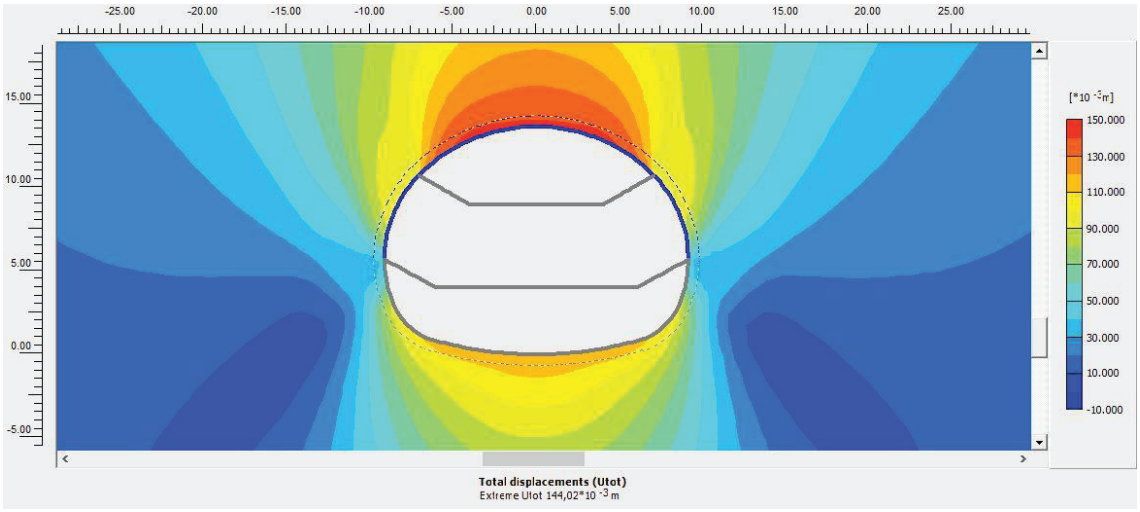



**Figure VIII.6 Phase 5.**

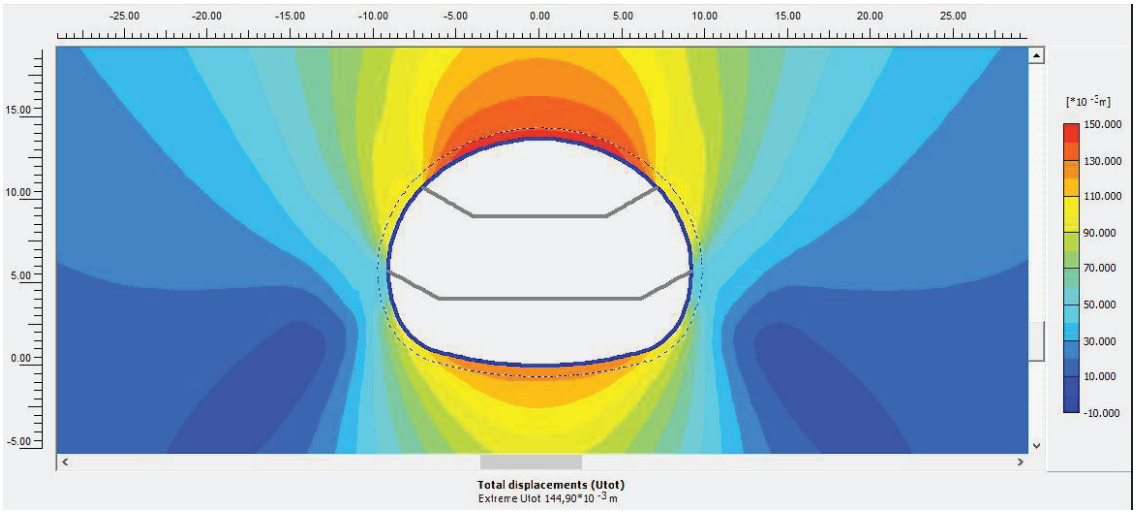



**Figure VIII.7 Phase 6.**

### VIII.4.3. Interprétation

Le déplacement total atteint la valeur de $U_{tot} = 14{,}49\ cm$ ce qui est énorme dans le cas courant. Cependant, au vu des circonstances exceptionnelles de notre tunnel (éboulement, terrain très fragile) cette valeur peut être acceptée. Une des solutions possibles est de prévoir en conséquent une sur-excavation afin de ne pas affecter le gabarit du tunnel.

A titre informatif, voici les déplacements réels enregistrés par Cosider au niveau de cette même section PK206+600 (le déplacement total atteint jusqu'à 30 $cm$).

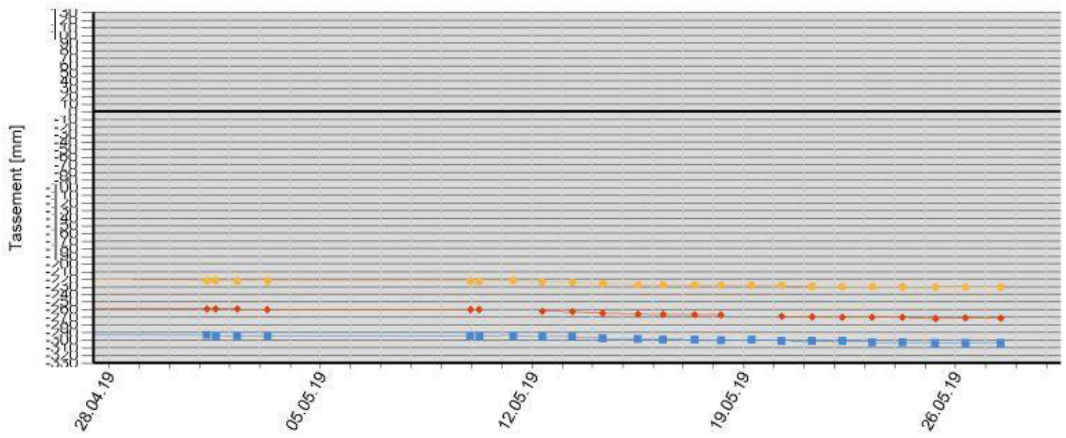



**Figure VIII.8 Convergences enregistrées par Cosider**

## VIII.5. Conclusion

Le type de soutènement choisis semble adapté à reprendre les efforts engendrés par les charges du terrain.

Par ailleurs, les résultats nous permettent de nous conforter dans notre choix de la méthode de creusement, c'est-à-dire ; en section divisée.

# Chapitre IX :

# Revêtement définitif

## IX.1. Introduction

Après la mise en place du soutènement provisoire, on procède à la réalisation du soutènement définitif qui assure la stabilité, la durabilité et le bon fonctionnement de l'ouvrage à long terme.

## IX.2. Modélisation du revêtement définitif

Le revêtement définitif en béton a été calculé en utilisant un modèle plat aux éléments finis, ou la surface du revêtement est modélisée avec des éléments type poutre. La solution du modèle a été conduite au moyen d'une analyse statique non linéaire (méthode des réactions hyperstatiques).

Le modèle a été développé dans le logiciel de calcul aux éléments finis ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS. La figure suivante montre une vue globale du modèle de revêtement définitif.

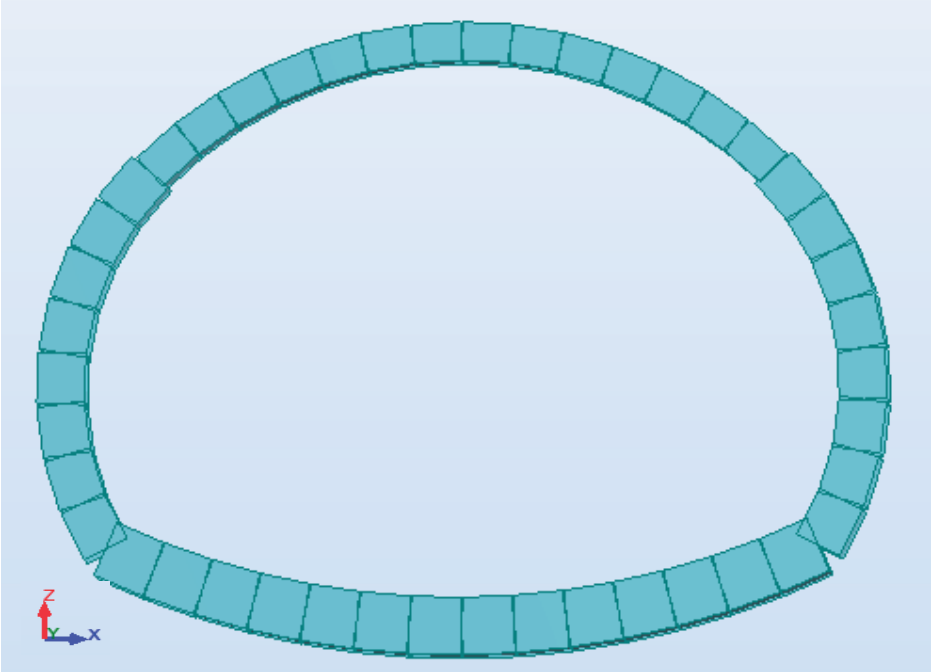



**Figure IX.1 Vu 3D du modèle de de revêtement définitif.**

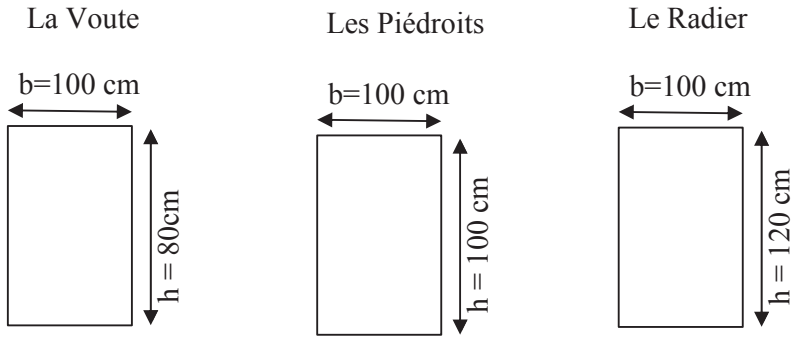



**Figure IX.2 Représentation des sections pour chaque poutre de modèle**

On a assimilé les sections rectangulaires à des poutres en béton armé avec une résistance caractéristique du béton $f_{c28} = 40\ MPa$ pour chaque cas (voute, piédroits et radier).

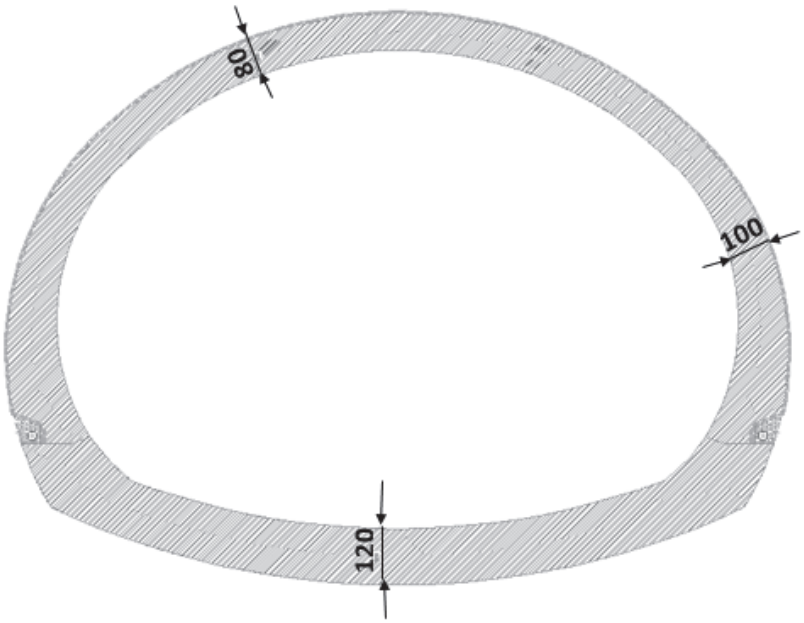



**Figure IX.3 Vu 2D du modèle de de revêtement définitif par l'AUTOCAD.**

- ✓ **Calcul de l'appui élastique :**

Pour la modélisation du sol on introduit dans le logiciel ROBOT des ressorts au niveau de chaque nœud qui relient deux barres, dans laquelle la valeur de la rigidité est calculée avec l'équation suivante : $K = \frac{E \times e}{(1+\vartheta) \times R}$

Où : E représente le module élastique de l'argilite, il est égale à 400 $MPa$ avant la pose de soutènement provisoire. Il devient 1200 $MPa$ après consolidation. Cependant, pour des conditions de sécurité on prendra $E = 800\ MPa$.

