



Université Mohamed Khider de Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies
Travaux Publics
Voie et Ouvrages d'Art

Réf. : V25

Présenté et soutenu par :
CHOUFI SAIF EDDINE

Le : dimanche 24 juin 2018

ANALYSE DES PARAMETRES DE DIMENSIONNEMENT DU TUNNEL 4 DE KHERRATA

Jury :

Pr.	BELOUANAR. M LAMINE	Pr	Université de Biskra	Président
Dr.	BENSMACHINE AISSA	MCA	Université de Biskra	Examineur
Pr.	BENMEBAREK SADOK	Pr	Université de Biskra	Rapporteur

Remerciement :

En premier lieu, je remercie Allah pour son aide dans l'accomplissement de ce travail.

La direction de cette mémoire a été assurée par Monsieur BENMEBAREK Sadok, Professeur à l'université de Biskra, que je remercie pour avoir accepté de diriger ce travail de recherche. Je lui suis reconnaissant pour le temps conséquent qu'il m'a accordé, ses qualités pédagogiques et scientifiques, sa franchise et sa sympathie. J'ai beaucoup appris à ses côtés et je lui adresse ma gratitude pour tout cela.

Un grand merci à toutes les personnes qui ont contribué à un moment ou à un autre au bon déroulement de cette mémoire, et plus particulièrement mes collègues pour leur aide et leurs constants encouragements. Tous m'ont permis de travailler dans d'agréables conditions.

Ma plus grande reconnaissance s'adresse également à ma famille qui a toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager. Je présente tous mes remerciements à mes parents qui ont toujours trouvé les mots pour me reconforter et m'encourager même dans les moments les plus difficiles.

Résumé

Ce mémoire traite le problème de la stabilité du tunnel 4 de Kherrata, pour étudier la stabilité on a classifié empiriquement le massif rocheux traversé par le tunnel 4 de Kherrata assurant la liaison routière entre Bejaia et Kherrata. Donc, l'aspect de notre étude consiste à prévoir les déformations et les déplacements du tunnel traversant le terrain à partir d'une analyse numérique en utilisant un modèle d'éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis 2D. A partir de là on cherche à justifier l'efficacité du soutènement prévu avant l'exécution des travaux.

Par le biais du logiciel PLAXIS 2D les déplacements restent limités, ce qui confirme l'efficacité et le bon choix du type de soutènement adopté et la méthode d'excavation NATM. Donc les déformations enregistrées ne présentent pas de risques sur l'ensemble ouvrage-massif. Les phases introduites peuvent alors être projetées.

A la fin de cette vérification on a fait une étude paramétrique pour découvrir l'influence des paramètres de la résistance de la roche.

Mot clé : modélisation numérique, stabilité, tunnel, Plaxis 2D, méthode NATM, la tension, étude paramétrique.

Abstract

This thesis deals with the problem of the stability of kherrata tunnel 4, to study the stability empirically classified the rock mass crossed by the Kherrata tunnel 4 ensuring the road connection between Bejaia and Kherrata. So, the aspect of our study consists in predicting the deformations and displacements of the ground crossing the tunnel starting from a numerical analysis by using a model of finite elements using the software Plaxis 2D. From there we try to justify the effectiveness of the support provided before the execution of the work.

Through the PLAXIS 2D software the displacements remain limited, which confirms the efficiency and the good choice of the type of support adopted and the method of excavation NATM. Therefore, the recorded deformations do not present risks on the whole massive work. The introduced phases can then be projected.

For this verification a parametric study was done to discover the influence of the rock parameters of the resistance.

Keywords : numerical modeling, stability, tunnel, 2D plaxis, NATM method, tension, parametric study.

الملخص

تتناول هذه الرسالة مشكلة استقرار نفق خراطة 4 ، لدراسة الثبات الذي يصنف تجريبياً الكتلة الصخرية التي عبرها هذا النفق مما يضمن اتصال الطريق بين ولاية بجاية ومدينة خراطة
يتكون جانب دراستنا من التنبؤ بتشوهات ونزوح الأرض التي تعبر النفق انطلاقاً من التحليل العددي باستخدام نموذج من العناصر المحدودة باستخدام برنامج Plaxis 2D. من هنا نحاول تبرير فعالية الدعم المقدم قبل تنفيذ العمل.
من خلال برنامج PLAXIS ثنائي الأبعاد ، تظل عمليات النزوح محدودة ، مما يؤكد الكفاءة والاختيار الجيد لنوع الدعم المعتمد وطريقة التنقيب NATM لذلك ، لا تشكل التشوهات المسجلة مخاطر على العمل الجماعي بأكمله.
بالنسبة لهذا التحقق ، تم إجراء دراسة على البرنامج من أجل معرفة تأثير خصائص الصخرة بعد الحفر وخاصة تأثير قوة الشد على دعائم الجرف.

مفتاح الكلمات: النمذجة العددية، استقرار، نفق، برنامج، طريقة التنقيب NATM

Table des matières

Remerciement	1
Dédicace	2
Résumé Fr	4
Résumé En	5
Résumé Ar	6
Liste des figures	7
Liste des tableaux	9
Notations et abréviations	10
Introduction générale	12

Chapitre I : Généralité sur le creusement et la construction du tunnel

I. Introduction	15
II. Technique de creusement d'un tunnel	15
II.1. Creusement de sol meuble	15
II.2. Creusement de rocher	16
II.2.A. Creusement par la brise roche	16
II.2.B. Creusement avec explosif	17
III. Construction du tunnel	19
III.1. Soutènement provisoire	19
III.1.A. Voute parapluie	19
III.1.B. Cintres métalliques	20
III.1.B.(1). Cintre HEB/HEA	20
III.1.B.(2). Cintre réticulé	20
III.1.C. Béton projeté	21
III.1.C.(1). Béton projeté sèche	23
III.1.C.(1). Béton projeté mouillé	23
III.1.D. Boulons d'ancrage	24
III.1.E. Drainage	25
III.1.F. Injection	26
III.1.G. Ventilation de construction	27
III.2. Revêtement définitif des tunnels	27
III.2.A. Coffrage, ferrailage, bétonnage	27
III.2.B. Étanchéité, Drainage	29
III.2.C. Injection de remplissage	29

Chapitre II : Méthodes de dimensionnement du tunnel

I. Introduction	33
II. Description générale des mouvements du sol	33
III. Méthodes analytiques	34
III.1. Méthode convergence-confinement	34
IV. Méthodes empiriques et semi empiriques	38
IV.1. Méthode de TERZAGHI	38

IV.2. Méthode de LAUFFER	39
IV.3. Méthode de BIENIAWSKI	40
IV.4. Méthode de BARTON	43
IV.5. Recommandations de l'AFTES	45
IV.5.A. Recommandation pour la description du massif rocheux	45
IV.5.B. Recommandation pour le choix du soutènement	46
V. Méthode des éléments finis (MEF)	46
V.1. Application de la MEF au calcul des ouvrages souterrains	46
V.2. Concepts de base : Techniques de résolution	47
V.2.A. La discrétisation	47
V.2.B. L'interpolation	47
V.3. L'utilisation de la MEF	49
V.4. Les lois de comportements	49
V.4.A. Modèle élastique linéaire	50
V.4.B. Modèle de Mohr-Coulomb	51
VI. Conclusion	54

Chapitre III : Contexte du tunnel 4 de KHERRATA

I. Introduction	56
II. Définition géométrique	56
II.1. Gabarit	57
II.2. Largeur de chaussée	57
II.3. Influence des équipements et des dispositions en matière de sécurité	58
II.3.A. Trottoirs	58
II.3.B. Ventilation	58
II.3.C. Postes de secours (niches de sécurité)	59
III. Géologie générale	59
IV. Géologie « sur site »	62
IV.1. Zone portail nord	62
IV.2. Zone centrale tunnel 4	63
IV.3. Zone portail sud	64
V. Sondages carottés	65
V.1. Portail nord (SC-31 PK6+170)	65
V.2. Portail sud (SC-30 PK6+590)	66
VI. Estimation des soutènements à partir des méthodes empiriques	67
VI.1. Zonage géotechnique	67
VI.2. Soutènements prévus	68
VII. Caractéristique des matériaux de construction	70
VIII. Méthode constructive	71
VIII.1. Excavation	71
VIII.1.A. Calotte	72
VIII.1.B. Stross	72
VIII.2. Soutènement	73
VIII.2.A. Soutènement par boulons radiaux	73

VIII.2.B. Soutènement par cintre d'acier	73
VIII.2.C. Soutènement par béton projeté	73
VIII.2.D. Voute parapluie	74
IX. Tunnel creuse	74
IX.1. Cadre général	74
IX.2. Méthode constructive	74
IX.2.A. Excavation et phases constructives	75
IX.2.B. Soutènement	76
IX.2.C. Revêtement	79
X. Conclusion	80

Chapitre IV : Modélisation numérique des sections représentatives du tunnel

I. Introduction	82
II. Modèle de Mohr-coulomb	82
III. Modélisation des phases d'un tunnel avec Plaxis $\Sigma M_{stage} < 1$	82
V. Présentation de la procédure de simulation	83
V.1. Caractéristiques géométriques du massif	83
V.2. Caractéristiques géotechniques du massif	84
V.3. Caractéristique de soutènement du tunnel	84
V.4. Caractéristique des boulons d'ancrage	84
V.5. Condition aux limites	84
V.6. Génération de maille	84
V.7. Condition initiale	85
VI. Procédure constructive	86
V.1. Soutènement de la falaise	86
V.2. Excavation de la calotte	86
V.3. Soutènement de la calotte	87
V.4. Excavation de la stross	88
V.5. Soutènement de la stross	88
VI. Résultats obtenus pour le modèle	89
VI.1. Soutènement de la falaise	90
VI.1. Soutènement de la calotte	91
VI.1. Soutènement de la stross	94
VII. Etude des paramètres	97
VIII. Conclusion	99
Conclusion générale	100
Références	101

Liste des figures

Chapitre I : Généralité sur le creusement et la construction du tunnel

Figure (I.01) : Phasage de creusement, [O.Mutlu et C.Ilker 2015].	15
Figure (I.02) : Plan de tire, [O.Mutlu et C.Ilker, 2015].	17
Figure (I.03) : fabrication de l'explosifs, [O.Mutlu et C.Ilker, 2015].	18
Figure (I.04) : schéma de tirage, [O.Mutlu et C.Ilker, 2015].	18
Figure (I.05) : évacuation des terres, [O.Mutlu et C.Ilker, 2015].	18
Figure (I.06) : détachement des blocs à l'aide de la brise roche.	19
Figure (I.07) : Voûte Parapluie / Machine de Voûte Parapluie.	19
Figure (I.08) : L'application de béton projeté.	22
Figure (I.09) : mise en oeuvre de béton projeté.	22
Figure (I.10) : Procédé par voie sèche / Machine de béton projeté sèche	23
Figure (I.11) : Procédé par voie mouillée / Machine de béton projeté Mouillée	24
Figure (I.12) : schéma de boulon d'encrage, [O.Mutlu et C.Ilker, 2015].	24
Figure (I.13) : Injection de consolidation, [O.Mutlu et C.Ilker, 2015].	26
Figure (I.14) : Ventilateurs / Ventilation du Tunnel	27
Figure (I.15) : photos de ferrailage et coffrage sur chantier.	28
Figure (I.16) : photos de ferrailage et décoffrage de revêtement.	29
Figure (I.17) : photos d'étanchéité sur chantier	30

Chapitre II : Méthodes de dimensionnement du tunnel

Figure (II.01) : Réponse de la galerie : Extrusion, Pré-convergence et Convergence	33
Figure (II.02) Cuvette de tassement 3D.	34
Figure (II.03) Variation du taux de déconfinement, de la pression et du déplacement radial en fonction de la distance au front de taille.	35
Figure (II.04) Ligne caractéristique de la cavité.	36
Figure (II.05) Ligne de confinement du soutènement	37
Figure (II.06) : Zone décomprimée au-dessus d'une cavité [d'après TERZAGHI].	38
Figure (II.07) : Type de soutènement en fonction de RQD. Et de la portée du tunnel	39
Figure (II.08) : Classification de Barton, relation entre Q et De et les catégories de soutènement.	44
Figure (II.09) : Discrétisation d'une structure en éléments et noeuds.	47
Figure (II.10) : Eléments géométriques utilisés dans le maillage.	48
Figure (II.11) : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire	50
Figure (II.12) : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire	51
Figure (II.13) : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.	52
Figure (II.14) : Pyramide de Mohr-Coulomb tracé pour $c=0$.	52
Figure (II.15) : Définition du module à 50 % de la rupture.	53
Figure (II.16) : Fenêtre des paramètres de Mohr-coulomb.	54

Chapitre III : Contexte du tunnel 4 de KHERRATA

Figure (III.01) : Profile en travers type du Tunnel 4	57
Figure (III.02) : Affleurement sur la RN9 actuelle au niveau du Pk 6+900 du projet.	60

Figure (III.03) : Schéma de l'origine et formation de la Kabylie, l'Atlas Tellien et Saharienne. -----	61
Figure (III.04) : Marno-calcaires fortement plissées sur la RN9 actuelle au niveau du Pk 6+300 du projet. -----	62
Figure (III.05) : Vue du Portail N vers Kherrata (S). -----	63
Figure (III.06) : Vue de la falaise calcaire grand degré de fracturation. Proximité d'une faille sur la RN9 actuelle au niveau du Pk 6+500 du projet. -----	64
Figure (III.07) : Schéma de l'excavation aux portails.-----	72

Chapitre IV : Modélisation numérique des sections représentatives du

tunnel

Figure (IV.01) : La coupe transversale du massif. -----	83
Figure (IV.02) : Modèle de déformation plane et maille avec éléments triangulaires. ----	85
Figure (IV.03) : Conditions hydrauliques.-----	85
Figure (IV.04) : Présentation de soutènement.-----	86
Figure (IV.05) : Excavation de la calotte -----	87
Figure (IV.06) : Soutènement de la calotte -----	87
Figure (IV.07) : Excavation de la stross -----	88
Figure (IV.08) : Soutènement de la stross -----	89
Figure (IV.09) : Phases de calcul -----	89
Figure (IV.10) : Déplacement total après le soutènement de la falaise. -----	90
Figure (IV.11) : Effort axial en clou après le soutènement de la falaise. -----	90
Figure (IV.12) : Déplacement total après le soutènement de la calotte 30%. -----	91
Figure (IV.13) : Effort axial en clou après le soutènement de la calotte 30%. -----	91
Figure (IV.14) : Moment maximal après le soutènement de la calotte 30%. -----	92
Figure (IV.15) : Déplacement total après le soutènement de la calotte 70%. -----	92
Figure (IV.16) : Effort axial en clou après le soutènement de la calotte 70%. -----	93
Figure (IV.17) : Moment maximal après le soutènement de la calotte 70%. -----	93
Figure (IV.18) : Déplacement total après le soutènement de la stross 30%. -----	94
Figure (IV.19) : Effort axial en clou, après le soutènement de la stross 30%. -----	94
Figure (IV.20) : Moment maximal après le soutènement de la stross 30%. -----	95
Figure (IV.21) : Déplacement total après le soutènement de la stross 70%. -----	95
Figure (IV.22) : Effort axial en clou après le soutènement de la stross 70%. -----	96
Figure (IV.23) : Moment maximal après le soutènement de la stross 70%. -----	96
Figure (IV.24) : Déplacement total après le soutènement de la calotte 30%. -----	97
Figure (IV.25) : Présentation des points plastic a l'effet de la traction. -----	97
Figure (IV.26) : Effort axial en clou.-----	98

Liste des tableaux

Chapitre II : Méthodes de dimensionnement du tunnel

Tableau (II.01) : Paramètres de classification des roches et notes de pondération. -----	40
Tableau (II.02) : Note d'ajustement pour l'orientation des joints, [Bieniawski, 1989]. ---	41
Tableau (II.03) : Classification du massif rocheux selon le RMR, [Bieniawski, 1989].---	41
Tableau (II.04) : Recommandations du soutènement, [Bieniawski, 1989]. -----	42
Tableau (II.05) : Classification du massif rocheux -----	44
Tableau (II.06) : Le coefficient ESR pour divers types d'ouvrages souterrains. -----	45
Tableau (II.07) : Valeurs de ψ en fonction de celles de ϕ . -----	53

Chapitre III : Contexte du tunnel 4 de KHERRATA

Tableau (III.01) : Description du sondage carotté SC31.-----	65
Tableau (III.02) : Qualité de la roche, RQD SC31. -----	65
Tableau (III.03) : Essais de laboratoire, SC31. -----	65
Tableau (III.04) : Description du sondage carotté SC30.-----	66
Tableau (III.05) : Qualité de la roche, RQD SC30. -----	66
Tableau (III.06) : Essais de laboratoire, SC30. -----	66
Tableau (III.07) : Intervalle de valeur de l'indice RMR (1989). -----	67
Tableau (III.08) : Critères de Mohr – Coulomb. -----	67
Tableau (III.09) : Soutènements type selon Bieniawski (RMR) -----	68
Tableau (III.10) : Recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction du comportement mécanique de massif. -----	68
Tableau (III.11) : Recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités. -----	69
Tableau (III.12) : Recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de la couverture de roche/sols. -----	69
Tableau (III.13) : Recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de la dimension de la galerie. -----	70
Tableau (III.14) : Longueur d'abattage. -----	76

Chapitre IV : Modélisation numérique des sections représentatives du

tunnel

Tableau (IV.01) : Paramètres de calcul géotechniques. -----	84
Tableau (IV.02) : Paramètres de calcul du soutènement. -----	84
Tableau (IV.03) : Paramètres de calcul des clous. -----	84
Tableau (IV.04) : Déplacement total après le soutènement de la calotte 30%. -----	99

Notations et abréviations

σ_0	La contrainte initiale.
λ	Taux de déconfinement.
U_r	Le déplacement radial.
P_i	La pression interne.
γ	Poids volumique du sol.
K_a	Coefficient de poussée latérale.
z	Profondeur.
B	Demi-largeur de la bande déplacée.
φ R_c	Angle de frottement du sol.
c	La résistance à la compression simple
ψ	La cohésion
ν	Angle de dilatance
E	Coefficient de Poisson.
EI	Module de Young E Rigidité flexionnelle et normale
EA	Rigidité normale

Introduction générale :

Lors de la réalisation des routes, diverses entraves peuvent être rencontrés tels que les oueds, les rivières, les montagnes...etc. sont des obstacles naturels qui ne peuvent pas être facilement franchis. Pour pouvoir maîtriser ces différents problèmes, l'ingénieur fait recours à l'étude de diverses solutions telles que les ponts, les viaducs..., et le creusement de tunnels.

Les tunnels sont connus depuis le XIXème siècle comme étant des ouvrages souterrains importants, en général ils permettent de raccourcir un itinéraire, et d'éviter un col (tunnel sous une montagne) ou d'éviter un long détour (tunnel sous un plan d'eau). C'est aussi l'encombrement du sol et la difficulté de restructurer l'urbanisme existant dans les agglomérations urbaines qui poussent à l'utilisation du sous-sol, aussi la construction d'un tunnel peut être réalisée pour limiter les nuisances du trafic (notamment en ville ou pour les villages en bordure d'autoroute).

La gorge est un passage encaissé entre deux reliefs résultant de l'érosion hydraulique sur tout type de roche mais préférentiellement sur les sédimentaires. Les deux parties des gorges se forment en des cols très hauts. Les côtés des roches se forment par rapport à la résistance contre la dissolution.

Le creusement d'un ouvrage souterrain (galerie, tunnel, ...) dans un massif rocheux entraîne des modifications de l'état de contraintes et de déformation du terrain pouvant aller jusqu'à mettre en cause la stabilité de l'excavation réalisée, ou à provoquer des désordres intolérables dans le massif et l'environnement de l'ouvrage lui-même et spécifiquement dans les cas d'ouvrages de dimensions très grandes (tunnel).

Dans ce cas-là, des méthodes et des outils ont été développés pour étudier les différents aspects des phénomènes d'interaction sol-structure associés au creusement. Ces méthodes ont pour objet l'évaluation des caractéristiques de soutènement et de dimensionnement des tunnels, passant du stade purement empirique à celui où l'on fait appel à des modèles numériques très développés permettant la prise en compte de la complexité du problème traité.

D'ailleurs grâce au développement des moyens informatiques, il est possible de faire une modélisation qui aide à prévenir et à améliorer de tels comportements (terrain et ouvrage), les effets induits par l'excavation et à assurer la sécurité de ces ouvrages dès le début du creusement.

Le présent travail a pour objectif de classier empiriquement le massif rocheux traversé par le tunnel 4 de Kherrata assurant la liaison routière entre Bejaia et Kherrata. au niveau des gorges entre Bordj-Mira et Kherrata. et de prévenir le comportement de l'ensemble tunnel-terrain. Donc, l'aspect de notre étude consiste à prévoir les déformations et les déplacements du tunnel traversant le terrain à partir d'une analyse numérique en utilisant un modèle d'éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis 2D Tunnel. A partir de là on cherche à justifier l'efficacité du soutènement prévu avant l'exécution des travaux.

Pour atteindre l'objectif visé, notre travail est structuré suivant le plan ci-dessous :

Le première chapitre, essentiellement bibliographique, résume les méthodes de creusement de tunnel ainsi que la méthode de soutènement provisoire et de revêtement définitif des tunnels.

Le second chapitre présente les systèmes de classifications de ces derniers et les différentes méthodes de dimensionnement des tunnels (empiriques, analytiques et numériques).

Le troisième chapitre c'est une présentation de l'ouvrage en détaille, on commence par la description du tunnel (situation et dimensions) puis les reconnaissances géologique et géotechnique effectuées et on termine avec les phases d'excavation ainsi que le soutènement provisoire et le revêtement définitif de tunnel.

Et enfin dans le dernier chapitre, nous allons modéliser la section de portail nord du tunnel, en adoptant le logiciel PLAXIS 2D ; la méthode selon laquelle le logiciel fonctionne est la méthode des éléments finis MEF.

Chapitre I :

Généralité sur le creusement et la construction

I. Introduction :

Les ouvrages souterrains constituent un domaine très important et en plein développement depuis quelques décennies. De même l'extension des voies de communications (routes, voies ferrées, parkings, voies navigables et réseaux divers) impose souvent des franchissements difficiles, qui conduisent généralement à la construction en souterrain.

En ingénierie il existe plusieurs méthodes de creusement de tunnel, le choix de la méthode dépend de certaines paramètres, nature de sol ou de roche, la géométrie de tunnel l'environnement, le niveau de la nappe phréatique...

Ce chapitre résume les méthodes de creusement de tunnel ainsi que la méthode de soutènement provisoire et de revêtement définitif des tunnels.

II. Technique de creusement d'un tunnel :

II.1. Creusement de sol meuble :

C'est le creusement du tunnel fait à l'aide de la pelle hydraulique. La brise roche et l'explosif n'est pas utilisé lors du creusement du sol meuble. La paroi du tunnel doit être immédiatement soutenue après le creusement fait.

Le tunnel sera creusé en deux étapes principales. Premièrement, la partie supérieure (la calotte) sera creusée, puis la partie inférieure (le stross). Le phasage d'excavation pour la section complète du tunnel est comme-suit [Figure (I.01)]:

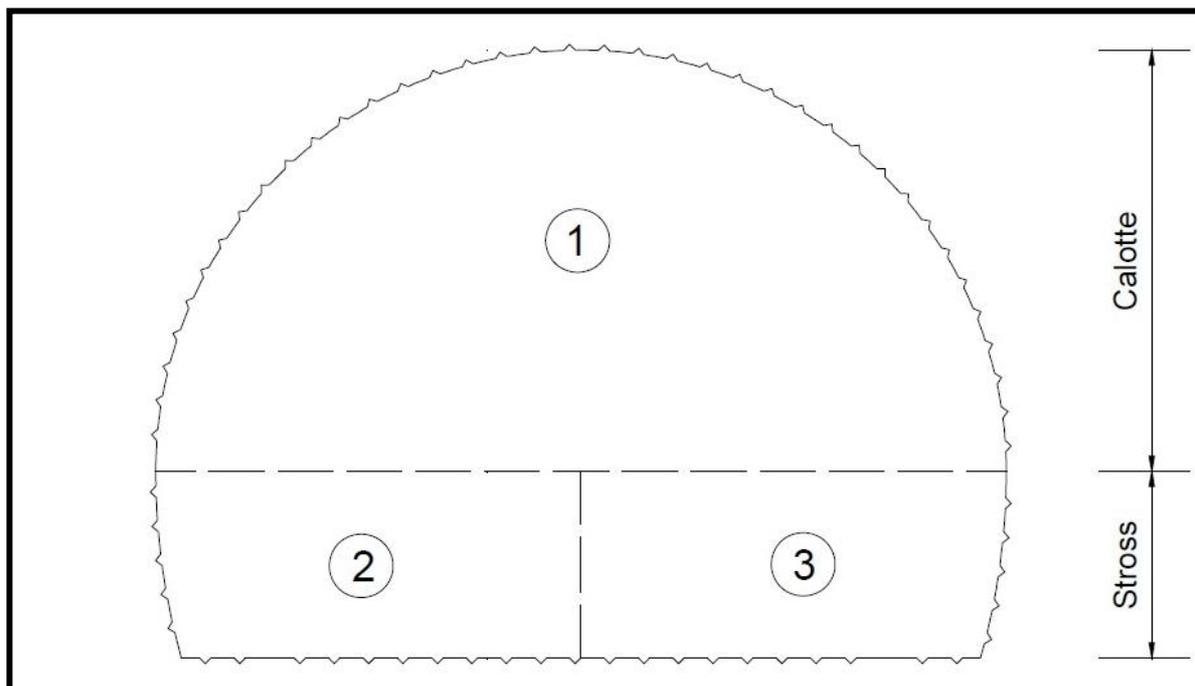


Figure (I.01) : Phasage de creusement, [O.Mutlu et C.Ilker 2015].