$e$ représente la distance entre les nœuds égale à 1 m.

R représente le rayon équivalant calculé par logiciel AUTOCAD tel que :

$$R = \sqrt{\frac{S_{équivalent}}{\pi}} = \sqrt{\frac{166.4}{3.14}} = 7.28\ m$$

$\vartheta$ représente le coefficinet de poisson égale à 0.3

Donc : K = 84530.85 KPa.

- ✓ **Les charges appliquées:**

Les charges permanentes : sont les charges verticales, horizontales et celle de radier indiqués dans le tableau suivant :

**Tableau IX.1 Charges permanentes.**

| $\sigma_v$ (KPa) | $\sigma_h\ (KPa)$ | $\sigma_r\ (KPa)$ |
|---|---|---|
| 750 | 322.5 | 633 |

La charge d'exploitation : qui est dû à la charge du matériel roulant, $Q = \frac{q}{l}$

ou $l$ représente la longueur de l'arc de radier égale à 15.4 m

Et q = 250 KN

Donc Q = 16.23 KN/ml.

✓ **Les efforts internes** :

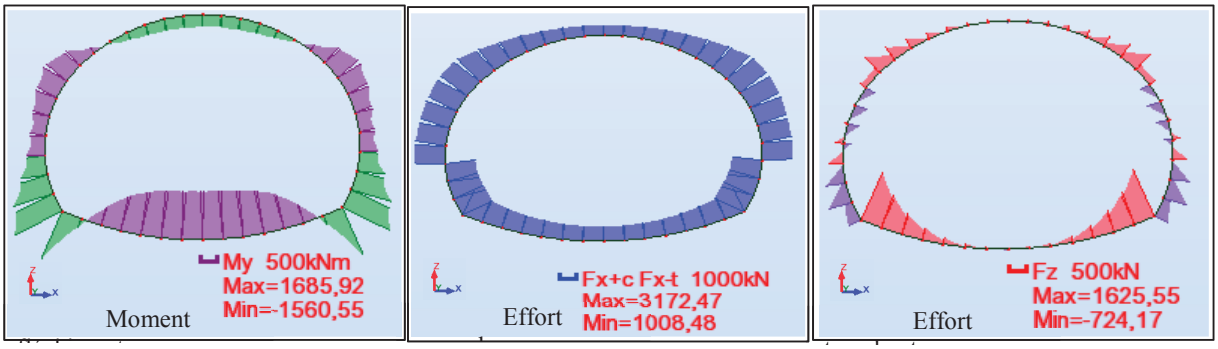



**Figure IX.4 Diagrammes des efforts internes maximales de revêtement définitif.**

Après l'application des charges et le lancement de calcul par le logiciel ROBOT, on obtient les diagrammes des efforts internes :

**Tableau IX.2 Les efforts internes pour une section divisée en trois parties, Voute, piédroit et radier.**

| **Voute** | | | |
|---|---|---|---|
| M+ (KN.m) | 376.13 | $N_{Correspondant}$ (KN) | 1008,48 |
| M- (KN.m) | -212,62 | $N_{Correspondant}$ (KN) | 2558,4 |
| T(kN) | 478,55 | | |
| **Piédrooits** | | | |
| M+ (KN.m) | 1695,92 | $N_{Correspondant}$ (KN) | 3051,64 |
| M- (KN.m) | -851 | $N_{Correspondant}$ (KN) | 3172,47 |
| T (kN) | 724,17 | | |
| **Radier** | | | |
| M+ (KN.m) | 1685,92 | $N_{Correspondant}$ (KN) | 2618,87 |
| M- (KN.m) | -1549,03 | $N_{Correspondant}$ (KN) | 1473,08 |
| T (kN) | 1625,55 | | |

## IX.3. Le ferraillage du revêtement

Le ferraillage sera calculé à la flexion composée à l'état limite de service ELS pour une section divisée en trois parties, Voute, piédroit et radier.

**Données de calcul :**

Condition de fissuration : très préjudiciable

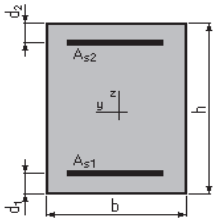
**Acier :**

- Nuance d'acier feE500 MPa
- Type d'acier haute adhérence (HA)

**Béton :**

- Classe : C40/50
- Résistance à la compression $f_{c28} = 40\ MPa$

### IX.3.1.Le ferraillage longitudinal




Le calcul des armatures longitudinales est fait à l'aide du logiciel EXPERT BETON ARME 2010, pour chaque section représentée comme suit :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IX.3 Choix de ferraillage.**

| | Voute | Piédroit | Radier | | Voute | Piédroit | Radier |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **M+ (KN.m)** | 376.13 | 1695,92 | 1685,92 | **M- (KN.m)** | -212,62 | -851 | -1549,03 |
| **$N_{Correspondant}$ (KN)** | 1008,48 | 3051,64 | 2618,87 | **$N_{Correspondant}$ (KN)** | 2558,4 | 3172,47 | 1473,08 |
| $A_{s1}\ (cm^2)$ | 9.5 | 64.1 | 13.9 | $A_{s1}\ (cm^2)$ | 0 | 0 | 0 |
| $A_{s2}\ (cm^2)$ | 0 | 0 | 0 | $A_{s2}\ (cm^2)$ | 0 | 0 | 15.3 |
| $A_{s\,min}\ (cm^2)$ | 9.5 | 11,7 | 13.9 | $A_{s\,min}\ (cm^2)$ | 9.5 | 11.7 | 13.9 |
| **Choix de barres($A_{s1}$)** | 5HA16 | 8HA32 | 7HA16 | **Choix de barres($A_{s1}$)** | 5HA16 | 8HA14 | / |
| $A_{s1}$ adopté $(cm^2)$ | 10.05 | 64.34 | 14.07 | $A_{s1}$ adopté $(cm^2)$ | 10.05 | 12.32 | 0 |
| **Choix de barres($A_{s2}$)** | / | / | / | **Choix de barres($A_{s2}$)** | 5HA16 | 8HA14 | 5HA16 + 2HA20 |
| $A_{s2}$ adopté $(cm^2)$ | 0 | 0 | 0 | $A_{s2}$ adopté $(cm^2)$ | 10.05 | 12.32 | 16.33 |

**NB: les notes de calcul du logiciel expert béton sont présentées en ANNEXE E.**

Le ferraillage adopté :

**Tableau IX.4 Ferraillage longitudinale.**

| | **Voute** | **Piédroit** | **Radier** |
|---|---|---|---|
| $A_{s1}$ | 5HA16 | 8HA32 | 7HA16 |
| Espacement (cm) | 22 | 12 | 15 |
| $A_{s2}$ | 5HA16 | 8HA14 | 5HA16+ 2HA20 |
| Espacement (cm) | 22 | 12 | 15 |

### IX.3.2.Le ferraillage transversal :

Les armatures transversales (cadres, épingles ou étriers) entourent les armatures longitudinales, leur rôle est d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

**Le diamètre des barres transversales** $\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l{}^{min}\right)$

- ✓ $pour\ la\ voute$ : $\emptyset_t \leq \min\left(\frac{800}{35}; \frac{1000}{10}; 16\ mm\right)$ ; donc on prend $\emptyset_t$=12 $mm$
  On a 2 cadres et 1 étrier de 12 mm.
- ✓ $pour\ les\ piédroits$ : $\emptyset_t \leq \min\left(\frac{1000}{35}; \frac{1000}{35}; 14\ mm\right)$ ; donc on prend $\emptyset_t$=10 $mm$
  On a 4 cadres de 10 mm.
- ✓ $pour\ la\ voute$ : $\emptyset_t \leq \min\left(\frac{1200}{35}; 100; \frac{1000}{35}; 16mm\right)$ ; donc on prend $\emptyset_t$=12 $mm$
  On a 3 cadres et 1 étrier de 12 mm.

**L'espacement entre les barres transversales** $st_0 = \min(st_1; st_2; st_3)$

St1 n'est pas valable dans notre cas car elle s'applique uniquement au voisinage des appuis.

$$st_2 \leq \min(0.9d; 40cm)$$

- ✓ Pour la voute $st_2 \leq \min(0.9 \times 80; 40cm) = 40cm$ ; on prend $st_2 = 35\ cm$
- ✓ Pour les piédroits $st_2 \leq \min(0.9 \times 100; 40cm) = 40cm$ ; $st_2 = 35\ cm$
- ✓ Pour le radier $st_2 \leq \min(0.9 \times 120\ ; 40cm) = 40cm$ ; $st_2 = 35\ cm$

$$st_3 \leq A_t . \frac{f_e}{0.4b}$$

- ✓ Pour la voute : $st_3 \leq 6.79 \times \frac{500}{0.4 \times 100} = 84.88\ cm$ on prend $st_3 = 80\ cm$
- ✓ Pour les piédroits: $st_3 \leq 6.28 \times \frac{500}{0.4 \times 100} = 78.5\ cm$ on prend $st_3 = 75\ cm$
- ✓ Pour le radier: $st_3 \leq 9.05 \times \frac{500}{0.4 \times 100} = 113.13\ cm$ on prend $st_3 = 110\ cm$

**Tableau IX.5 : Calcul du ferraillage transversal.**

| | $\emptyset_t\ (mm)$ | $st_2$ (cm) | Nombre de barres | $A_t\ cm^2$ | $st_3\ (cm)$ | $st_0\ (cm)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Voute | 12 | 35 | 6HA12 | 6.79 | 80 | 35 |
| Piédroits | 10 | 35 | 8HA10 | 6.28 | 75 | 35 |
| Radier | 12 | 35 | 8HA12 | 9.05 | 110 | 35 |

## IX.4. Condition de résistance au cisaillement

$\boldsymbol{\tau_u^{max} < \overline{\tau_u}}$

$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b.d}$

Dans le cas où la fissuration est très préjudiciable

$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = min\ (4MPa; 4MPa) = 4MPa$

$\gamma_b = 1.5$ en situation durable ou transitoire.

$b = 1\ m.$

$d$ est la distance utile de la section de béton (0.9h).

$V_u^{max} = 1.35T$

**Tableau IX.6 Condition de résistance au cisaillement.**

| | **Voute** | **Piédroit** | **Radier** |
|---|---|---|---|
| $V_u^{max}$ (MN) | 646.04 | 977,63 | 2194,49 |
| $\tau_u^{max}$(MPa) | 0.9 | 1.09 | 2.03 |
| $\overline{\tau_u}$(MPa) | 4 | 4 | 4 |
| Vérification de $la\ condition\ \ \tau_u^{max} < \overline{\tau_u}$ | ✓ | ✓ | ✓ |

## IX.5. Conclusion :

Après modélisation du revêtement définitif avec les logiciels ROBOT et ROBOT EXPERT, nous avons pu déterminer les efforts appliqués sur ce dernier, pour ensuite choisir un ferraillage adéquat à mettre en place sur ce revêtement.

# Chapitre X :

# Etude sismique

## X.1.Introduction :

Le but de l'étude parasismique est la réduction du risque sismique avec la réalisation d'ouvrages capables à résister dans de bonnes conditions à des secousses d'un certain niveau d'intensité.

Dans le cadre de cette étude, nous allons évaluer les différentes sollicitations sismiques appliquées au tunnel en utilisant le Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (RPOA 2008).