Les étapes à suivre pour le creusement de sol meuble sont :

- ⊖ La brigade topographique matérialise le périmètre du creusement à faire.
- ⊖ La pelle hydraulique commence à creuser l'intérieur de la partie matérialisée en grattant et abattant le terrain du front avec son bras articulé. La puissance des coups doit être surveillées afin de ne pas créer des hors profils.
- ⊖ Le pas d'avancement de creusement diffère suivant le type de soutènement choisi. Il varie entre 0,60m et 1,50m suivant la géologie du terrain.
- ⊖ Après avoir atteint un pas d'avancement, il est procédé à mettre en œuvre successivement les éléments de soutènements.
- ⊖ Les marins (terre creusée) mis de côté dans le tunnel, ne doit pas perturber le rythme des travaux. Le marinage (évacuation des terres) doit être fait régulièrement.

II.2. Creusement de rocher :

C'est le creusement du tunnel qui ne peut pas être fait à l'aide d'une pelle hydraulique. La brise roche et les explosifs sont utilisés lors du creusement du rocher. La paroi du tunnel ne nécessite pas un soutènement aussi lourd que celui du sol meuble.

II.2.A. Creusement par la brise roche :

Le tunnel sera creusé en deux étapes principales. Premièrement, la partie supérieure (la calotte) sera creusée, puis la partie inférieure (le stross). Le phasage d'excavation pour la section complète du tunnel est comme le phasage de creusement de sol meuble, O.Mutlu et C.Ilker [2015].

Les étapes à suivre pour le creusement du rocher sont :

- ⊖ La brigade topographique matérialise le périmètre du creusement à faire.
- ⊖ La brise-roche hydraulique commence à creuser l'intérieur de la partie matérialisée en piquant et abattant le terrain du front avec son bras articulé. La puissance des coups doit être surveillée afin de ne pas créer des hors profils.
- ⊖ Le pas d'avancement de creusement diffère suivant le type de soutènement choisi. Il varie entre 0,60m et 1,50m suivant la géologie du terrain.
- ⊖ Après avoir atteint un pas d'avancement, il est procédé à mettre en œuvre successivement les éléments de soutènements.
- ⊖ Les marins (terre creusée) mis de côté dans le tunnel, ne doit pas perturber le rythme des travaux. Le marinage (évacuation des terres) doit être fait régulièrement.

II.2.B. Creusement avec explosif :

En souterrain on utilise des explosifs brisants (vitesse de détonation > 4000 m/s) dont l'effet sur la roche est double :

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

Le tunnel sera creusé en deux étapes principales. Premièrement, la partie supérieure (la calotte) sera creusée, puis la partie inférieure (le stross). Le plan de tir d'explosif d'excavation pour la section complète du tunnel est comme-suit [Figure(I.02)] :

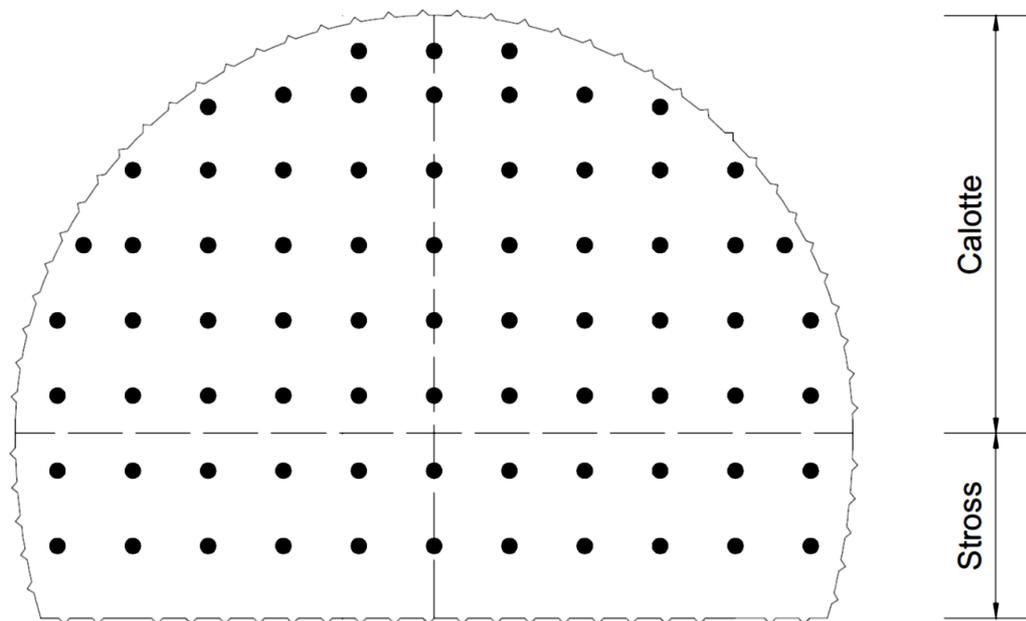


Figure (I.02) : Plan de tir, [O.Mutlu et C.Ilker, 2015].

Les étapes à suivre pour le creusement avec explosif sont :

- ⊖ Par le biais de la foreuse (jumbo) il est effectué le forage des trous d'une volée. Le nombre de trous d'une volée diffère selon les caractéristiques du rocher.
- ⊖ La longueur de ces trous est comprise entre 1,5 m et 5 m, selon la qualité du terrain.
- ⊖ La répartition des trous est établie précisément selon un plan d'exécution de forage (une maille approximative de 1 m x 1 m).
- ⊖ L'explosif employé sur chantier est fabriqué sur place (en tunnel). Ensuite, le chargement peut commencer.

③ La séquence de détonation suit un plan établi qui permet de limiter au maximum la quantité d'explosif qui explose en même temps [Figure (I.03)].

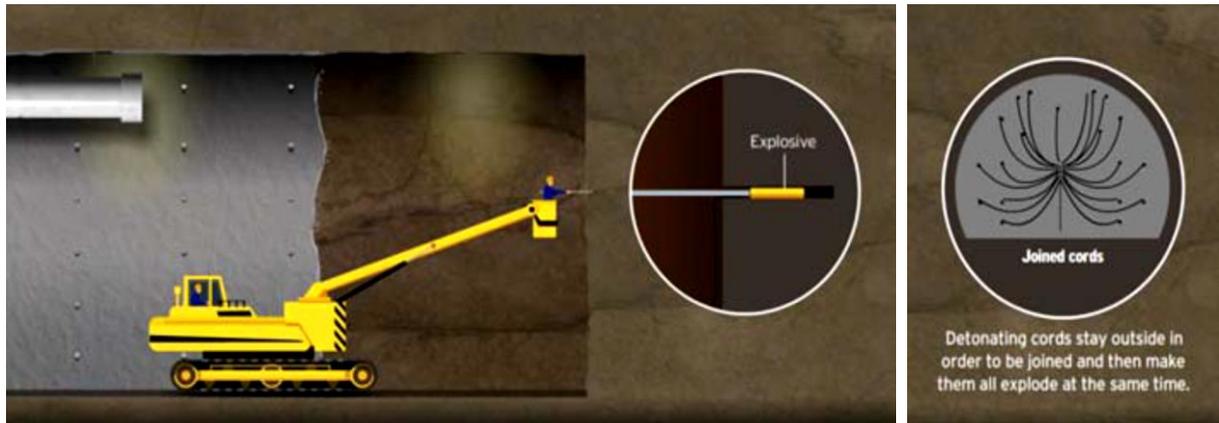


Figure (I.03) : Fabrication de l'explosifs, [O.Mutlu et C.Ilker, 2015].

③ Le tir peut avoir lieu. L'explosif est utilisé comme un outil de découpage de la roche et non comme une "bombe" [Figure (I.04)].



Figure (I.04) : Schéma de tirage, [O.Mutlu et C.Ilker, 2015].

③ Le marinage (évacuation des terres) doit être fait juste après le tir [Figure (I.05)].

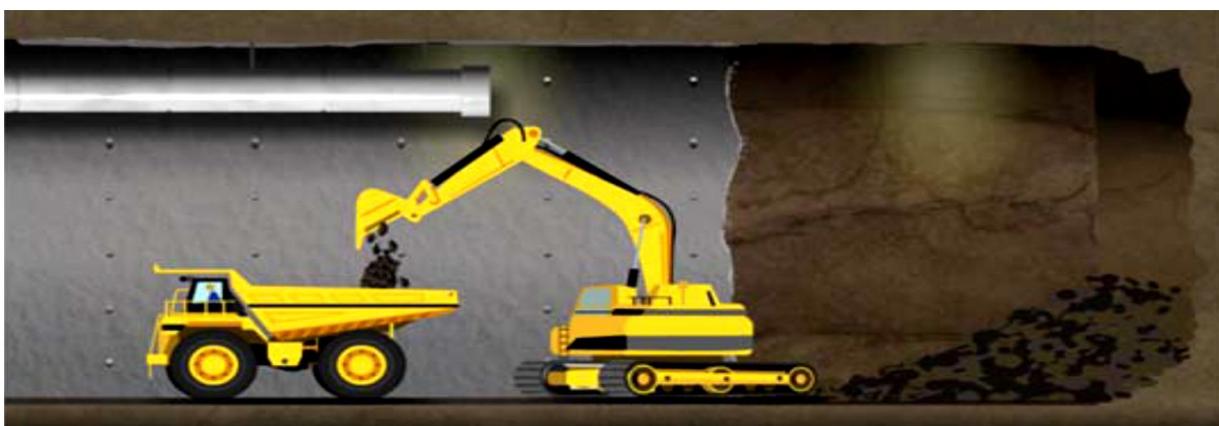


Figure (I.05) : Évacuation des terres, [O.Mutlu et C.Ilker, 2015].

○ Après chaque tir, certains blocs de roches sur le front, au sommet de la voûte et pied droit sont instables. La purge permet de détacher ces blocs à l'aide d'un marteau brise roche ou d'une fraise installée sur le bras d'une pelle mécanique. La purge permet de travailler dans des conditions de sécurité optimales [Figure (I.06)].



Figure (I.06) : Détachement des blocs à l'aide de la brise roche, [O.Mutlu et C.Ilker, 2015].

III. Construction du tunnel :

III.1. Soutènement provisoire :

III.1.A. Voûte parapluie :

La réalisation d'un tunnel en terrain meuble requiert souvent la mise en place d'une voûte parapluie pour assurer, en présence d'une faible couverture, la maîtrise des tassements de surface. Le procédé consiste en la mise en place, préalablement au creusement de l'ouvrage, d'un pré voûte située immédiatement au contact de son extradados futur. Cette dernière, constituée de tubes métalliques disposés en couronne subhorizontale suivant le contour de la section qui sera excavée à pour objectifs essentiels ; d'assurer la stabilité de la travée en cours d'excavation et même de remplacer le soutènement provisoire, d'améliorer la stabilité du front par réduction des contraintes agissant en avant de celui-ci et de limiter les tassements [Figure (I.07)].

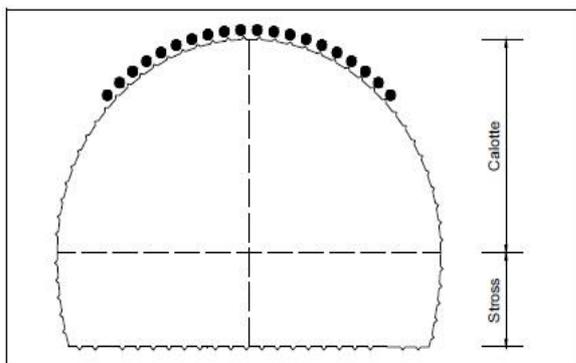


Figure (I.07) : Voûte Parapluie / Machine de Voûte Parapluie.