## X.2.Classification de la zone sismique

Le territoire national est divisé en cinq zone de sismicité croissante :

- Zone 0 : négligeable
- Zone I : faible
- Zone II a : moyenne
- Zone II b : élevée
- Zone III : très élevée

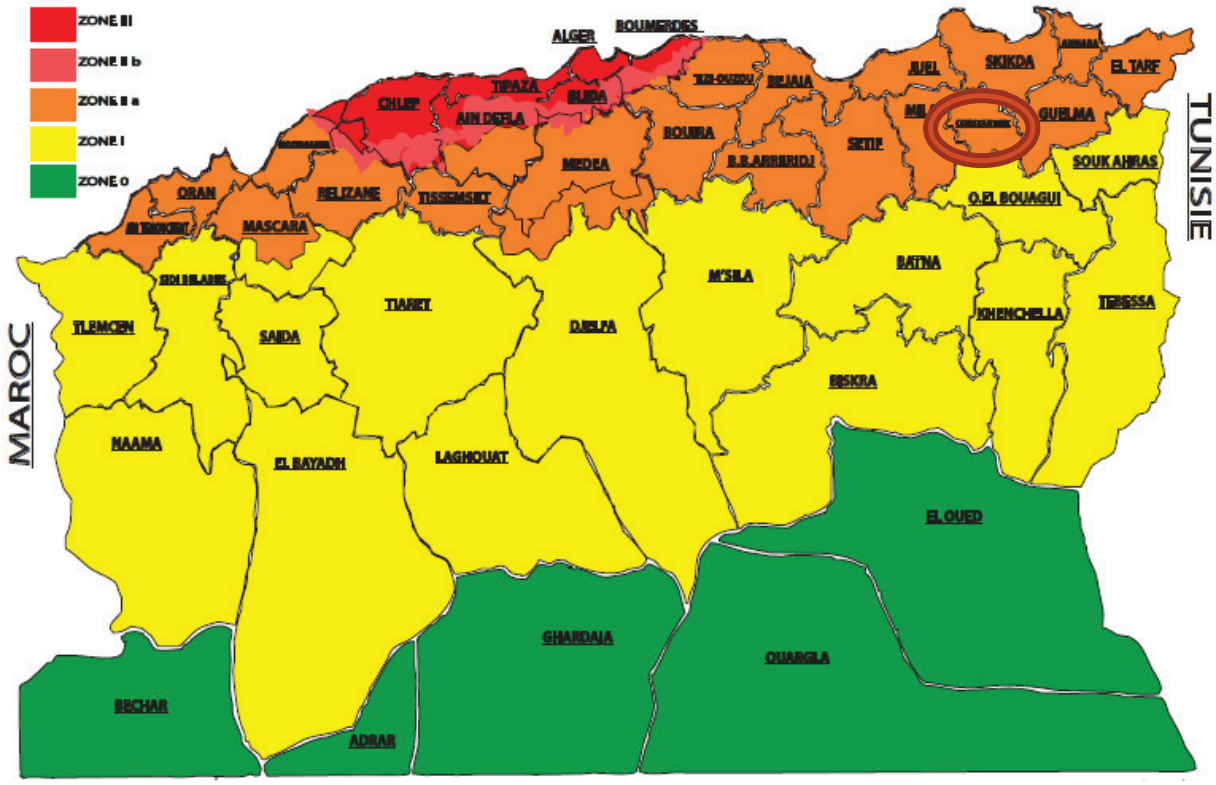



**Figure X.1 Carte zonage sismique de l'Algérie.**

Le tunnel est situé dans la wilaya de Constantine qui est classé en zone sismique II a (sismicité moyenne).

## X.3.Catégorie du tunnel

Pour la prise en compte du risque sismique, et en particulier de la valeur du coefficient d'accélération de zone A, les tunnels sont classés en deux groupes :

❖ **Groupe 1 : Tunnels stratégiques**

Ce groupe recouvre les tunnels stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime règlementaire, soit :

- Les tunnels autoroutiers.
- Les tunnels sur routes nationales.
- Les tunnels ferroviaires et de métro.

❖ **Groupe 2 : Tunnels importants**

Dans ce groupe sont classés les tunnels qui se trouvent sur les chemins de wilaya, chemins communaux ou autres voies.

Les tunnels classés dans le groupe 2 pourraient être surclassés d'un rang si leur endommagement provoquerait des dommages à un bâtiment, équipement ou installation d'importance moyenne à vitale.

Cette classification préconise des seuils minimaux de protection qu'un maitre d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage.

Le tunnel T1 de Djebel El Ouahch est un tunnel autoroutier donc de groupe 1.

## X.4.Classification des sites

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent.

**Tableau X.1 Caractéristiques géotechniques des sites.**

| Catégorie | Description | $q_c$(MPA) (c) | N (d) | pl(MPA) (e) | $E_p$(MPA) (e) | $q_u$ (MPA) (f) | $V_s$ (m/s) (g) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **$S_1$** | Rocheux | - | - | >5 | >100- | >10 | Vs ≥800 |
| **$S_2$** | Ferme | >15 | >50 | >2 | >20 | >0.4 | 400≤Vs <800 |
| **$S_3$** | Meuble | 1.5 ~ 15 | 10 ~ 50 | 1 ~ 2 | 5 ~ 20 | 01 ~ 0.4 | 200≤ Vs <400 |
| **$S_4$** | Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle | <1.5 | <10 | <1 | <5 | < 0.1 | 100≤Vs<200 |

Par ailleurs, notre sol (l'Argilite) est classé en **S4** ,il y'a présence d'au moins 3 m d'argile molle définie par un indice de plasticité $I_p$ >20, une teneur en eau naturelle $W_n \geq 40\%$, une résistance non drainée $C_u < 25$ kPa et une vitesse d'onde de cisaillement $V_s < 150$ m/s.

On prend Vs = 100 m/s.

## X.5.Coefficient d'accélération de zone

Le coefficient d'accélération de zone 'A' est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du tunnel.

**Tableau X.2 Coefficient d'accélération de zone A.**

| | Zone sismique | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Groupe** | **I** | **II a** | **II b** | **III** |
| **1** | 0,15 | 0,25 | 0.30 | 0,40 |
| **2** | 0,12 | 0,20 | 0.25 | 0,30 |
| **3** | 0,10 | 0,15 | 0.20 | 0,25 |

Donc on prend A=0.25

## X.6.Action sismique le long de l'axe du tunnel

L'action sismique le long de l'axe du tunnel est déterminé à partir des déplacements en champ libre de la ligne matérialisant l'axe de tunnel. Ceux-ci induisent selon les modalités s'interaction terrain structure, des efforts de compression-traction et de flexion longitudinale, le tunnel étant considéré comme un élément linéique de type poutre.

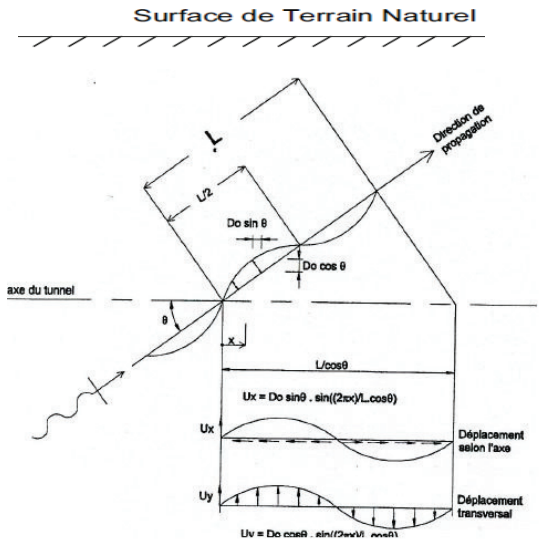



**Figure X.2 Déplacement de terrain en champ libre.**

### X.6.1. Déplacement axiale

Les déplacements de terrain en champ libre le long de l'axe du tunnel générés par une onde de cisaillement sinusoïdale caractérisé par sa longueur d'onde L, son amplitude $D_0$ et son angle d'incidence θ par rapport au tunnel sont donné par la formule suivante :

$U_x(x)=D_0\sin(\theta)\sin(\frac{2\pi x}{L}\cos(\theta))$

Avec :

$$D_0 = \frac{A}{4\pi^2}T^2 = \frac{0.25 \times 9.81}{4 \times \pi^2} \times 0.425^2 = 0.011\ m$$

- A : Le coefficient d'accélération de la zone = 0.3g
- g : L'accélération de la pesanteur = 9.81m/s².
- T : Période fondamentale du mouvement; pour S4 $T = \frac{T1+T2}{2} = \frac{0.15+0.70}{2} = 0.425$ sec.

$$L = \frac{C}{\mathrm{f}} = \frac{100}{2.35} = 42.55\ m$$

- C : Vitesse apparente de propagation d'onde; C=min (1000$m/s$ ; $Vs$) = 100 m/s.
- $Vs$ : Vitesse de propagation des ondes de cisaillement
- f : Fréquence fondamentale du mouvement ;$f = \frac{1}{T} = 2.35\ HZ$

donc $Ux(x)$=0.011sin($\theta$)sin(0.15$x$cos($\theta$))

### X.6.2. La déformation axiale de la ligne matérialisant le tunnel :

$\varepsilon(x) = \frac{V0}{C}$ sin($\theta$) cos($\theta$) cos($\frac{2\pi x}{L}$ cos($\theta$))

Avec $V_0$ est La vitesse particulaire au niveau de l'axe du tunnel ; $V0 = 2\pi f D_0$ = 0.16 m/s.

Donc $\varepsilon(x) = 1{,}6.\ 10^{-3}$ sin($\theta$) cos($\theta$) cos(0,15$x$ cos($\theta$))

### X.6.3. Déplacement transversale

$Uy\ (x) = D0$ cos($\theta$) sin( $\frac{2\pi x}{L}$ cos($\theta$)) = 0,011cos($\theta$)sin(0.15$x$cos($\theta$))

### X.6.4. La courbure de la ligne matérialisant le tunnel

$\frac{1}{\mathrm{r(x)}} = \frac{A_0}{C^2}\ cos^3\ (\theta)$ sin ($\frac{2\pi x}{L}$cos($\theta$))

Avec $A_0$ est L'accélération particulaire au niveau de l'axe du tunnel.

$A_0 = (2\pi f)^2.D0$ = 2.4 m/s²

Donc $\frac{1}{\mathrm{r(x)}} = 2{,}4.\ 10^{-4}\ cos^3\ (\theta)$ sin( 0.15$x$cos($\theta$))

## X.7.Sollicitions induites sur le tunnel

On considère le tunnel comme un anneau circulaire avec les caractéristiques suivantes:

- R=7.28 m. (Rayon équivalant avec revêtement)
- r = 6.21 m. (Rayon équivalent sans revêtement)
- E=38000MPA (module de Young de béton utilisé pour le revêtement; fc28 = 40 MPA).

$S = \pi\ (R^2 - r^2)$ =45.35 m²

$I = \frac{\pi}{4}\ (R^4 - r^4)$ =1038 m$^4$

ES=1723300 MN EI= 39444000 MN. $m^2$

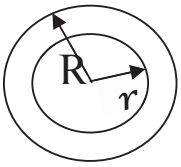



**Figure X.3**
**Modèle utilisé.**

### X.7.1. Cas de non prise en compte de l'interaction terrain structure

On admet dans ce cas que la déformation de l'ouvrage est identique à celle du terrain encaissant.

Les sollicitations s'en déduisent par les formules classiques de la théorie des poutres, en fonction de l'état mécanique attendu dans la section de l'ouvrage et des exigences de comportement requises.

Pour une section courante (éventuellement fissurée), caractérisée par son aire S, son inertie I et un module E caractérisant le matériau constitutif de l'ouvrage; les efforts appliqués sont :

- ✓ **Effort normal :** $N = \frac{2\pi}{L} ESD_0 \sin(\theta) \cos(\theta)$

L'effort normal est maximal lorsque $\theta = \frac{\pi}{2}$ et on aura : $N_{max} = \frac{\pi}{L} ESD_0$

- ✓ **Moment fléchissant :** $M = \frac{4\pi^2}{L^2} \mathrm{EID}_0 \cos^3(\theta)$

Le moment fléchissant est maximal lorsque $\theta = 0°$ et on aura : $\mathrm{M}_{max} = \frac{4\pi^2}{L^2} \mathrm{EID}_0$

- ✓ **Effort tranchant :** $T = \frac{2\pi \cos(\theta)}{L} M$

L'effort tranchant est maximale lorsque $\theta = 0°$ et on aura : $\mathrm{T}_{max} = \frac{2\pi}{L} \mathrm{M}_{max}$

**Tableau X.3 M.N.T dans le cas de non prise en compte de l'interaction terrain structure.**

| $N_{max}$ (KN) | $\mathrm{M}_{max}$ (KN.m) | $\mathrm{T}_{max}$ (KN) |
|---|---|---|
| $1398{,}9.10^3$ | $9451{,}35.10^3$ | $1394\ {,}93.10^3$ |

**Remarque**: la non prise en compte de l'interaction terrain structure correspondant au cas d'un tunnel dont la structure est très souple par rapport au terrain encaissant.

### X.7.2. Cas de prise en compte de l'interaction terrain- structure

L'interaction terrain structure est caractérisée par un coefficient de raideur longitudinale du terrain $K_l$ et un coefficient de raideur transversale $K_t$ exprimés en force par unité de déplacement longitudinal ou transversal du terrain et par mètre linéaire de l'ouvrage

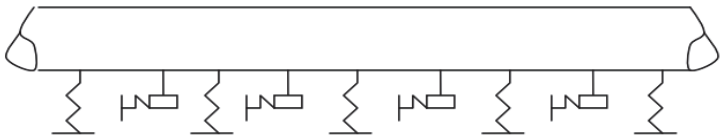


**Figure X.4 Interaction terrain structure**

La détermination des sollicitations le long de l'axe du tunnel en fonction des caractéristiques de l'onde sismique revient à l'étude d'une poutre continue sur appuis élastiques, ces appuis étant soumis aux déplacements imposés déterminés par l'analyse en champ libre.

En première approximation, on pourra admettre : $K_l = K_t = G$.

Où G représente le module de cisaillement du sol $G = G_{dyn=} \gamma.Vs^2 = 24\text{x}100^2 = 8280$ K*P*a

- ✓ Effort normal :

$$N_{max} = \frac{\pi}{L} ESD_0 \frac{K_l}{\frac{ES}{2}(\frac{2\pi}{L})^2 + K_t}$$

✓ Moment fléchissant :

$$M_{max} = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0 \frac{K_t}{EI(\frac{2\pi}{L})^4 + K_t}$$

✓ Effort tranchant

$$T_{max} = \frac{2\pi}{L} M_{max}$$

**Tableau X.4 M.N.T dans le cas de prise en compte de l'interaction terrain structure.**

| $N_{max}$ (KN) | $M_{max}$ (KN.m) | $T_{max}$ (KN) |
|---|---|---|
| 6168.38 | 4179.36 | 616.84 |

## X.8.Calcul des armatures d'acier

### X.8.1. Calcul des armatures longitudinales

Nous utiliserons l'effort normal sismique et le moment fléchissant sismique calculés précédemment pour le déterminer le ferraillage longitudinal à l'aide du logiciel BaelC de l'entreprise SOCOTEC, le calcul se fait à l'état limite ultime.

### X.8.2. Calcul des armatures transversales

Pour déterminer le ferraillage transversal, nous utiliserons l'effort tranchant sismique et la section d'acier du ferraillage longitudinal.

## X.9.Présentation du logiciel BaelC

Ce logiciel est destiné au calcul des sections circulaire ou annuaires en béton armé soumises à la flexion simple ou composé. Il permet de calculer les sections d'aciers selon les règles du BAEL99 à l'état limite ultime ELU.

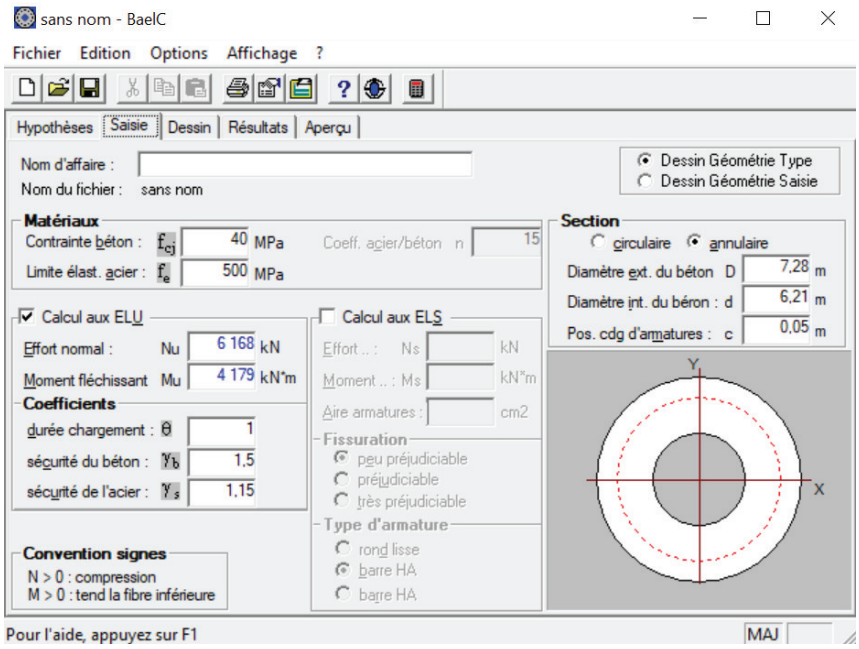



**Figure X.5 Affichage de la section.**

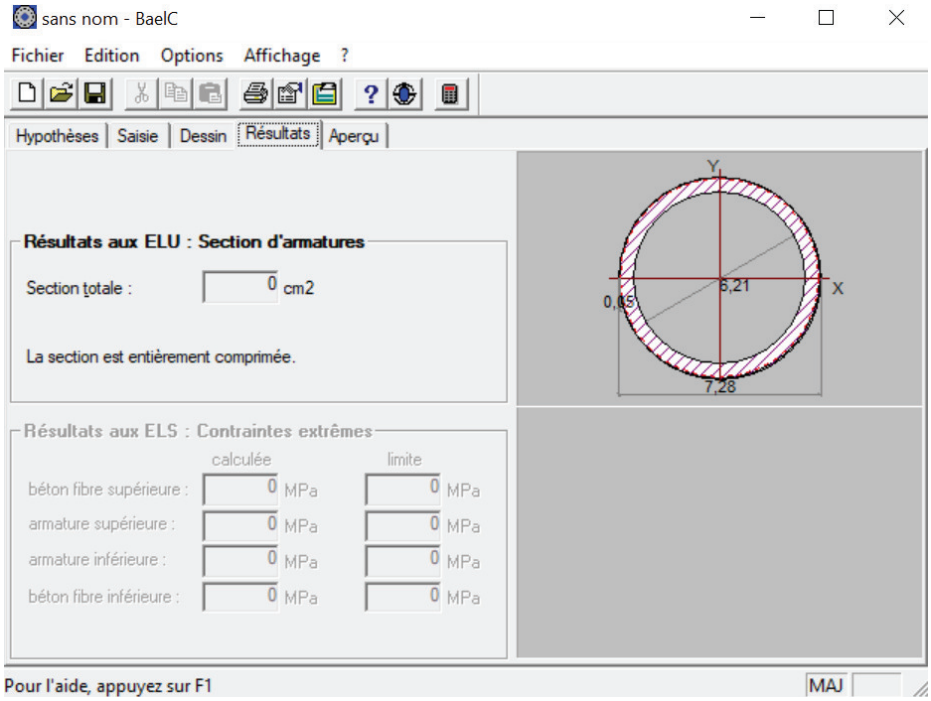



**Figure X.6 Résultat de modélisation.**

## X.10. Conclusion

La section d'acier des armatures longitudinales est nulle ce qui nous dispense de l'utilisation d'armatures transversales.

On conclut donc que notre structure est résistante au séisme.

# CONCLUSION GÉNÉRALE

La construction des tunnels reste un domaine particulièrement délicat et difficile à aborder au vu de la multitude d'opinions divergentes sur les différentes problématiques qui peuvent se poser. Comme on a pu le voir, il existe un large panel de méthodes et de techniques différentes pour : le dimensionnement du soutènement, l'évaluation des charges, prévision des convergences. Ce qui rend la tâche difficile à l'ingénieur pour déceler la méthode la plus appropriée à son ouvrage, c'est là qu'intervient son appréciation et son analyse personnelles bâties au fil des années d'expériences.

L'expérience de ce modeste travail fut justement l'occasion pour nous de nous plonger dans ce vaste domaine qu'est la construction des tunnels.

Dans la première partie, on a passé en revue l'essentiel des généralités concernant les tunnels ce qui nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances antérieures acquises en cours.

Ensuite, on a procédé à la conception de la section transversale, étape quelque peu compliquée pour cause d'absence de règlementation Algérienne.

En troisième lieu, le dimensionnement du soutènement fut l'une des étapes les plus enrichissantes : Les classification des roches (A.F.T.E.S, Bieniawski, Terzaghi), le calcul des efforts internes avec le logiciel Autodesk Robot, la méthode convergence-confinement et la modélisation numérique avec PLAXIS 2D pour la confirmation ou non du choix de soutènement, et enfin le calcul du ferraillage du revêtement définitif avec le logiciel Robot EXPERT.

Et en dernière étape, on a effectué une étude sismique en utilisant le logiciel BaelC SOCOTEC.

Il en ressort de cette expérience un bilan extrêmement positif, on a maintenant une idée globale de la complexité et des étapes de l'étude nécessaire à la réalisation de tunnels et plus globalement d'ouvrages souterrains.

Pour conclure, nous regrettons fortement le manque de réglementations Algérienne en matière d'ouvrages souterrain.

## BIBLIOGRAPHIE


**[2]** Dr Ing. Giovanni Lombardi, *Geotechnical Spécial Publication n°120* édité par Lawrence E. Johnsen, Donald A. Bruce et Michael J. Bayle sous les auspices de ASCE, DFI (Deep Foundation Institute) et GEO-Institute.

**[3]** Document Cosider, *Notice technique pour la définition des modalités de réalisation des injections de confortement de la calotte gauche depuis le tube droit*, CODE DU DOCUMENT : MEW017-R-GEO-INJ-TD-011.

**[4]** Document Cosider, *Notice technique pour la définition des modalités de réalisation des injections de confortement du pilier depuis le tube droit*, CODE DU DOCUMENT :

MEW017-R-GEO-INJ-TD-009

**[5]** BOUVARD-LECOANE. A, COLOMBET.G, ESTEULLE.F, *Ouvrages souterrains conception, réalisation, entretien,* Paris : presses de l'école nationale pont et chaussées, 1988.

**[6]** AFTES, *RECOMMENDATIONS ON THE COVERGENCE-CONFINEMENT METHOD.*

**[7]** David Chapman, Nicole Metje and Alfred Stark ,*Introduction to Tunnel Construction,* Spon Press, Applied Geotechnics Volume 3, (2010).

**[9]** A.F.T.E.S, *Recommandation du groupe de travail n°16 de l'AFTES*. (1974).

**[12]** A.F.T.E.S. *Recommandations de l'AFTES Choix du type de soutènement en galerie* (Vol. Groupe de travail 7 (GT7R1F2)). A.F.T.E.S. (1974).

**[13]** Z. T. Bieniawski**.** Engineering Rock Mass Classifications. New York: WILEY INTERSCIENCE PUBLICATION. (1989).

**[14]** P. GRASSO, E. CHIRIOTTI, S. XU, *Une approche indispensable dans le développement des études de tunnels en terrains difficiles,* Revue française de géotechnique numéro 109 (2004).

**[15]** Document COJAAL, *Mise à niveau des études APD ETAPE 2-Finale: Travaux civil des tunnels. (2008)*.

**[16]** Document Cosider, titre de document**:** *Note descriptive des événements et de l'état actuel du tunnel.*

**[17]** Document Cosider, titre de document **:** Dimensionnement du soutènement provisoire; Elargissement de la galerie pilote (pk 206+292-206+607 TG).

**[18]** KAROLY SZECHY,*Traité de construction des tunnels*,traduit par J.WILHELM,

DUNOD Paris 1970.

**[19]** Pierre GESTA**,** *travaux souterrains – techniques de l'ingénieur*.

**[20]** Cherchali, C. *TUNNEL Calcul Soutènement Provisoire Tome 1*. (1993).

**[21]** BAEL. *Béton armé aux états limites BAEL 91 modifié 99*. (1999).

**[22]** AFNOR. EUROCODE3. *Calcul des structures en acier*. (1993).

**[23]** Jean Roux, *Pratique de l'Eurocode 2,* 11, rue Francis-de-Pressense, AFNOR EDITIONS, (2009).

**[24]** François. MARTIN, Adrien. SAÏTTA, Cours *de travaux souterrains et de mécanique des roches.*

**[25]** F. CORBETTA, D. BERNAUD, D. NGUYEN MINH, *Contribution à la méthode convergence-confinement par le principe de la similitude.*

**[26]** UIC,*Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes*.(1995, Fevrier).

## WEBOGRAPHIE

**[1]** Soletanche-bachy, disponible à l'adresse URL: www.soletanche-bachy.com, consulté en ligne le 19 mars 2019.

**[8]** Outils cetu, Disponible à l'adresse URL : http://www.outils-cetu.fr. Date de consultation : 2 avril 2019.

**[10] Pentes-tunnels,** Disponible à l'adresse URL : http://www.pentes-tunnels.eu. Date de consultation : 5 avril 2019.

**[11] Cetu.developpement-durable,** Disponible à l'adresse URL : http://www.cetu.developpement-durable.gouv.fr. Date de consultation: 5 avril 2019.