Les étapes à suivre pour la mise en œuvre de la voute parapluie sont :

- ⊖ La brigade topographique matérialise le périmètre des forages à faire.
- ⊖ La foreuse commence à faire le forage, incliné $\approx 5^\circ$ en remontant. Le motif de l'inclinaison du forage est d'assurer l'espace libre à la clé de la voute pour la reprise de la voute parapluie suivante.
- ⊖ Après que les tubes métalliques sont poussés dans les trous forés, l'injection se fait immédiatement avant que le terrain ne se referme autour des tubes. La qualité des scellements est très importante puisque c'est elle qui garantit le report des charges sur les tubes.
- ⊖ Ainsi le creusement peut se faire sous une voûte protectrice assurant un report des charges sur les cintres qui seront placés à mesure de l'avancement.
- ⊖ L'espacement, le nombre, la longueur des forages de la voûte parapluie diffèrent selon les caractéristiques du terrain rencontré lors du creusement.

III.1.B. Cintres :

III.1.B.(1): Cintres HEB / HEA :

Afin d'assurer la sécurité au niveau des portails (les entrées des tunnels) contre les éboulements et les chutes des blocs rocheux, un tube en extension des tunnels (des faux tunnels) est construit dont le soutènement est renforcé par des cintres, et ce par des poutres en acier HEB / HEA. A la suite du confortement des talus, conformément à la conception et le dimensionnement, il est procédé à la mise-en-place des cintres HEB, suivi par les treillis soudés et le béton projeté.

III.1.B.(2): Cintres réticulés :

Dans certaines circonstances, notamment pour les mauvais terrains, les grandes sections et les sections divisées, il peut s'avérer nécessaire de renforcer le béton projeté-boulonné par des armatures beaucoup plus résistantes qu'un simple treillis soudé. Le cintre réticulé est constitué de 3 aciers HA reliés entre eux par des aciers de plus faible section constituant une "réticulation" et facilement cintrables à la forme de l'excavation. Une fois placés contre le terrain, ces cintres réticulés sont recouverts de béton projeté pour former une coque solidaire. Les cintres réticulés présentent les deux avantages de facilité de mise en œuvre et de très bonne compatibilité avec le béton projeté. Ils sont déconseillés lorsque des fortes sollicitations sont prévisibles avant que le béton projeté puisse remplir son rôle, Idris J [2007].

Les étapes à suivre pour la mise en place du cintre réticulé sont :

- ⊖ Les cintres réticulés de la calotte et du stross sont fabriqués au niveau de l'atelier désigné. Ces derniers possèdent des cornières à leurs bouts pour l'assemblage avec des écrous

et des boulons.

- ⊖ Le cintre réticulé d'une auréole est complété en phasage de calotte-stross.
- ⊖ Une fois que le pas d'avancement de la calotte est atteint, il est placé les pièces du cintre de la calotte et ces derniers sont fixés par des écrous et des boulons.
- ⊖ Les barres d'attentes sont soudées afin de lier successivement les cintres réticulés de la calotte.
- ⊖ Il faut s'assurer que les pieds des cintres réticulés de la calotte appuient bien sur le sol jusqu'à la mise en œuvre du béton projeté au niveau de la calotte.
- ⊖ L'espacement et le type HA des cintres réticulés (calotte et stross) différent suivant la géologie du terrain rencontré. L'espacement des cintres définit le pas d'avancement du creusement qui varie entre 0,60m et 1,50m.
- ⊖ La brigade topographique assiste et vérifie la mise place du cintre de la calotte.
- ⊖ La mise en place du cintre réticulé du stross suit celui de calotte avec un décalage d'au moins $\approx 20m$.
- ⊖ Les pièces du cintre réticulé du stross sont placés au-dessous de ceux de la calotte et ces derniers sont fixés et assemblés par des écrous et des boulons.
- ⊖ Les barres d'entretoise sont soudées afin de lier successivement les cintres réticulés du stross.
- ⊖ Il faut s'assurer que les pieds des cintres réticulés du stross appuient bien sur le sol jusqu'à la mise en œuvre du béton projeté au niveau du stross.
- ⊖ La brigade topographique assiste et vérifie la mise place du cintre du stross.

III.1.C. Béton projeté :

La mise en œuvre du béton projeté consiste à projeter le béton sur les parois et les fronts d'attaque d'un tunnel à l'aide d'une lance. Il a deux principaux usages, qui peuvent s'additionner. Il a un rôle protecteur, et forme une coque mince épousant la géométrie du terrain. En cela il empêche les blocs de roche ou le sol de se détacher de la paroi. Il a aussi un véritable rôle structurant, et reprend les charges issues du terrain. Son épaisseur est variable en fonction de la géologie du terrain rencontré. Il est souvent associé à des panneaux de treillis soudés qui lui confèrent une certaine résistance en traction et en cisaillement, Dreux G et Festa J [1998].

Au niveau des fronts d'attaque, le béton projeté porte une grande importance pour le soutènement du front, qui stabilise la formation ainsi qu'il bloque le contact avec l'air.

Les étapes à suivre pour la mise en place du cintre réticulé sont :

③ Le béton projeté est mis en œuvre au niveau de la partie avancée où le cintre réticulé et le treillis soudé (02 mailles de recouvrement) est mis en place conformément aux plans d'exécution.

③ Au niveau de la partie avancée qui est prêt à recevoir du béton projeté, il ne doit exister aucun élément pointu gênant ou dépassant le gabarit du béton projeté.

③ Après la vérification de la ligne interne et externe du béton projeté, il est procédé à l'application de béton projeté par plusieurs couches successives 5 à 10 cm d'épaisseur.

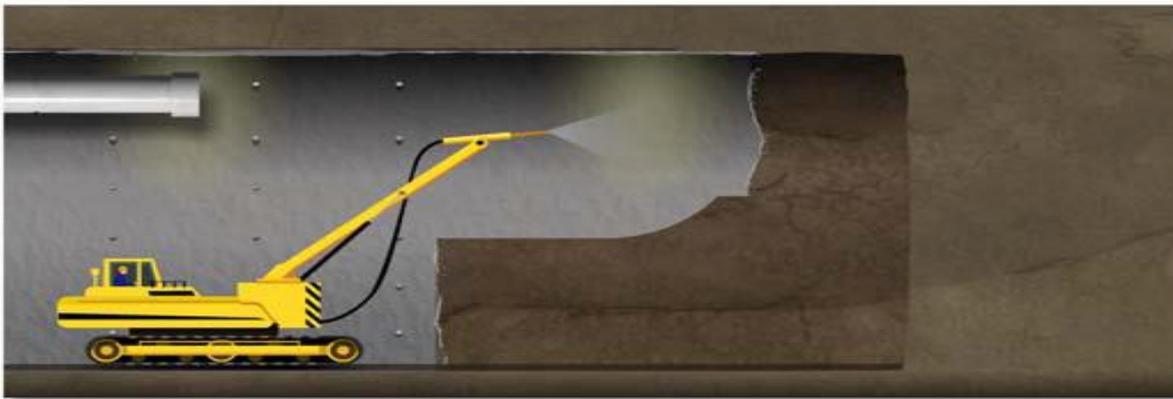


Figure (I.08) : L'application de béton projeté, [O.Mutlu et C.Ilker, 2015].

③ Il est recommandé d'effectuer des mouvements elliptiques lors de la projection du béton.

③ Le phasage du béton projeté suit celui du creusement et la mise en place des cintres réticulés.

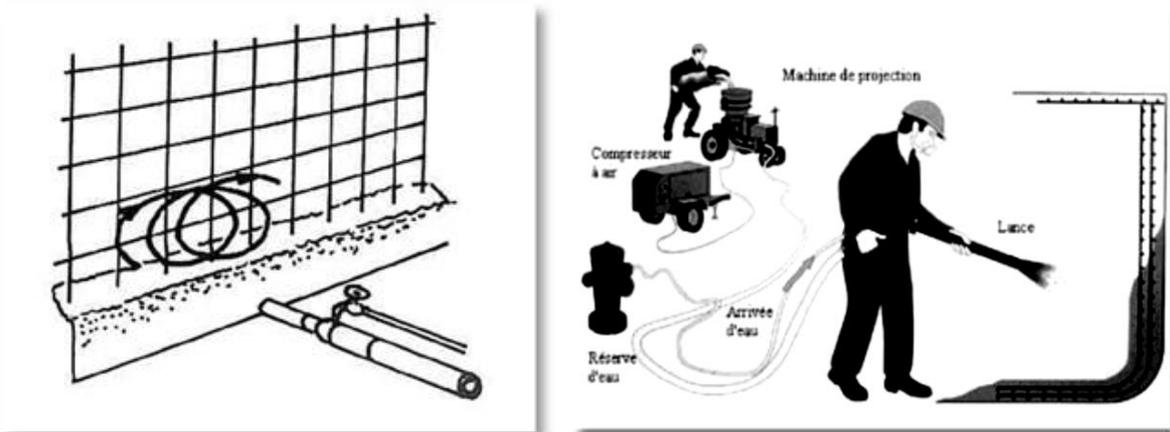


Figure (I.09) : Mise en œuvre de béton projeté, O Mutlu et C.Ilker [2015]

Il s'agit de deux techniques de la mise en œuvre du béton projeté. L'une est par voie sèche l'autre par voie mouillée.

III.1.C.(1): Béton projeté sèche :

- ⊖ La vitesse de projection du mélange sur la surface est élevée : bonne adhérence du béton sur le support.
- ⊖ Seule la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment est ajoutée à la sortie de la buse : le rapport E/C reste faible, ce qui limite le retrait du béton.
- ⊖ Les rebondissements provoquent des pertes importantes (de 25 à 40% du mélange).
- ⊖ Il y a production de poussière lors de la projection : celle-ci peut être réduite si la voie sèche est utilisée avec pré mouillage.

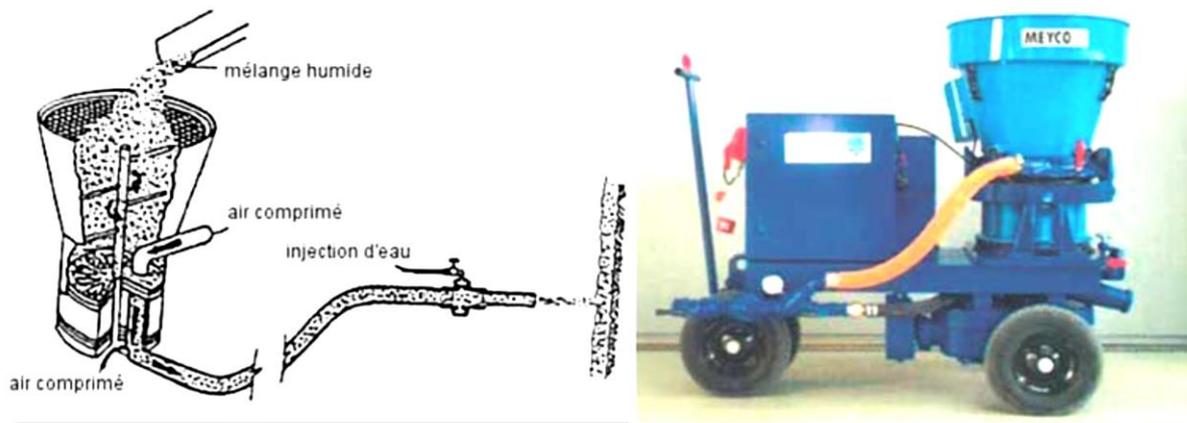


Figure (I.10) : Procédé par voie sèche / Machine de béton projeté sèche

III.1.C.(2): Béton projeté mouillé :

La propulsion du mélange mouillé est assurée soit par air comprimé (le flux est *dilué*), soit par action d'une pompe à béton (le flux est *dense*). La vitesse de projection relativement faible donne lieu à plusieurs avantages :

- ⊖ Faible pollution : peu de poussière.
- ⊖ Réduction des rebondissements : moins de pertes.
- ⊖ Dosage en eau plus précis : automatisation possible de la méthode.
- ⊖ La compacité et l'adhérence du béton en place est moins satisfaisante qu'avec la voie sèche.
- ⊖ Le silicate de soude (accélérateur) doit être utilisé dans des proportions plus importantes diminution des caractéristiques du béton qui ne peut être compensée que par un dosage plus important en ciment.