# Annexe A

## A.1 Section équivalente de Soutènement type 1

❖ **Les caractéristiques mécaniques du béton projeté :**

✓ La rigidité à la compression EA du béton projeté :

Épaisseur du béton projeté proposé $e_{pb} = 25$ cm

$E = 15000\ MPA$ ; $A = 0{,}25x1 = 0.25\ m^2$ $EA = 3750\ MN$;

✓ La rigidité à la flexion EI du béton projeté :

Moment d'inertie $I = \frac{L.e_{pb}{}^3}{12} = \frac{1\times0.25^3}{12} = 1.30x10^{-3}\ m^4$

$EI = 15000 \times 2.25 \times 10^{-3} = 19500\ KN.m^2$

❖ **Les caractéristiques mécaniques du cintre (HEB 200) :**

✓ La rigidité à la compression EA:

$E = 210000\ MPa$ ; $A = 7810.10^{-6}\ m^2$ ; $EA = 1640.1\ MN.$

✓ La rigidité à la flexion EI:

$I = 5696.10^4\ mm^4$ $EI = 210000x5696.10^4.10^{-12} = 11961.6\ KN.m^2$

❖ **Combinaison:**

✓ La rigidité à la compression

$EA_{eq} = \sum EA_i$

$EA_{eq} = EA_{béton} + EA_{cintre} = 3750 + 1640.1 = 5390{,}1.10^3\ KN$

$EA_{eq} = 5390{,}1.10^3\ KN$

✓ La rigidité à la flexion :

$EI_{eq} = \sum EI_i$

$EI_{eq} = EI_{béton} + EI_{cintre} = 19500 + 11961.6 = 31461.6$ KN. m$^2$

$EI_{eq} = 31461.6$ KN. m$^2$

✓ Détermination de $E_{eq}$ $et$ $e_{eq}$ : on a

$EA_{eq} = E_{eq}.A_{eq}\ avec\ A_{eq} = e_{eq} \times L = e_{eq} \times 1\ m$

$EI_{eq} = E_{eq}.I_{eq}\ avec\ I_{eq} = \frac{L.e_{eq}{}^3}{12}$

Alors

$EA_{eq} = E_{eq}.e_{eq}.1 = 5390{,}1.10^3\ KN$

$EI_{eq} = E_{eq}.\frac{1.e_{eq}{}^3}{12} = 31461.6$ KN. m$^2$

Après calculs, on a un solide équivalent d'épaisseur et de module élastique:

Épaisseur équivalente : $e_{eq} = 26.48\ cm$

Module de déformation équivalent : $E_{eq}$ =20356,29 $MPa$

## A.2 Section équivalente de Soutènement type 2

❖ **Les caractéristiques mécaniques du béton projeté :**

✓ La rigidité à la compression EA du béton projeté :

Épaisseur du béton projeté proposé $e_{pb}$=30 cm

$E = 15000\ MPa$ ; $A = 0{,}3x1 = 0.3\ m^2$ ; $EA = 4500\ MN$

✓ La rigidité à la flexion EI du béton projeté :

Moment d'inertie $I = \frac{L.{e_{pb}}^3}{12} = \frac{1\times 0.3^3}{12} = 2.25 \times 10^{-3} m^4$

$EI = 15000 \times 2.25 \times 10^{-3} = 33750\ KN.m^2$

❖ **Les caractéristiques mécaniques du cintre (HEB-240) :**

✓ La rigidité à la compression EA:

$E = 210000\ MPa$ ; $A = 10600.10^{-6}\ \ m^2$ ; $EA = 2226\ MN.$

✓ La rigidité à la flexion $EI$:

$I = 11259.10^4\ mm^4$ $\quad EI = 210000x11259.10^4.10^{-12} = 23644\ KN.m^2$

❖ **Combinaison:**

✓ La rigidité à la compression : $EA_{eq} = \sum EA_i$

$$EA_{eq} = EA_{béton} + EA_{cintre} = 4500 + 2226 = 6726.10^3\ KN$$

$EA_{eq} = 6726.10^3\ KN$

✓ La rigidité à la flexion :

$$EI_{eq} = \sum EI_i$$

$EI_{eq} = EI_{béton} + EI_{cintre} = 33750 + 23644 = 57394$ KN. m²

$EI_{eq} = 57394$ KN. m²

✓ Détermination de $E_{eq}\ et\ e_{eq}$ : on a

$EA_{eq} = E_{eq}.A_{eq}\ avec\ A_{eq} = e_{eq} \times L = e_{eq} \times 1\ m$

$EI_{eq} = E_{eq}.I_{eq}\ avec\ I_{eq} = \frac{L.{e_{eq}}^3}{12}$

Alors

$EA_{eq} = E_{eq}.e_{eq}.1 = 6726.10^3\ KN$

$EI_{eq} = E_{eq}.\frac{1.{e_{eq}}^3}{12} = 57394$ KN. m²

Après calculs, on a un solide équivalent d'épaisseur et de module élastique:

Épaisseur équivalente : $e_{eq} = 32\ cm$

Module de déformation équivalent : $E_{eq} = 18664.28\ MPa$

# Annexe B

## B.1 Soutènement type 2 et creusement en section divisée

### ✓ La calotte :

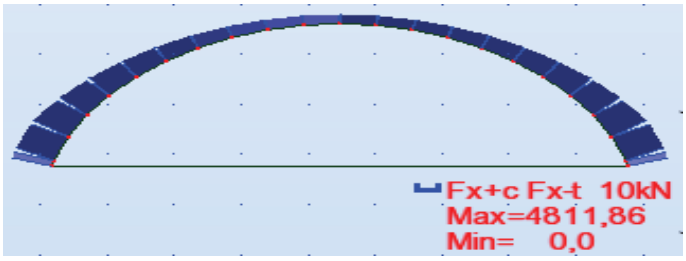



**Figure B.1 Efforts normaux**

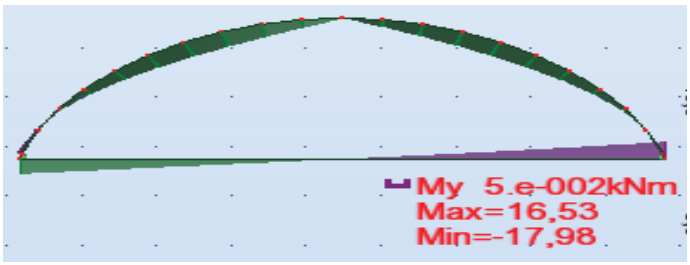



**Figure B.2 Moments fléchissant**

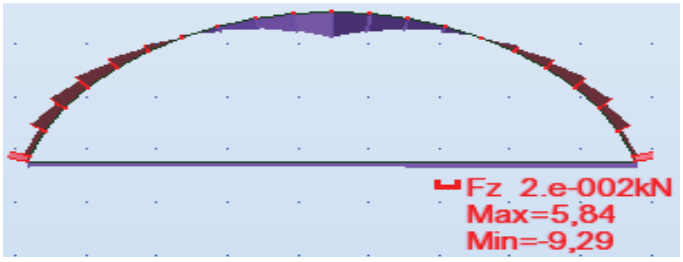



**Figure B.3 Efforts tranchants**

### ✓ Stross + calotte :

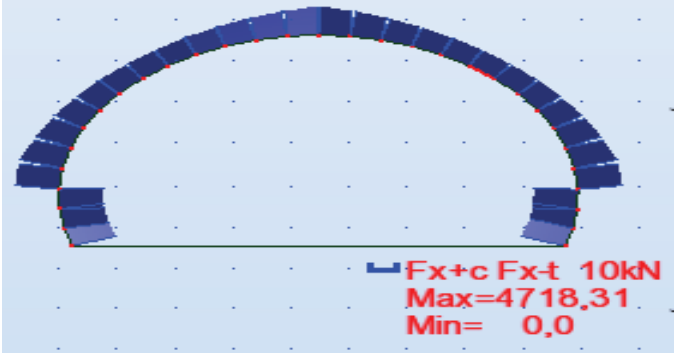



**Figure B.4 Efforts normaux**

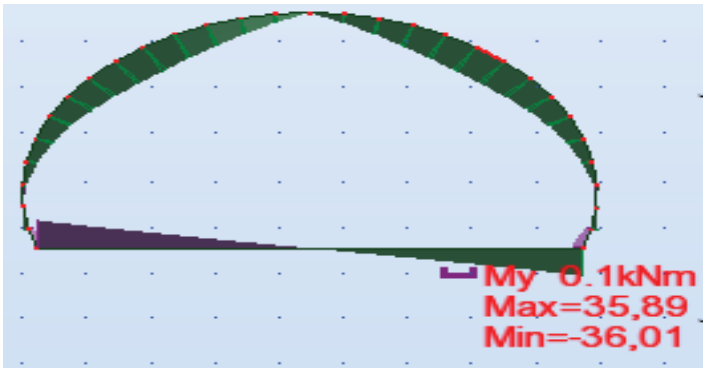



**Figure B.5 Moments fléchissant**

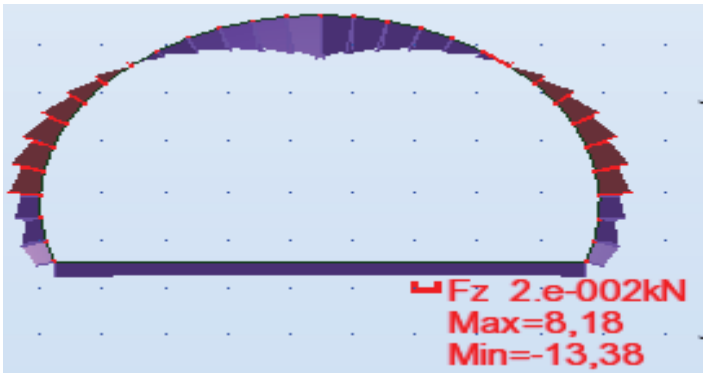



**Figure B6. Efforts tranchants**

## B.2 Soutènement type 1 et creusement en section divisée:

- ✓ **La calotte :**

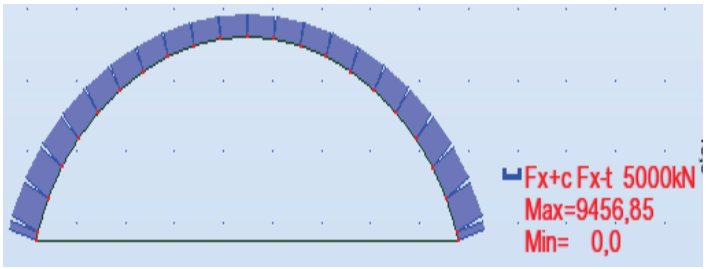



**Figure B.7 Efforts normaux**

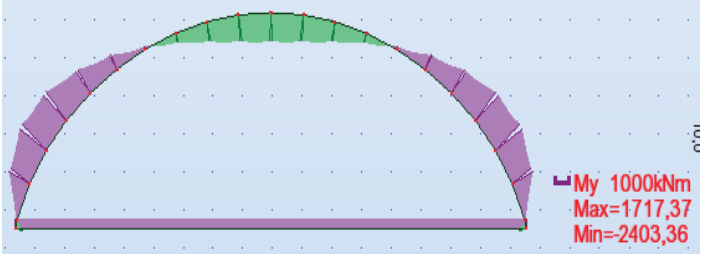



**Figure B.8 Moments fléchissants**

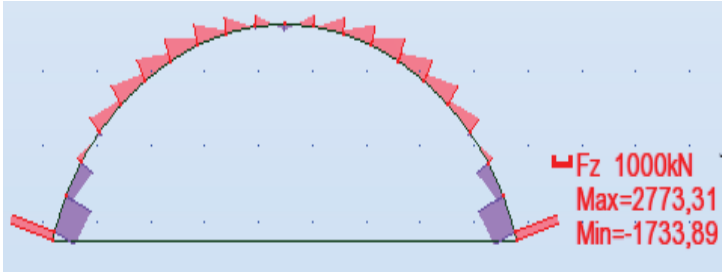



**Figure B.9 Efforts tranchants**

✓ **Stross + calotte :**

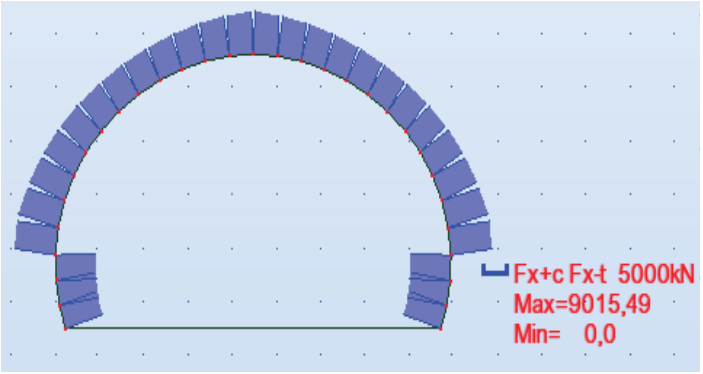



**Figure B.10 Efforts normaux**

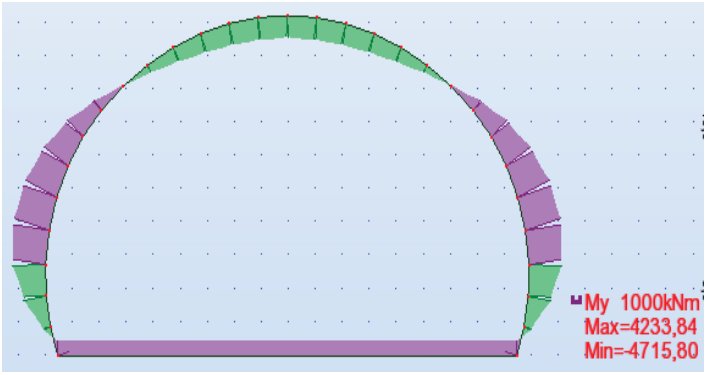



**Figure B.11 Moments fléchissants**

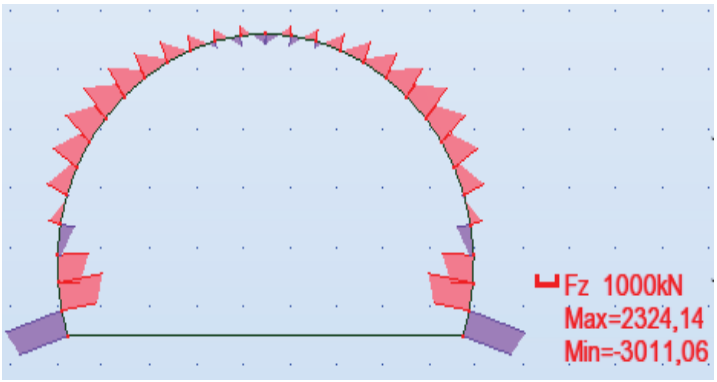



**Figure B.12 Efforts tranchants**

# Annexe C

## C.1 Soutènement type 2 creusement en section complète

**(HEB 240, a=0,75 cm, béton projeté e=30 cm)**

### C.1.1 Vérification à L'ELS : en fissuration très préjudiciable

❖ **Rigidité du béton projeté :**

✓ A la compression

$E_b = 11000\sqrt[3]{30} = 34179.56\ MPa$ avec $f_{c28} = 30\ Mpa$

$E_{bj}A'_b = \frac{E_b A_b}{a} = \frac{34179.56x0.3}{0,75} = 13671.82\ MN/m$

✓ A la flexion :

$$I_b = \frac{a.e^3}{12} = \frac{0.75x0.3^3}{12} = 1,69.10^{-3}$$

$$E_{bj}I'_b = \frac{E_b I_b}{a} = \frac{13671.82x1,69.10^{-3}}{0,75} = 30.81\ MN.m$$

❖ **Rigidité des cintres métalliques :**

✓ A la compression :

$E_s A'_s = \frac{E_s A_s}{a} = \frac{2226}{0,75} = 2968\ MN/m$

✓ A la flexion :

$E_s I'_s = \frac{E_s I_s}{a} = \frac{23644}{0,75} = 31,52\ MN.m$

❖ **Combinaison :**

$E_z A'_z = E_s A'_s + E_b A'_b = 13671.82 + 2968 = 16639.82\ MN/m$

$E_z I'_z = E_s I'_s + E_b I'_b = 30.81 + 31,52 = 62.33\ MN.m$

$\theta_n = \frac{E_b A'_b}{E_s A'_s} = \frac{30.81}{31,52} = 4.61$

$\theta_m = \frac{E_b I'_b}{E_s I'_s} = \frac{13671.82}{2968} = 0.98$

❖ **Répartition des efforts pour le béton :**

$M_b = \frac{\theta_m}{\theta_m+1} M = \frac{0.98}{0.98+1} M = 0.49\ M$

$$N_b = \frac{\theta_n}{\theta_n + 1} N = \frac{4.61}{4.61 + 1} N = 0.82\ N$$
$$T_b = \frac{\theta_n}{\theta_n + 1} T = \frac{4.61}{4.61 + 1} T = 0.82\ T$$

- **Répartition des efforts pour le cintre :**

$$M_s = \frac{1}{\theta_m + 1} M = \frac{1}{0.98 + 1} M = 0.51\ M$$
$$N_s = \frac{1}{\theta_n + 1} N = \frac{1}{4.61 + 1} N = 0.22\ \text{N}$$
$$T_b = \frac{1}{\theta_n + 1} T = \frac{1}{4.61 + 1} T = 0.22\ \text{T}$$

M, N et T étant respectivement le moment fléchissant, l'effort normal et l'effort tranchant du soutènement provisoire calculés par le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 1 Efforts internes de soutènement type 2**

| **M** (KN.m) | **N** (KN) | **T** (KN) |
|---|---|---|
| 48.73 | 4695.79 | 13.07 |

**Tableau 2 les caractéristiques de soutènement type 2**

| | Béton projeté | Cintre métallique |
|---|---|---|
| Rigidité à la compression(MN/m) | 13671.82 | 2968 |
| Rigidité à la flexion (MN.m) | 77.02 | 31,52 |
| $\theta_n$ | 4.61 | |
| $\theta_m$ | 2.44 | |
| Rigidité à la compression(MN/m) | 16639.82 | |
| Rigidité à la flexion (MN.m) | 108.54 | |
| Le moment fléchissant (KN.m) | 34.6 | 14.13 |
| L'effort normal (KN) | 3850.55 | 845.24 |
| L'effort tranchant (KN) | 10.72 | 2.35 |

- **Contrainte normale dans le béton projeté :**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{cj} = 0.6x30 = 18\ MPa$$
$$W_b' = \frac{W_b}{a} = \frac{\frac{a.e^2}{6}}{0.75} = \frac{\frac{0.75x0.3^2}{6}}{0.75} = 0.015m^3$$

$$A_b' = \frac{A_b}{a} = \frac{0.3x0.75}{0.75} = 0.3$$

$$\sigma_b = \gamma_b \times \left(\frac{N_b}{A'_b} - \frac{M_b}{W'_b}\right) = 1.35 \times \left(\frac{3850.55}{0.3} - \frac{34.6}{0.015}\right) = 14.21\ MPa$$

❖ **Contrainte normale Dans l'acier on vérifie :**

$$\sigma_s = \gamma_f \left(\frac{N_s}{A'_s} \pm \frac{M_s}{W'_s}\right) < \overline{\sigma_e}$$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06x30 = 2.4\ MPa$

$\overline{\sigma_e} = 0.8 \min(\frac{2}{3} f_e; \max(0{,}5 f_e\ ; 110\sqrt{n f_{t28}}))$

$\overline{\sigma_e} = 0.8 \min\left(\frac{2}{3} x500; \max\left(0{,}5x500\ ; 110\sqrt{1{,}6x2.4}\right)\right)$

$\overline{\sigma_e} = 0.8 \min(333.33\ ; \max(250\ ; 215{,}56)) = 0.8x250 = 200\ MPa$

$\gamma_f = \frac{4}{3}$

$A'_s = \frac{A_s}{a} = \frac{0.0106}{0.75} = 0.0141\ m^2$

$W'_s = \frac{W_s}{a} = \frac{9.38.10^{-4}}{0.75} = 1.25x10^{-3}\ m^3$

$$\sigma_s = \gamma_f \left(\frac{N_s}{A'_s} \pm \frac{M_s}{W'_s}\right) = \frac{4}{3} x \left(\frac{1033.07}{0.0141} - \frac{24.85}{1.25x10^{-3}}\right) = 71.18\ MPa$$

❖ **Contrainte tangentielle dans le béton projeté :**

$\gamma_b = 1.5$

$\tau_{lim} = \min(\frac{0{,}15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa) = min(\frac{0{,}15x30}{1.5}; 4\ MPa) = \min(3\ MPa; 4MPa) = 3\ MPa$

$d = 0.9e = 0.9x0.3 = 0.27$

$\tau = \frac{T_b^{max}}{a.d} = \frac{10.72}{0.75x0.27} = 52{,}94.10^{-3}\ MPa$

❖ **Contrainte tangentielle dans le cintre métallique :**

$$\tau = \frac{T_s \times S}{I \times \delta} = \frac{(2.35) \times (527 \times 10^{-6})}{(11259\ .10^{-8}) \times (0.01)} = 1.1\ MPa$$

$$\tau_{lim} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{275}{\sqrt{3}} = 158.77\ MPa$$

**Tableau 2 Vérification des contraintes normales et de cisaillement pour le soutènement type 2**

| | Vérification des contraintes normales (MPa) | Vérification au cisaillement (MPa) |
|---|---|---|
| Béton projeté | $\sigma_b = 14.21 < \overline{\sigma_{bc}}$=18 | $\tau = 0.05294 < \tau_{lim} = 3$ |
| Cintre HEB 240 | $\sigma_s = 71.18 < \overline{\sigma_e} = 200$ | $\tau = 1.1 < \tau_{lim} = 158.77$ |

Toutes les contraintes sont vérifiées. Le choix du soutènement type 2 avec creusement de la section complète est recommandé.

### C.1.2 Vérification par l'euro-code

❖ **Béton projeté :**

✓ Vérification à l'effort axial :

$N_{max} = 4695.79$ KN/m
tg= 0.3 m
$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{t_g} = \frac{4695.79}{0.3} = 15652.63$ KPa
$f_{ck} = 30000$ KPa

$$CS\ globale = \gamma_c . \gamma_j = 1.5 \times 1.1 = 1.65$$

$\sigma_{max} = 15652.63$ KPa $< \frac{f_{ck}}{CS\ globale} = \frac{30000}{1.65} = 18181.82\ KPa$ ; vérifié

✓ Moment de béton projeté :

$M_{max} = 48.73\ KN.m$
$N_{correspondant} = 2684.81\ Kn$
($f_{ck} = 30\ MPa < 50$ MPa,EC2, 3.1)
$\sigma_t = 0.7 \times 0.3 \times {f_{ck}}^{2/3} = 0.21 \times 30^{2/3} = 2027.53\ KPa$
$\sigma_c = \frac{\text{Ncorrespondant}}{t_g} = \frac{2684.81}{0.3} = 896.03\ KPa$

$\sigma_{Tmax} = \sigma_t + \sigma_c = 2027.53 + 896.03 = 2923.56\ KPa$

$$M_{béton.Projeté} = \frac{\sigma_{Tmax} \times {t_g}^2}{6} = \frac{2923.56 \times 0.3^2}{6} = 43.85\ KN.m$$

❖ **Cintre métallique :**

✓ Le moment qui doit résister le cintre métallique $M_{cintre}$ :

$M_{cintre} = M_{max}\ (logiciel) - M_{béton.Projeté} = 48.73 - 43.85 = 4.88\ KN.m$

✓ Vérification de Cintre :