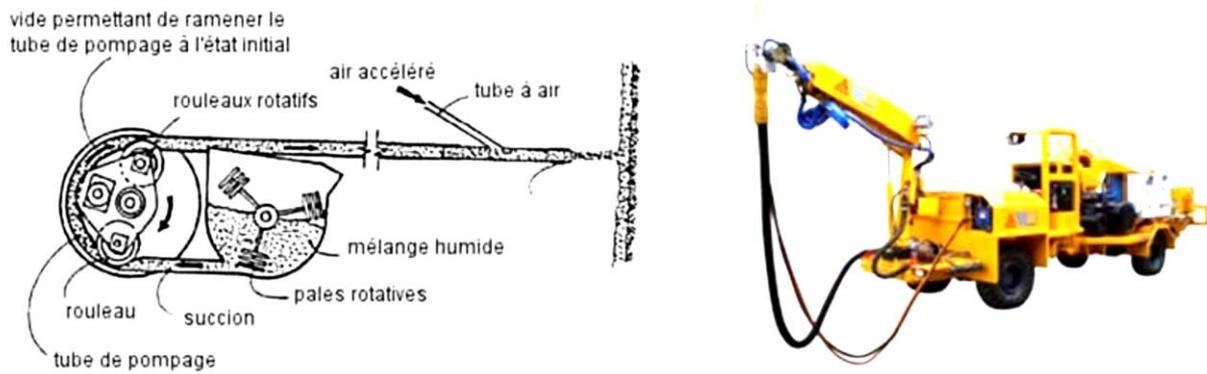


Figure (I.11) : Procédé par voie mouillée / Machine de béton projeté Mouillée

III.1.D. Boulons d'ancrage :

La technique du boulonnage consiste à ancrer à l'intérieur du terrain une barre de matériau résistant qui apporte une résistance à la traction et, en confinant le matériau du terrain, permet de tirer profit des caractéristiques résistantes propres des terrains de manière à assurer ainsi leur soutènement. Lors du creusement du tunnel, afin d'éviter le détachement des blocs et la chute sous l'effet de la gravité, le système de boulonnage est utilisé. Ce dernier assure un rôle porteur à condition qu'il soit ancré assez profondément dans la partie saine ou non fracturée. La tige est sollicitée à l'arrachement mais aussi en cisaillement selon la disposition des blocs et l'orientation des tiges. Les boulons doivent dépasser largement dans le terrain sain pour assurer un ancrage suffisant (un mètre minimum), Bouvard et Lecoanet [1992].

On distingue deux types de renforcement par barres d'acier :

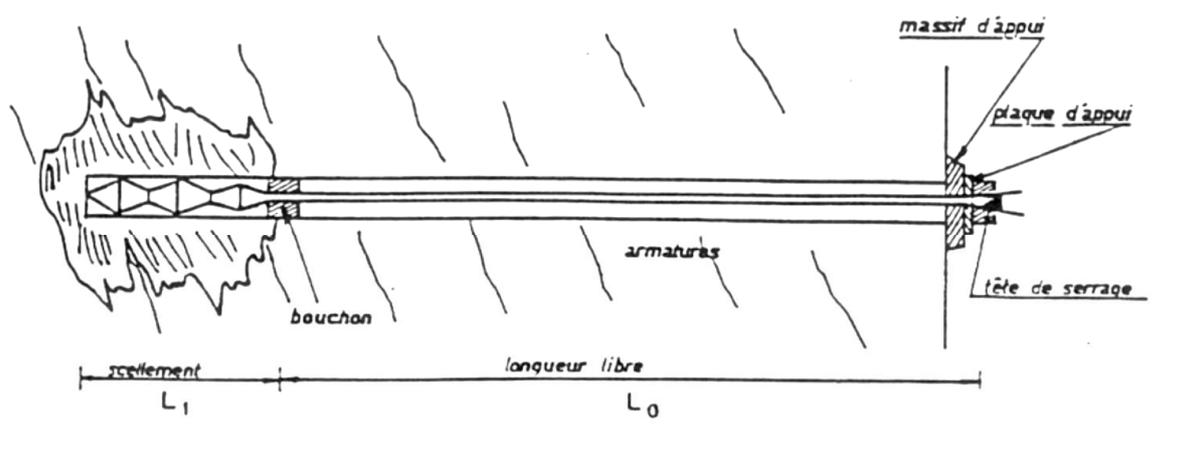


Figure (I.12) : Schéma de boulon d'encrage, [O.Mutlu et C.Ilker, 2015].

③ Le renforcement par ancrages actifs :

Une partie de l'armature est libre, une partie est scellé avec du mortier du ciment. La zone d'ancrage est la longueur où le tirant est scellé au terrain.

Un bouchon permet d'isoler la zone de scellement de la partie libre en évitant la remontée de coulis le long du forage au moment de l'injection du scellement. La tête d'ancrage et le massif d'appui avec le dispositif de blocage

- ⊖ Le boulon d'ancrage passif :

L'armature est scellée au massif sur toute sa longueur et n'est pas mise en tension lors de sa mise en place. S'il ne se produit pas de déformation dans le massif renforcé, les aciers passifs ne sont pas sollicités.

Les étapes à suivre pour la mise en œuvre du boulon d'ancrage sont :

- ⊖ Le forage se fait par le boulon auto-perforant lui-même, d'une longueur et du diamètre précisés dans les plans d'exécution.

- ⊖ Le mise-en-place des boulons est injecté avec un mortier de ciment par une pompe, introduit depuis le fond par un tube à repousser vers l'extérieur.

- ⊖ La plaque est placée à la tête du boulon et fixée avec le serrage de l'écrou.

Autre système de fixation peut être exécuté.

- ⊖ La mise en place des boulons d'ancrage de la calotte et du stross suit le phasage du creusement.

- ⊖ Le maillage, le diamètre du forage et la longueur des boulons d'ancrages diffèrent suivant la géologie du terrain rencontré.

- ⊖ Les boulons obliques sont mis en place vers l'avancement du tunnel avant d'attaquer le creusement quand il s'agit de la nécessité d'une pré-voûte qui n'est pas aussi renforcé que la voûte parapluie.

- ⊖ Le boulonnage du front de taille est fait en cas d'existence du terrain défavorable ou d'arrêt de chantier. Le diamètre des forages de ces boulons est au moins Ø100mm.

III.1.E. Drainage :

En cas de rencontre de milieux perméables gorgés d'eau au cours des travaux, le drainage par captage local des eaux permet de réduire la charge hydraulique dans le terrain autour du tunnel et d'éviter les débousses importants. Ce drainage s'effectue à l'aide de forages tubés ou non (barbacanes), intéressant le terrain sur une dizaine à une quinzaine de mètres en avant du front de taille et latéralement. Pour que ce traitement soit réalisé avec succès, une bonne connaissance des caractéristiques hydrogéologiques des terrains et des systèmes de fracturation dans les milieux rocheux est nécessaire notamment pour orienter les forages. Cette méthode est recommandée en attaque montante avec écoulement gravitaire.

Dans le cas d'attaque descendante, son application demande la mise en œuvre d'un système de captage et d'exhaure des eaux par pompage. Le débit au front peut limiter son domaine d'utilisation pour la bonne marche du chantier.

Les sources d'eau ponctuelles sont captées par des tuyaux souples. L'eau captée est pompée à l'extérieur du tunnel, par la suite la paroi de la source est colmatée à l'aide du mortier. A la sortie des tunnels, des piscines de pompe seront installés afin de collecter cette dernière.

III.1.F. Injection :

L'injection comprend les techniques de substitution et de comblement des vides dans les terrains par un coulis durcissant. Les injections ont deux utilités : augmenter la résistance et/ou étancher.

Le procédé de traitement par injection consiste à remplir les vides du terrain (fissures ou pores) par un produit liquide ou en suspension appelé coulis qui se solidifie plus ou moins dans le temps. Le coulis est envoyé sous pression dans des forages équipés pour l'injection, traversant les zones à traiter.

L'injection a pour résultat de réduire la perméabilité et/ou d'augmenter les caractéristiques mécaniques d'une roche ou d'un sol. Les trois principaux types de traitement par injection ont pour but de consolider le terrain, étancher le terrain et remplir de gros vides. La zone à traiter devant le front et autour du tunnel dépend en fonction de la largeur du tunnel, la charge hydraulique, la nature des terrains, la profondeur, la résistance mécanique et le gradient hydraulique du terrain traité.

⊖ INJECTION DE CONSOLIDATION (LORS DU CREUSEMENT) :

Dans les zones où se trouvent des venues d'eau, des injections seront réalisés en avec un calepinage adéquat afin de consolider le terrain et éviter les infiltrations.

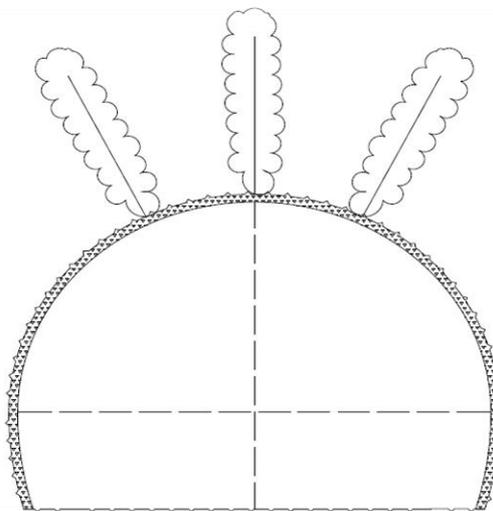


Figure (I.13) : Injection de consolidation, [O.Mutlu et C.Ilker, 2015].

III.1.G. Ventilation de construction :

Ventilation est très importante pour les ouvriers qui travaillent dans le tunnel et les machines d'excavation. L'équipement de la ventilation est indispensable pour les excavations souterraines. Le but de la ventilation est de fournir la quantité de l'air nécessaire pour la zone du travail. Pour la ventilation un système de soufflage est utilisé et l'air est transmis à la zone de travail avec les tubes de ventilations.

La ventilation est faite par des ventilateurs axiaux de capacité 125.000 m³ / h et l'air est porté dans le tunnel par des tubes de ventilation de 100 – 120 cm.



Figure (I.14) : Ventilateurs / Ventilation du Tunnel.

III.2. Revêtement définitif des tunnels :

Le revêtement définitif comprend l'ensemble des dispositifs à ajouter au soutènement provisoire pour assurer la stabilité définitive du tunnel. Il est mis en œuvre après que le creusement et le soutènement provisoire du tunnel aient été achevés. Il constitue la structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel. Il a une fonction de résistance, car il doit reprendre les efforts à long terme (fluage, gonflement...) et ceux dus à la perte éventuelle de résistance du soutènement (rouille, vieillissement...). Il a également une fonction de protection de l'étanchéité, de support des structures internes (panneaux, ventilateurs...) et enfin esthétique puisque c'est ce dernier que les futurs usagers verront lors de leur passage. Le revêtement (béton coffré) et l'étanchéité contribuant réciproquement à leurs fonctionnements sont deux points principaux du revêtement définitif, O.Mutlu et C.Ilker [2015].

III.2.A. Coffrage, ferrailage, bétonnage :

Le cycle rapide de bétonnage et de décoffrage (l'âge du béton au moment du décoffrage est de l'ordre de 12 à 18 heures) exige une production très régulière de type industriel impliquant une constance dans la qualité des différents matériaux et un matériel de fabrication de bonne fiabilité. Ce décoffrage rapide implique une organisation rigoureuse des différentes phases de

creusement en raison des interférences sur le chantier et des différentes opérations liées au bétonnage.

Bétonnage du tunnel sera fait par le coffrage en acier qui est construit conformément à la longueur et à la géométrie de l'anneau à bétonner indiqué dans le plan. On a donc des reprises longitudinales au niveau du contact voûte-radier et des reprises transversales entre plots. Il s'agit d'un coffrage "grim pant" à l'horizontale, sur roues et pliable pour le faire avancer, qui est élaboré spécialement pour le tunnel en construction. On réalise le bétonnage par plots successifs, chaque "levée" de bétonnage pouvant atteindre une dizaine de mètres. Cette longueur est pilotée par des choix économiques et par la fissuration due au retrait. La tenue au feu est également un critère très important pour sa conception.

Les étapes à suivre pour la mise en œuvre du revêtement sont :

- ⊖ L'inspection des sections sera faite après l'excavation des tunnels pour être sûr qu'il n'y aura pas de saillie qui causera le fait que l'épaisseur du béton sera inférieure aux valeurs définies sur le plan.
- ⊖ Le revêtement du tunnel est fait en deux phases principales, soit le radier et la voûte.
- ⊖ Le ferrailage et le coffrage du radier est mis en place après le nettoyage de l'assise du béton du radier.
- ⊖ Suite à la vérification du ferrailage et le coffrage du radier il est procédé au bétonnage du radier.
- ⊖ La vibration doit être faite soigneusement pendant le coulage du béton.
- ⊖ Pendant la durée de la prise du béton du radier, la surface du plot suivant sera préparée afin de maintenir la cadence des travaux.



Figure (I.15) : Photos de ferrailage et coffrage sur chantier.

- ⊖ Dans le secteur où le béton de radier est déjà appliqué, le montage du coffrage de la voûte sera fait.