$d = 0{,}75$ (Séparation entre les cintre)
$W = 938.10^{-6}\ m^3$
$\sigma_a = 275\ MPa = 275000\ KPa$
$CS\ Globale = \gamma_c . \gamma_j = 1.05 \times 1.1 = 1.155$

$$\sigma_{max} = \frac{M_{cintre} \times d}{W} = \frac{4.88 \times 0.75}{938.10^{-6}} = 3901.92\ KPa.$$
$$\sigma_{cintre} = \frac{\sigma_a}{CS\ Globale} = \frac{275000}{1.155} = 238095.24\ KPa$$

$$\sigma_{max} < \sigma_{cintre}\ ; \quad vérifié$$

## C.2 Soutènement type 1 en section complète

(HEB200 a=0.8m, béton projeté e=25 cm)

### C.2.1 Vérification à L'ELS, en fissuration très préjudiciable

Par la même méthode de calcul on obtient :

**Tableau 4 Efforts internes de soutènement type 1**

| **M** (KN.m) | **N** (KN) | **T** (KN) |
|---|---|---|
| 11234.77 | 10084.90 | 6875.52 |

**Tableau 3 Caractéristiques de soutènement type 1**

| | **Béton projeté** | **Cintre métallique** |
|---|---|---|
| Rigidité à la compression(MN/m) | 10681.11 | 2050.13 |
| Rigidité à la flexion (MN.m) | 44.5 | 14.95 |
| $\theta_n$ | 5.2 | |
| $\theta_m$ | 3 | |
| Rigidité à la compression(MN/m) | 12731.24 | |
| Rigidité à la flexion (MN.m) | 59.45 | |
| Le moment fléchissant (KN.m) | 8426.08 | 2808.7 |
| L'effort normal (KN) | 8458.3 | 1626.6 |
| L'effort tranchant (KN) | 5766.57 | 1108.95 |

**Tableau 6 Vérification des contraintes normales et de cisaillement pour le soutènement type 1**

| | Vérification des contraintes normales (MPa) | Vérification au cisaillement (MPa) |
|---|---|---|
| **Béton projeté** | $\sigma_b = 4420.75 > \overline{\sigma_{bc}}$=18 | $\tau = 32 > \tau_{lim} = 3$ |
| **Cintre HEB 200** | $\sigma_s = 8109.73 > \overline{\sigma_e} = 200$ | $\tau = 69439 > \tau_{lim} = 158.77$ |

Toutes les contraintes ne sont pas vérifiées. Alors le choix de soutènement type 1 avec un creusement en section complète est refusé par l'ELS.

### C.2.2 Vérification par l'EUROCODE

La même méthode de calcul ; les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Table 7 tableau résume les caractéristiques de soutènement et les vérifications**

| | | |
|---|---|---|
| L'effort axial maximale (par logiciel) | $N_{max}$ (KN) | 10084.9 |
| L'épaisseur de béton projeté | Tg (m) | 0.25 |
| La contrainte maximale dans le béton projeté | $\sigma_{max}$ (KPa) | 40339.6 |
| la résistance de béton à la compression | $f_{ck}\ (KPa)$ | 30000 |
| $CS\ globale$ | | 1.65 |
| $\frac{f_{ck}}{CS\ globale}$ | (KPa) | 18181.82 |
| $\boldsymbol{\sigma_{max} > \frac{f_{ck}}{CS\ globale}}$ **la condition de béton projeté n'est pas vérifiée** | | |
| moment de flexion maximal ( par logiciel) | $M_{max\ (KN.m)}$ | 11234.77 |
| l'effort axial correspondant au moment maximal (par logiciel). | $N_{correspondant}$ (KN) | 6713.15 |
| Résistance caractéristique à la traction | $\sigma_t$(KPA) | 1795.47 |
| contrainte de résistance à la compression | $\sigma_c$ (KPA) | 26852.6 |
| La contrainte maximale | $\sigma_{Tmax}(KPa)$ | 28648.07 |
| le moment de flexion résisté par le béton projeté | $M_{béton.P}(kN.m)$ | 429.72 |
| Le moment qui doit résister le cintre métallique | $M_{cintre}(kN.m)$ | 10805.05 |
| longueur d'abattage (séparation entre les cintre) | d (m) | 0.8 |
| Module de résistance | W ($m^3$) | $5{,}70.10^{-4}$ |
| contrainte maximale dans le cintre | $\sigma_{max}\ (KPa)$ | $1{,}2.\ 10^7$ |
| coefficient de sécurité globale de cintre | $CS\ Globale$ | 1.155 |
| Tension caractéristique d'élasticité de l'acier . | $\sigma_a\ (KPa)$ | 275000 |
| contrainte résistée par le cintre | $\sigma_{cintre}\ (KPa)$ | $2.38.\ 10^5$ |
| $\boldsymbol{\sigma_{max} > \sigma_{cintre}}$ **la condition de cintre HEB 200 n'est pas vérifiée** | | |

Le choix de soutènement type 1 avec un creusement en section complète est refusé.

## C.3 Soutènement type 2 et creusement en section divisée

(HEB 240a=0.75m, béton projeté e=30 cm)

### C.3.1 Vérification à L'ELS, en fissuration très préjudiciable

**Tableau 8 Résumé la vérification des contraintes à l'ELS**

| | Calotte | | Stross + Calote | |
|---|---|---|---|---|
| Matériaux | B.P | Cintre HEB240 | B.P | Cintre HEB240 |
| Moment flichissant M (KN.m) | 17,98 | | 36,01 | |
| Effot normal N (KN) | 4811,86 | | 4718,31 | |
| Effort tranchant T (KN) | 9,29 | | 13,38 | |
| $\theta_n$ | 4.61 | | | |
| $\theta_m$ | 2.44 | | | |
| M (KN.m) | 12,7658 | 5,2142 | 25,5671 | 10,4429 |
| N (KN) | 3945,725 | 866,1348 | 3869,014 | 849,2958 |
| T (KN) | 7,6178 | 1,6722 | 10,9716 | 2,4084 |
| $\bar{\sigma}$ (Pa) | 18 | 200 | 18 | 200 |
| $\sigma$ (MPa) | 16,60684 | 76,34219 | 15,10952 | 69,17257 |
| $\boldsymbol{\sigma < \bar{\sigma}}$ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ |
| $\tau_{lim}$(MPa) | 3 | 158.77 | 3 | 158.77 |
| $\tau$ (MPa) | 0,037619 | 0,782707 | 0,054181 | 1,1273 |
| $\boldsymbol{\tau < \tau_{lim}}$ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ |

Toutes les contraintes sont vérifiées par l'ELS .

### C.3.2 Vérification par l'EUROCODE

**Tableau 9 Résumé de la vérification des contraintes avec l'EUROCODE**

| | Calotte | Stross + Calote |
|---|---|---|
| $N_{max}$ (KN) | 4811.86 | 4718.31 |
| Tg (m) | 0.3 | |
| $\sigma_{max}$ (KPa) | 1 6039.53 | 15727,7 |
| $\frac{f_{ck}}{CS\ globale}$ (KPa) | 18181.82 | |
| $\boldsymbol{\sigma_{max} < \frac{f_{ck}}{CS\ globale}}$ | ✓ | ✓ |
| $M_{max\ (KN.m)}$ | 17.98 | 36.01 |
| $N_{correspondant}$ (KN) | 1810.81 | 2656. 40 |
| $\sigma_t$(KPA) | 1795.47 | |
| $\sigma_c$ (KPA) | 6 036 | 8 854,7 |
| $\sigma_{Tmax}(KPa)$ | 7 831,47 | 10 650,17 |
| $M_{béton.P}(kN.m)$ | 117,47 | 159,75 |
| $M_{cintre}(kN.m)$ | 99.49 | 123.74 |

| | | |
|---|---|---|
| d (m) | 0.75 | |
| W ($m^3$) | $9.38.10^{-4}$ | |
| $\sigma_{max}\ (KPa)$ | 79549.57 | 98939.23 |
| $\sigma_{cintre}\ (KPa)$ | 238095.24 | |
| $\boldsymbol{\sigma_{max} < \sigma_{cintre}}$ | ✓ | ✓ |

Toutes les contraintes sont vérifiées par l'EUROCODE.

## C.4 Soutènement type 1 et creusement en section divisée

(HEB 200, a=0.8m, béton projeté e=25 cm)

### C.4.1 Vérification à L'ELS, en fissuration très préjudiciable

**Tableau 10 Résumé de la vérification des contraintes à l'ELS**

| | **Calotte** | | **Stross + Calote** | |
|---|---|---|---|---|
| Matériaux | B.P | Cintre HEB240 | B.P | Cintre HEB240 |
| Moment flichissant M (KN.m) | 2403,36 | | 4715,8 | |
| Effot normal N (KN) | 9456,85 | | 9015,49 | |
| Effort tranchant T (KN) | 2773,31 | | 3011,06 | |
| $\theta_n$ | 5.2 | | | |
| $\theta_m$ | 3 | | | |
| M (KN.m) | 1802,52 | 600,84 | 3536,85 | 1178,95 |
| N (KN) | 7931,552 | 1525,298 | 7561,379 | 1454,111 |
| T (KN) | 2326,002 | 447,3081 | 2525,405 | 485,6548 |
| $\bar{\sigma}$ (MPa) | 18 | 200 | 18 | 200 |
| $\sigma$ (MPa) | 126,535 | 496,66 | 284,29 | 1120,04 |
| $\boldsymbol{\sigma < \bar{\sigma}}$ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |
| $\tau_{lim}$(MPa) | 3 | 158.77 | 3 | 158.77 |
| $\tau$ (MPa) | 11,48643 | 209,3715 | 12,47114 | 227,3205 |
| $\boldsymbol{\tau < \tau_{lim}}$ | ✗ | ✗ | ✗ | ✗ |

### C.4.2 Vérification par l'EUROCODE

**Tableau 11 Résume de la vérification des contraintes par l'EUROCODE**

| | **Calotte** | **Stross + Calote** |
|---|---|---|
| $N_{max}$ (KN) | 9456.85 | 9015.49 |
| Tg (m) | 0.25 | |
| $\sigma_{max}$ (KPa) | 37827,4 | 36061,96 |
| $\frac{f_{ck}}{CS\ globale}$ (KPa) | 18181.82 | |
| $\boldsymbol{\sigma_{max} < \frac{f_{ck}}{CS\ globale}}$ | ✗ | ✗ |
| $M_{max\ (KN.m)}$ | 2403.36 | 4715.80 |
| $N_{correspondant}$ (KN) | 5136.13 | 8934.12 |
| $\sigma_t$(KPA) | 1795.47 | |
| $\sigma_c$ (KPA) | 2 054 4,52 | 3 573 6.48 |
| $\sigma_{Tmax}(KPa)$ | 22 339,99 | 37 531,95 |
| $M_{béton.P}(kN.m)$ | 232,71 | 390,96 |
| $M_{cintre}(kN.m)$ | 2 170,65 | 4 324,84 |
| d (m) | 0.8 | |
| W ($m^3$) | $5{,}70.10^{-4}$ | |
| $\sigma_{max}\ (KPa)$ | 3 046 526,3 | 6 069 950,9 |
| $\sigma_{cintre}\ (KPa)$ | 238095.24 | |
| $\boldsymbol{\sigma_{max} < \sigma_{cintre}}$ | ✗ | ✗ |

Toutes les contraintes ne sont pas vérifiées.