- ⊖ Si la voûte du tunnel est ferrillée, les armatures de béton de la voûte sont placées à l'aide d'un échafaudage spécial.
- ⊖ Le coffrage qui est venu sous l'armature, est réglé à la cote et aux coordonnées correctes à l'aide des fils hydrauliques, sous l'inspection du topographe et après le montage des membranes ou des bandes d'étanchéité et le coffrage de la tête de tunnel sont faits.
- ⊖ Le béton sera rempli dans le coffrage, qui sera prêt après avoir fait les renforcements, par les fenêtres aux faces latérales et par le collecteur au plafond.
- ⊖ Pendant la coulée du béton dans le coffrage, la prévention de la ségrégation sera assurée grâce aux vibrateurs de surface.
- ⊖ En faisant fonctionner les vibrateurs au niveau de béton, la pose du béton à tout niveau est assurée et les négativités pour la durée de prise des bétons déjà posés sont évitées.
- ⊖ Suivant la fin de pompage et de remplissage, le béton sera laissé dans les coffrages jusqu'à ce qu'il arrive à la résistance prévue dans les spécifications techniques.
- ⊖ Pendant ce temps, le nettoyage et le montage des armatures de l'anneau suivant (s'il est ferrillé) sera fait pour éviter la perte du temps.
- ⊖ Le cycle précisé ci-dessus continue jusqu'à l'achèvement du revêtement du tunnel.



Figure (I.16) : Photos de ferrailage et décoffrage de revêtement.

III.2.B. Etanchéité, drainage :

Les venues d'eau non maîtrisées peuvent également conduire à une dégradation accélérée des ouvrages. L'écoulement de l'eau à travers le béton du revêtement provoque à la longue sa détérioration par attaque chimique ou, quand la pression hydrostatique extérieure est élevée, par érosion mécanique, ou encore par action du gel le cas échéant. Des ruissellements permanents finissent par dégrader la chaussée et par abîmer les équipements. Dans les

conduits d'air frais, la présence d'eau en paroi peut entraîner en hiver une réduction importante, voire une obturation de la section des conduits par formation de glace et une surcharge des structures dans le cas d'un plafond.

Lorsque cela est nécessaire, le revêtement des tunnels est conduit à assurer l'étanchéement de l'ouvrage par lui-même ou comme support des différents types d'étanchéité. L'écoulement de l'eau à travers le revêtement et à l'intérieur de l'espace libre est néfaste dans tous les cas.



Figure (I.17) : Photos d'étanchéité sur chantier

Tout d'abord, l'étanchéement préalable des ouvrages par drainage et captage des eaux avant mise en place du revêtement est essentiel pour limiter l'action des eaux pendant la prise et le durcissement du béton. Des venues d'eau diffuses même minimales peuvent doubler la quantité d'eau dans le béton frais, ce qui modifie de façon importante la qualité finale du revêtement. Selon sa nature chimique, cette eau peut mettre en cause la durabilité du béton. Il y a donc lieu d'apporter un soin particulier au choix des composants du béton, surtout du ciment, et à la compacité du béton durci pour lui permettre de résister aux eaux agressives, cette compacité doit également être recherchée pour permettre la résistance du revêtement au gel. Le rôle d'étanchéement du revêtement, en relation avec les dispositifs de drainage et d'étanchéité, est essentiel. Opération visant à limiter à une valeur acceptable ou à annuler le débit d'eau qui traverse un revêtement.

En général, entre le soutènement et le revêtement définitif, on place un film synthétique en PVC qui assure l'étanchéité de l'ouvrage (étanchéité dite à l'extrados). Il convient donc de

prévoir un réseau de drains et d'assainissement pour l'évacuation des eaux d'infiltration collectées par cette membrane protectrice.

III.2.C. Injection de remplissage :

La présence de vides à l'extrados peut être à l'origine d'une décompression ultérieure des terrains ou peut favoriser les circulations d'eau conduisant parfois à des dissolutions avec formations de cloches. Il est donc indispensable, dans tous les cas, que soient effectuées des injections de remplissage derrière le revêtement afin d'assurer un bon contact entre le béton et le terrain. Elles font partie intégrante de la méthode.

Les travaux d'injection de remplissage à faire après le revêtement des tunnels ont le but de remplir les vides au niveau de la clé de la voûte en consolidant cette partie. Ces travaux d'injection consistent à accomplir les fonctions ci-dessous :

- ⊖ Remplir le vide entre le béton projeté et le revêtement afin d'assurer le contact entre les bétons.
- ⊖ Remplir le vide entre le terrain et le béton projeté ainsi que les fissures du terrain afin de consolider le terrain au niveau de la clé de la voûte.

IV. Conclusion :

On conclut qu'il y'a plusieurs techniques de creusement du tunnel différent

Chapitre II :

Méthodes de dimensionnement du tunnel

I. Introduction :

Le creusement des tunnels engendre des perturbations plus ou moins importantes dans l'équilibre interne du massif environnant, créant ainsi des déformations et des déplacements de sol. En zones urbaines, les tassements résultant de ce phénomène peuvent affecter la stabilité des ouvrages avoisinants.

Ces désordres peuvent avoir des conséquences humaines et économiques non négligeables.

Les différentes méthodes utilisées pour chercher à étudier et prévoir l'évolution de ces mouvements dans le massif seront présentées dans ce chapitre.

II. Description générale des mouvements du sol :

L'introduction d'une cavité dans un terrain modifie l'état des contraintes dans le massif autour de la zone excavée. Il en résulte alors des mouvements au sein du massif. En fonction de l'intensité de cette perturbation, ces mouvements s'accompagnent en général d'un déplacement instantané du front de taille vers l'excavation ainsi que d'une convergence des parois du tunnel.

Toutes ces déformations commencent déjà bien à l'avant du front de taille, comme amplement décrit et démontré à l'aide de mesures in situ par Lunardi et Bindi [2004] et Lunardi [2008].

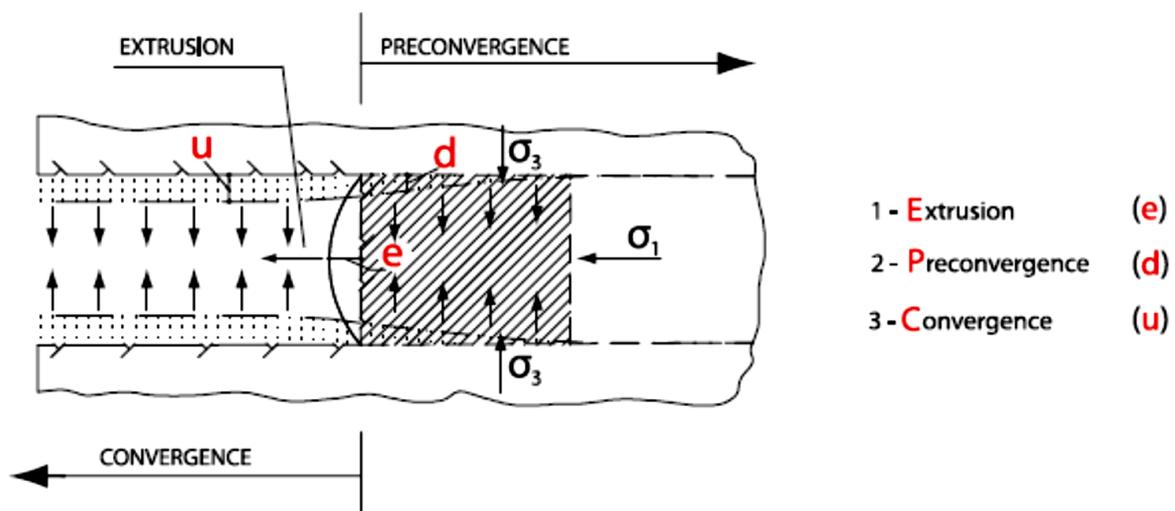


Figure (II.01) : Réponse de la galerie : Extrusion, Pré-convergence et Convergence [Lunardi, 2008].

Ces mouvements, imputables à une perte de terrain en volume (Schlosser [1989]), peuvent ensuite se propager jusqu'à la surface du sol avec un certain retard, en fonction du temps de réponse du massif et de la couverture du tunnel.

Cependant, Chapeau [1991] a souligné que, dans le cas de tunnels peu profonds ($C/D < 2$) l'amortissement peut être si faible qu'une erreur dans la procédure de creusement peut

entraîner une rupture en bloc de toute la couverture. Pour des hauteurs de couverture plus importante, en revanche, l'effet voute, décrit par Lunardi [1997], peut intervenir et éviter ce phénomène néfaste.

La cuvette tridimensionnelle de tassement, bien représentée par Attewell [1987] et Lebas et al [1995], peut causer des dommages importants aux ouvrages existants. C'est pour cette raison qu'un enjeu prioritaire dans la réalisation de tunnel en milieu urbain est la limitation de ces déformations. A ce propos, Lunardi [2008] a proposé une méthode, dite ADECO, en mettant en évidence que les déformations en tunnel et les tassements en surface seraient limités grâce à un contrôle rigoureux des déformations du noyau devant le front de taille. Jean-Pierre JANIN [2012].

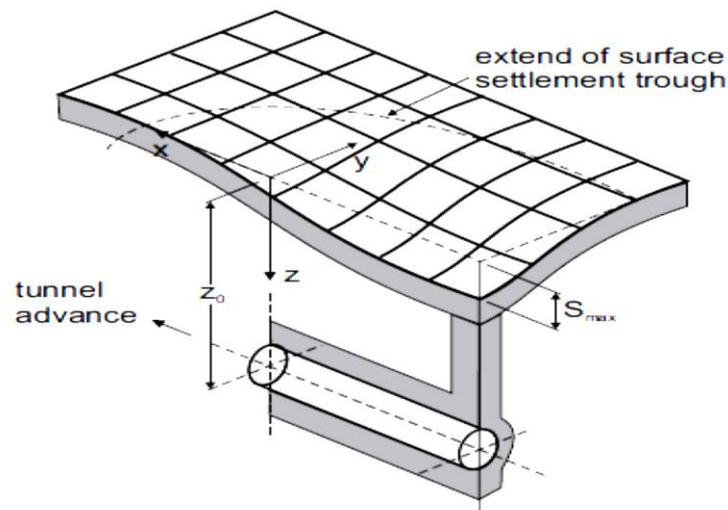


Figure (II.02) Cuvette de tassement 3D, [Lebas et al. 1986].

Les déplacements horizontaux dans le massif sont mesurés, dans les directions longitudinale et transversale, à l'aide d'inclinomètres

III. Méthodes analytiques :

III.1. Méthode convergence-confinement :

Toujours dans le cadre des approches analytiques, une méthode souvent utilisée est celle dite « convergence-confinement », Panet [1995], conçue afin de simplifier le problème tridimensionnel du creusement d'un tunnel en un problème bidimensionnel de déformation plane de l'interaction terrain soutènement.

Elle est couramment introduite dans les calculs numériques 2D de projets d'excavation de tunnel, afin d'estimer les déformations du massif (convergence et tassement) et valider le

soutènement. Dans le présent paragraphe, les principes de cette méthode seront présentés. La démarche suivie pour les appliquer à un calcul 2D sera explicitée dans la suite du mémoire. En se basant sur les hypothèses énoncées dans le paragraphe précédent, cette méthode consiste à simuler l'avancement du front par la diminution d'une pression fictive (p_i) appliquée aux parois de l'excavation.

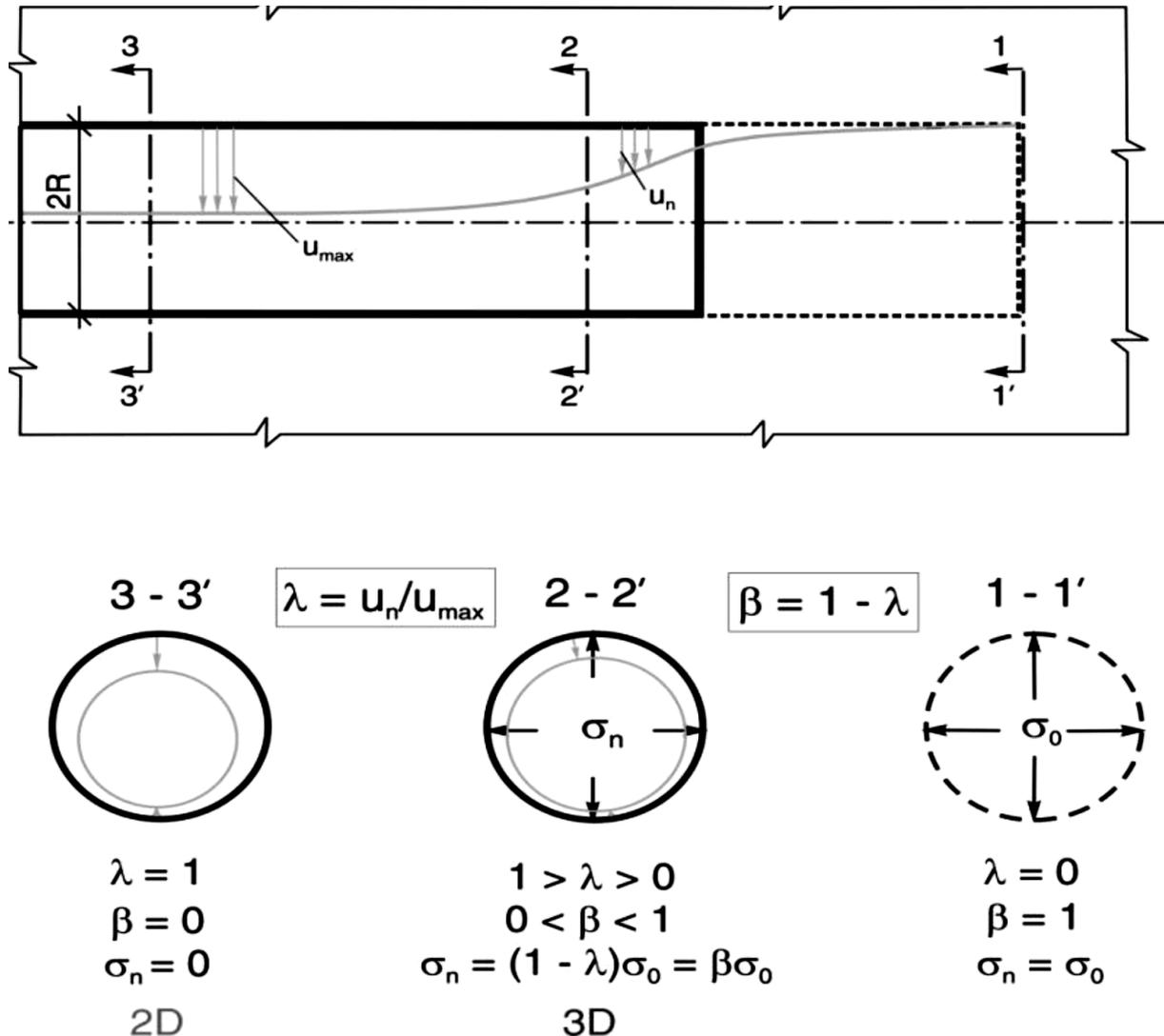


Figure (II.03) Variation du taux de déconfinement, de la pression et du déplacement radial en fonction de la distance au front de taille. [KITCHAH F, 2012].

Cette pression varie selon la relation suivante :

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

Où σ_0 est la contrainte initiale dans le massif et λ est un paramètre adimensionnel, nommé « Taux de déconfinement », qui varie de 0, pour une section loin à l'avant du front de taille, jusqu'à 1 pour une section loin à l'arrière.

Si on considère une section comprise entre les deux susmentionnées, le problème devient tridimensionnel puisqu'on doit considérer l'influence du front de taille. Dans ce cas, le choix de la valeur du taux de déconfinement, qui est directement lié à la distance de la section considérée par rapport au front de taille, constitue la principale difficulté de la méthode.

Dans un milieu élastique-linéaire et dans le cas d'un tunnel non soutenu, on retient généralement $\lambda=0,25$ pour une section correspondant au front de taille, AFTES, groupe de travail 7 [2002].

De nombreux auteurs se sont également intéressés à la formulation du déplacement radial dans un milieu Élasto-plastique : Panet et Guenot [1982] ont relié le taux de déconfinement, et donc le déplacement, à la valeur du rayon plastique, Bernaud, Corbetta et Minh [1991] ont proposé un principe de similitude afin de déterminer la fonction $U_r(x)$ à partir de la courbe correspondante en élasticité, Carranza-Torres et al [2000] ont fourni une formulation exponentielle du déplacement radial dans le cas d'un massif avec critère de rupture Hoek-Brown.

Un autre moyen pour représenter la méthode convergence-confinement est la ligne caractéristique de la cavité [Figure (II.04)]. Elle décrit la relation existante entre la pression interne P_i et le déplacement radial U_r .

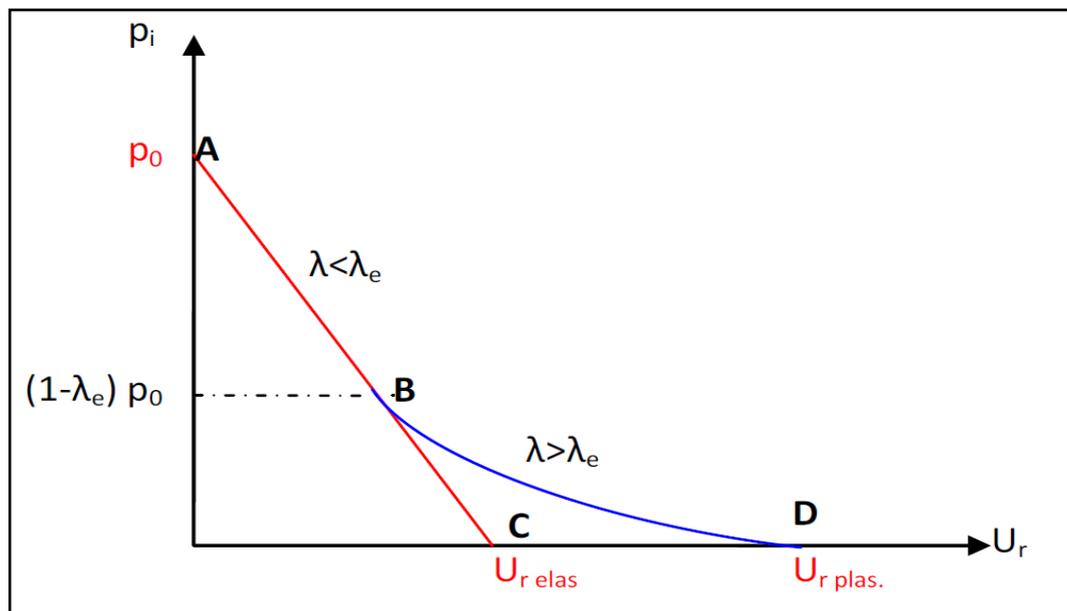


Figure (II.04) Ligne caractéristique de la cavité.

Si le massif reste dans un domaine élastique, la courbe suit la ligne « type » AC. En revanche, si en augmentant la valeur du taux de déconfinement la frontière du domaine élastique est

atteinte, à partir du point B et d'un $\lambda > \lambda$ élastique, la courbe perd sa linéarité et le déplacement final sera supérieur (toujours dans le cas d'un tunnel non soutenu).

L'avantage de cette représentation est que sur le même graphe on peut ajouter, dans le cas d'un tunnel cette fois-ci revêtu, la ligne de confinement du soutènement [Figure (II.05)].

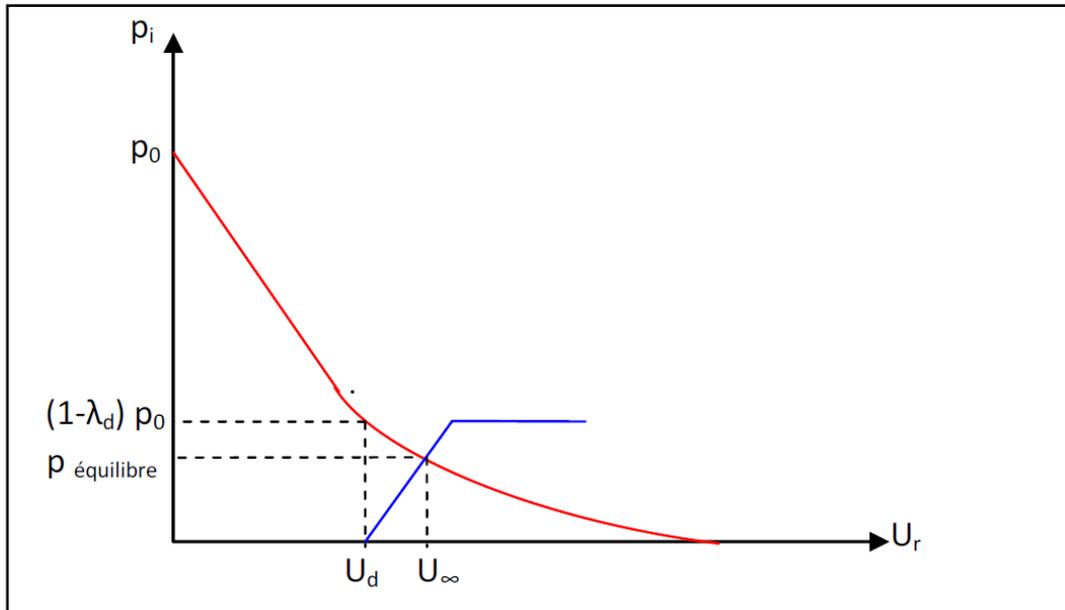


Figure (II.05) Ligne de confinement du soutènement

Le soutènement, mis en place à une distance d (distance non soutenue) derrière le front de taille, s'oppose à la convergence des parois en exerçant une pression sur le contour de l'excavation. Le point d'intersection des deux courbes représente l'équilibre du système cavité-soutènement. En correspondance de ce point, on trouve le déplacement radial final du tunnel (U_∞) et la charge finale reprise par le soutènement (p équilibre).

La courbe du soutènement dépend des caractéristiques géométriques et mécaniques de chaque type de renforcement (boulons, anneaux de béton, cintres...). Dans la recommandation du groupe de travail n°7 de l'AFTES, les valeurs des modules de rigidité de différents types de soutènement sont présentées.

Une des difficultés de cette approche consiste en la détermination du déplacement radial (U_d) au moment de la mise en place du soutènement, point de départ de la courbe de confinement. Ce déplacement est la somme du mouvement qui s'est produit à l'avant du front de taille (pré convergence) et dans la zone non soutenue (d). A cette valeur U_d correspond un certain taux de déconfinement λ_d . La validité de la méthode et son application dans le cadre des projets de tunnel se base sur la correcte estimation de λ_d . En partant de la réflexion que cette valeur est inférieure à celle correspondant au cas du tunnel non soutenu (la rigidité du soutènement en effet limite la convergence en arrière mais aussi en avant du front), des

facteurs de réduction à appliquer à λ ont été proposés en fonction de d/R (massif élastique). Ils ont été déterminés dans le cadre des méthodes dites implicites proposées par Bernaud et Rousset [1992] et Nguyen et Guo [1993].

IV. Méthodes empiriques et semi empiriques :

IV.1. Méthode de TERZAGHI :

La méthode consiste à déterminer les contraintes verticales dans le sol en faisant l'hypothèse que la zone de rupture peut être délimitée de manière simplifiée par deux plans de rupture verticaux situés de part et d'autre de la bande déplacée. L'expression de l'équilibre vertical d'une couche de sol infinitésimale permet, en supposant un coefficient de poussée latérale constant dans le massif, de déterminer la contrainte verticale en tout point au-dessus de la bande décomprimée.

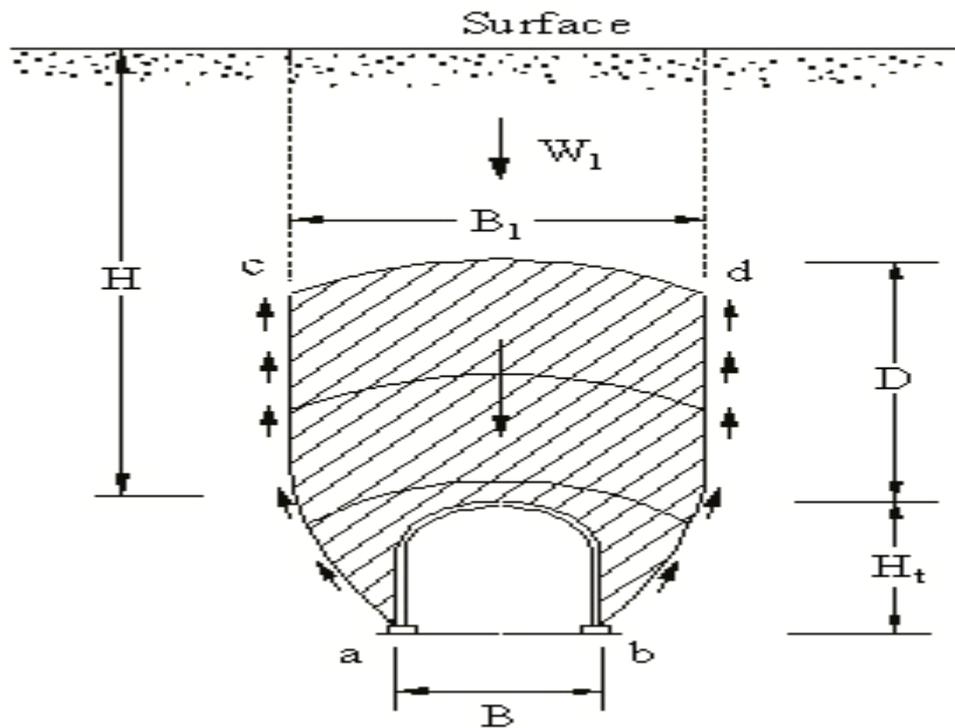


Figure (II.06) : Zone décomprimée au-dessus d'une cavité [d'après TERZAGHI].