# Annexe D

## D.1 Soutènement type 1 (HEB 200 + 25 cm de B.P) :

### ✓ Cintre HEB 200:

Section $S = 78{,}1\ cm^2$
Module de Young de l'acier $E_s = 210000\ Mpa$
Limite d'élasticité $\sigma_a = 375\ Mpa$
Espacement des cintres $e = 0.8\ m$
**Après calcul :**

- La raideur d'un cintre $k_s = 262{,}50\ MPa.$
- La pression maximale que peut développer le cintre $\sigma_{a\,max} = 0{,}47\ MPa.$

Alors le déplacement radiale de cintre $u_c$: $u_c = 73.3 + 13.98 = 87.28\ mm$

**Tableau 1 Valeurs de la courbe caractéristique du cintre HEB 200**

| u (mm) | σ (MPa) |
|---|---|
| 73.3 | 0 |
| 87,28 | 0,47 |

### ✓ Béton projeté :

Epaisseur $e = 25\ cm$
Résistance à la compression $f_{c28} = 30MPa$
Module d'élasticité $E_b = 15000\ MPa$
Coefficient de poisson $\vartheta = 0{,}2$
Limité d'élasticité à l'ELS $\sigma_b = 0{,}6\ f_{c28} = 18\ MPa$
**Calcul :**
La raideur de béton projeté $K_b = 768{,}49\ MPa$
Pression maximale de béton projeté $\sigma_b$ max = 0,57618 $MP$a
Alors le déplacement radiale de béton projeté $u_b$: $u_b = 73.3 + 5.86 = 79.16\ mm$

**Tableau 2 Valeurs de la courbe caractéristique du béton projeté.**

| u (mm) | σ (MPa) |
|---|---|
| 73.3 | 0 |
| 79.16 | 0,58 |

### ✓ Pour la Combinaison béton-cintre

$u_{c+b} = 7.95mm$
$P_{max} = \sigma_{max} = \sigma_{a\,max} + \sigma_{b\,max} = 1.05\ MPa.$

**Vérification de soutènement :**
$P_{max} = 1.05\ MPa > P_v = 0.750\ MPa$ ; il est vérifié.

**Tableau 3 Valeurs de la courbe caractéristique de la combinaison béton-cintre**

| u (mm) | σ (MPa) |
|---|---|
| 73.3 | 0 |
| 81.25 | 1,05 |

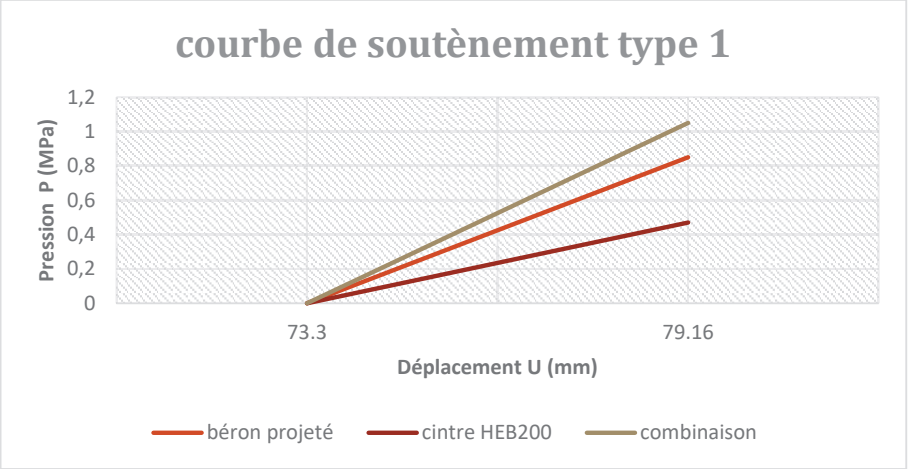



**Figure 1 Courbe caractéristique de la combinaison béton-cintre**

✓ **La courbe de convergence confinement :**

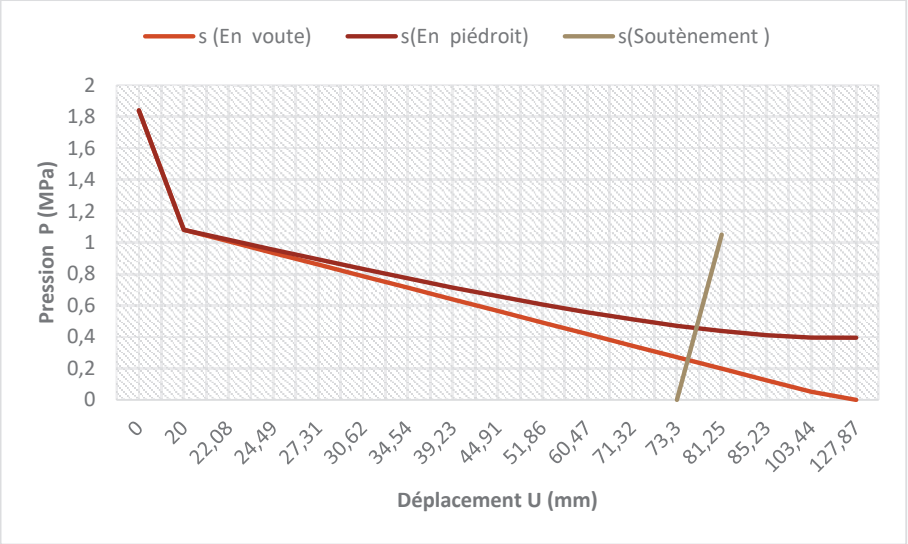



**Figure 2 courbe de convergence confinement**

**Analyse des résultats :**
A travers l'étude graphique, on détermine le point d'équilibre obtenu par courbes caractéristiques de convergence et de confinement :

$$(U_{eq}, \sigma_{eq}) = (76\ mm\ ; 0.42\ MPa)$$

La convergence prévisionnelle pour un creusement a pleine section est de 76 mm, qui est une valeur très importante, de là nous recommandons un creusement en demi section voir même en section divisée.

On a $K_{soutènement} = K_b + K_s = 1030{,}39\ MPa \longrightarrow 100\%$
$K_b = 768{,}49\ MPa \longrightarrow x\ \%$

Donc le pourcentage de sollicitation que reçoit le béton est x = 74.58%. Et le pourcentage des cintres est de 25.42 %.
Le point d'intersection des deux courbes donne la pression équivalente $P_{eq} = 420\ KPa$.

Alors :

$\sigma_b = 420 \times 0.7458 = 313.236\ KPa < \sigma_{b\,max} = 810\ KPa$ ……$Vérifié$.
$\sigma_a = 420 \times 0.2542 = 106.764\ KPa < \sigma_{a\,max} = 680 KPa$ ……$Vérifié$.

# Annexe E

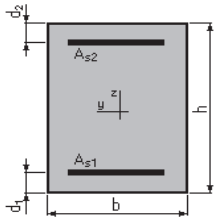
## E.1 Calcul de Section en Flexion Composée Voute (M+)

### 1. Hypothèses:

**Béton: fc28 = 40,0 (MPa)  Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

### 2. Section:




b = 100,0 (cm)
h = 80,0 (cm)
$d_1$ = 5,0 (cm)
$d_2$ = 5,0 (cm)

### 3. Efforts appliqués:

| Cas N$^O$ | Type | **N** (kN) | **M** (kN*m) |
|---|---|---|---|
| 1. | ELS | 1008,48 | 376,13 |

### 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1}$ = 9,5 (cm2)  Section théorique $A_{s2}$ = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 9,5 (cm2)
théorique $\rho$ = 0,13 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0,13 (%)

### Analyse par Cas:

**Cas N$^O$ 1: Type ELS  N = 1008,48 (kN)  M = 376,13 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3,44
Position de l'axe neutre: y = 32,6 (cm)
Bras de levier: Z = 64,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 4,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 24,4 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 500,0 (MPa)

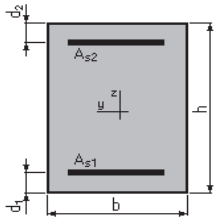
## E.2 Calcul de Section en Flexion Composée Voute (M-)

### 1. Hypothèses:

**Béton: fc28 = 40,0 (MPa)  Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

### 2. Section:




b = 100,0 (cm)
h = 80,0 (cm)
$d_1$ = 5,0 (cm)
$d_2$ = 5,0 (cm)

### 3. Efforts appliqués:

| Cas N$^O$ | Type | **N** (kN) | **M** (kN*m) |
|---|---|---|---|
| 1. | ELU | 2558,40 | -212,62 |

### 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1}$ = 0,0 (cm2)  Section théorique $A_{s2}$ = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 9,5 (cm2)
théorique $\rho$ = 0,00 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0,13 (%)

### Analyse par Cas:

**Cas N$^O$ 1: Type ELU  N = 2558,40 (kN)  M = -212,62 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 5,62  Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 79,2 (cm)
Bras de levier: Z = 43,3 (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 0,00 (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

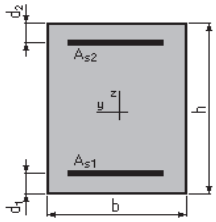
## E.3 Calcul de Section en Flexion Composée Piédroit (M+)

### 1. Hypothèses:

**Béton: fc28 = 40,0 (MPa)  Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

### 2. Section:




b = 100,0 (cm)
h = 100,0 (cm)
$d_1$ = 5,0 (cm)
$d_2$ = 5,0 (cm)

### 3. Efforts appliqués:

| Cas N$^O$ | Type | **N** (kN) | **M** (kN*m) |
|---|---|---|---|
| 1. | ELU | 1695,92 | 3051,64 |

### 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1}$ = 64,1 (cm2)  Section théorique $A_{s2}$ = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,7 (cm2)
théorique $\rho$ = 0,67 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0,12 (%)

### Analyse par Cas:

**Cas N$^O$ 1: Type ELU  N = 1695,92 (kN)  M = 3051,64 (kN*m)**

| | | |
|---|---|---|
| Coefficient de sécurité: | 1,00 | Pivot: B |
| Position de l'axe neutre: | y = 24,7 | (cm) |
| Bras de levier: | Z = 85,1 | (cm) |
| Déformation de l'acier: | $\varepsilon_s$ = 9,95 | (‰) |
| Déformation du béton: | $\varepsilon_b$ = 3,50 | (‰) |
| Contrainte de l'acier: | | |
| tendue: | $\sigma_s$ = 434,8 | (MPa) |

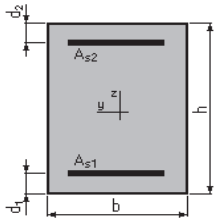
## E.4 Calcul de Section en Flexion Composée Piédroit (M-)

### 1. Hypothèses:

**Béton: fc28 = 40,0 (MPa)  Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

### 2. Section:




b = 100,0 (cm)
h = 100,0 (cm)
$d_1$ = 5,0 (cm)
$d_2$ = 5,0 (cm)

### 3. Efforts appliqués:

| Cas N$^O$ | Type | **N** (kN) | **M** (kN*m) |
|---|---|---|---|
| 1. | ELU | 3172,47 | -851,00 |

### 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1}$ = 0,0 (cm2)  Section théorique $A_{s2}$ = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,7 (cm2)
théorique $\rho$ = 0,00 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0,12 (%)

### Analyse par Cas:

**Cas N$^O$ 1: Type ELU  N = 3172,47 (kN)  M = -851,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3,31  Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 57,9 (cm)
Bras de levier: Z = 71,8 (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 0,00 (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 3,50 (‰)
Contrainte de l'acier:

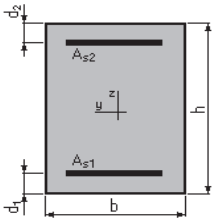
## E.5 Calcul de Section en Flexion Composée Radier (M+)

### 1. Hypothèses:

**Béton: fc28 = 40,0 (MPa)  Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

### 2. Section:




b = 100,0 (cm)
h = 120,0 (cm)
$d_1$ = 5,0 (cm)
$d_2$ = 5,0 (cm)

### 3. Efforts appliqués:

| Cas N° | Type | **N** (kN) | **M** (kN*m) |
|---|---|---|---|
| 1. | ELU | 2618,87 | 1685,92 |

### 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1}$ = 13,9 (cm2)  Section théorique $A_{s2}$ = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 13,9 (cm2)
théorique $\rho$ = 0,12 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0,12 (%)

### Analyse par Cas:

**Cas N° 1: Type ELU  N = 2618,87 (kN)  M = 1685,92 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,61  Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 26,6 (cm)
Bras de levier: Z = 104,4 (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 10,00 (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 3,00 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s$ = 434,8 (MPa)

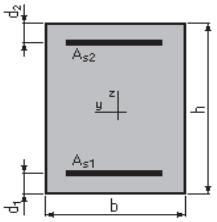
## E.6 Calcul de Section en Flexion Composée Radier (M-)

### 1. Hypothèses:

**Béton: fc28 = 40,0 (MPa)  Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

### 2. Section:




b = 100,0 (cm)
h = 120,0 (cm)
$d_1$ = 5,0 (cm)
$d_2$ = 5,0 (cm)

### 3. Efforts appliqués:

| Cas N$^O$ | Type | **N** (kN) | **M** (kN*m) |
|---|---|---|---|
| 1. | ELU | 1473,08 | -1549,03 |

### 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1}$ = 0,0 (cm2)  Section théorique $A_{s2}$ = 15,3 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 13,9 (cm2)
théorique $\rho$ = 0,13 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0,12 (%)

### Analyse par Cas:

**Cas N$^O$ 1: Type ELU  N = 1473,08 (kN)  M = -1549,03  (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00  Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 11,8 (cm)
Bras de levier: Z = 110,3 (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 10,00 (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 1,14 (‰)
Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s$ = 434,8 (MPa)