La contrainte verticale ainsi obtenue, admise constante sur toute la largeur de la bande pour une profondeur z donnée, est fournie par l'équation suivante :

$$\sigma_v = \frac{B \cdot \gamma}{K \alpha \cdot \tan \varphi} (1 - e^{-K \alpha \frac{z}{B} \tan \varphi})$$

Avec γ = poids volumique du sol, $K \alpha$ = coefficient de poussée latérale, z = profondeur
 B = demi-largeur de la bande déplacée, φ = angle de frottement du sol.

La Hauteur du terrain décomprimé pesant sur le soutènement est ensuite donnée par la formule générale : $D = K (B + Ht)$

Dans laquelle : K ; coefficient variable avec la nature et la texture du terrain.

IV.2. Méthode de LAUFFER :

En 1958 LAUFFER apporta une amélioration importante à ce type de méthodes. La classification du terrain qu'il propose considère deux paramètres fondamentaux pour la conception d'un ouvrage souterrain, à savoir :

∞ La portée active, c'est-à-dire la plus petite des longueurs suivantes que l'on peut laisser sans soutènement :

- Soit la dimension maximale de l'excavation,
- Soit la distance entre le front de taille et le soutènement.

∞ Le temps de tenue du terrain sur cette portée.

La classification des ouvrages souterrains dans cette méthode est basée sur un certain nombre de paramètres quantifiables, le paramètre le plus utilisé est l'indice de carottage modifié RQD

L'Indice RQD (Rock Quality Designation):

Le (RQD) a été développé par Deere et al. (1967) afin de donner une estimation quantitative de la fracturation influençant le comportement de la masse rocheuse à partir de l'examen de carottes obtenues par des forages. Le RQD est défini comme le pourcentage de morceaux intacts de longueur supérieure à 10 cm, sur la longueur totale du forage.

$$RQD = \frac{\Sigma \text{Longueur des morceaux intacts} > 10}{\Sigma \text{Longueur total de forage}} \times 100$$

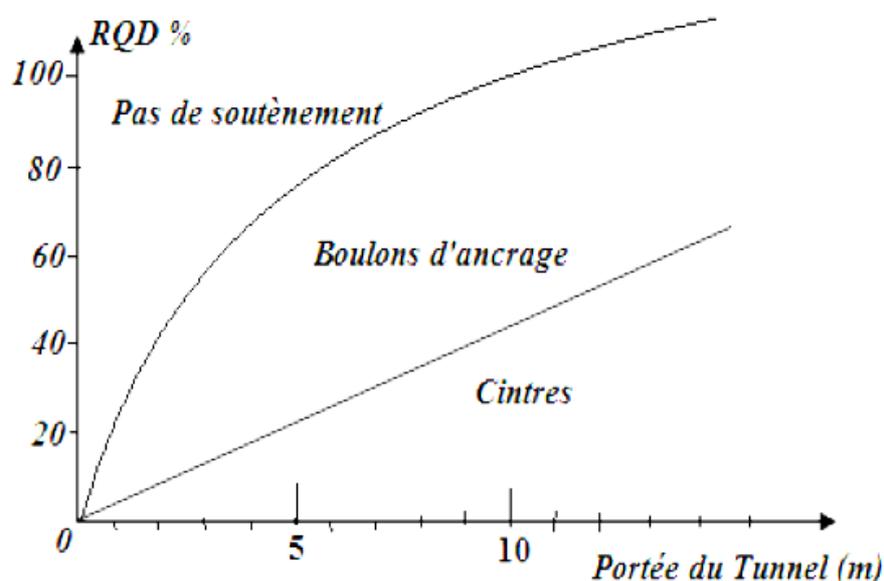


Figure (II.07) : Type de soutènement en fonction de RQD. Et de la portée du tunnel
[D'après LAUFFER].

IV.3. Méthode de BIENIAWSKI :

Z. T. Bieniawski a présenté sa classification en 1973 en vue du dimensionnement des ouvrages souterrains et l'a modifiée à plusieurs reprises. La version actuellement utilisée est celle de 1989.

L'indice RMR est la somme de cinq notes représentant la quantification de cinq paramètres caractérisant le rocher et d'une note d'ajustement dépendant de l'orientation des discontinuités vis-à-vis de l'ouvrage.

- Résistance à la compression unie axiale.
- Rock Quality Designation « RQD ».
- Espacement des discontinuités : (les joints, failles, stratifications et autres).
- État et nature des discontinuités : prend en considération l'ouverture des joints leur continuité, leur rugosité et la présence de matériaux de remplissage ;
- État des nappes souterraines : les conditions hydrogéologiques.

Chaque paramètre sera noté afin d'obtenir une note globale, caractérisant la qualité du rocher.

Tableau (II.01) : Paramètres de classification des roches et notes de pondération

Paramètres			Coefficients						
1	Résistance de la roche	Résistance à la compression (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	10 - 25	3 - 10	< 3
		Note	15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90-100	75-100	50-75	25-50	<25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints		> 2m	0,6-2m	20-60cm	6-20cm	< 6cm		
	Note		20	15	10	8	5		
4	Caractéristique des discontinuités		Très rugueuses	Très rugueuses	Légèrement rugueuses	Épentes lisses	Ouverture > 5mm		
			Ouverture <0,1 mm	Ouverture <0,1 mm	Ouverture <0,1 mm	Ouverture 1-5 mm	Ouverture > 5mm		
4	Caractéristique des discontinuités		Non Persistantes	Non Persistantes	Persistantes	Persistantes	Persistantes		
			Épentes non altérées	Épentes légèrement altérées	Épentes très altérées	Remplissage < 5 mm	Remplissage > 5mm		

4	Note		30	25	20	10	0
5	Venues d'eau	Débit sur 10m	Aucun venu d'eau	< 10	10-25 l/min	25-125 l/min	>125 l/min
		Pression d'eau contrainte principale	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5
		hydrogéologie	Complètement sec	Humide	Suintement (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau
Note		15	10	7	4	0	

L'appréciation de la qualité du rocher doit être ensuite ajustée, pour tenir compte de l'orientation des joints. Pour cela on utilise le tableau suivant :

Tableau (II.02) : Note d'ajustement pour l'orientation des joints, [Bieniawski, 1989].

Orientation perpendiculaire à l'axe du tunnel				Orientation parallèle à l'axe du tunnel		Pendage 0-20° indépendamment de l'orientation
Avancement avec pendage		Avancement contre pendage		Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	
Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	Très favorable	Moyen	Défavorable
0	-2	-5	-10	0	-5	-12

Lorsqu'il s'agit des travaux souterrains, il est indispensable d'ajouter aux cinq paramètres une note d'ajustement dépendant de l'orientation des discontinuités. Pour tenir compte de l'orientation des joints on utilise le tableau suivant :

Tableau (II.03) : Classification du massif rocheux selon le RMR, [Bieniawski, 1989].

Note global RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20
Qualité du rocher	Très bon	Bon	Moyen	Médiocre	Très médiocre
Classe de la roche	I	II	III	IV	V
Temps de tenu moyen	20ans pour 15m de portée	1 an pour 10m	1 semaine pour 5m	10 heures pour 2,5m	30 min pour 1m de portée
Cohésion du massif (kpa)	> 400	300-400	200-300	200-100	< 100
Angle de frottement du massif	> 45	35-45	25-35	15-25	< 15

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

Le RMR a été calculé pour varier dans la gamme 0 à 100, ce qui nous donne une description rocheuse variant entre roches de très faible qualité à très bonnes roches. On utilise le tableau suivant pour déterminer :

- La classe de la roche
- Le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement (temps de soutien moyen).
- La cohésion interne du massif.
- L'angle de frottement interne du massif.

Tableau (II.04) : Recommandations du soutènement, [Bieniawski, 1989].

RMR	Mode d'excavation	Mode de soutènement		
		Boulonnage	Béton projeté	Cintres métalliques
RMR 81-100 Classe I	Creusement en pleine section. Pas d'avancement : 3m.	Boulonnage local	Aucun	Aucun
RMR 61-80 Classe II	Creusement en pleine section. Pas d'avancement : 1,5m-3m. Soutènement complet à 20m du front.	Boulonnage en voûte 3m de longueur espacement de 2,5m avec treillis soudé localement.	50 mm en voûte si nécessaire	Aucun
RMR 41-60 Classe III	Creusement en demi-section. Pas d'avancement : 1,5m-3m en demi section supérieure. Soutènement mise en place à une distance inférieure à 20m du front.	boulonnage systématique 4m de longueur espacement de 1,5 à 2m en voûte et sur les piédroits avec treillis soudé	50 à 100mm en voûte et 30mm sur les piédroits	Aucun
RMR 21-40 Classe IV	Creusement en demi-section. Pas d'avancement : 1,5m-3m en demi section supérieure. Soutènement mise en place au fur et à mesure de l'avancement à une distance inférieure à 10m du front.	boulonnage systématique 4m de longueur espacement de 1m à 1,5m en voûte et sur les piédroits avec treillis soudé	100 à 150mm en voûte et 100 mm sur les piédroits	Cintres légers à moyens espacés de 1,5m si nécessaire

RMR < 20 Classe v	Creusement en section divisée. Pas d'avancement : 0,5m-1,5m pour la galerie de tête. Soutènement mise en place au fur et à mesure de l'avancement. Mise en place de béton projeté dès que possible.	boulonnage systématique 5m à 6m de longueur espacement de 1 à 1,5m en voûte et sur les piédroits avec treillis soudé. Boulonnage en contre-voûte	150 à 200mm en voûte et 150 mm sur les piédroits 50 mm sur le front	Cintres moyens a lourds espacés de 0,75m avec blindage métallique et enfilage contre voûte nécessaire
----------------------	--	---	--	---

IV.4. Méthode de BARTON :

Le principe de la méthode de Barton « Q-système » est le même que celui de la classification de Bieniawski, c'est à dire "noter la qualité du massif rocheux par l'intermédiaire de paramètres".

Il se base sur l'indice Q qui permet de décrire la qualité du massif rocheux pour l'excavation des ouvrages souterrains spécifiquement pour les tunnels et des excavations sous forme de voûte. Il est calculé à partir de six paramètres

- ⊖ RQD : Rock Quality Designation, caractérise la qualité de la roche.
- ⊖ J_n : nombre de famille de discontinuités : $(0,5 \leq J_n \leq 20)$.
- ⊖ J_r : paramètre de rugosité des joints : $(1 \leq J_r \leq 4)$.
- ⊖ J_a : paramètre de degré d'altération des joints (épaisseur du joint et nature du matériau de remplissage) $(0,75 \leq J_a \leq 20)$.
- ⊖ J_w : paramètre de réduction hydraulique (présence d'eau) ; $(0,05 \leq J_w \leq 1)$.
- ⊖ SRF (Stress Reduction Factor) : l'état des contraintes dans le massif. $(0,5 \leq SRF \leq 20)$.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF}$$

L'interprétation des trois quotients de la formule représente des caractéristiques du massif rocheux :

- ⊖ $\frac{RQD}{J_n}$: L'indice du degré de fracturation et de la taille des blocs qui constituent le massif.
- ⊖ $\frac{J_r}{J_a}$: La résistance au cisaillement des discontinuités séparant les blocs rocheux.
- ⊖ $\frac{J_w}{SRF}$: Facteur relatif à des contraintes actives.

Cette classification définie par l'indice de qualité du massif rocheux Q varie sur une échelle logarithmique de 0,001 à 1000 (Barton et al. 1974).

La valeur « Q » permet d'évaluer qualitativement la masse rocheuse selon 09 catégories :

Tableau (II.05) : Classification du massif rocheux, [NGI, Read et Stacey, 2009].

Valeurs	Qualité du massif
400-1000	Exceptionnellement bonne
100-400	Extrêmement bonne
40-100	Très bonne
10-40	Bonne
4-10	Moyenne
1-4	Mauvaise
0,1-1	Très mauvaise
0,01-0,1	Extrêmement mauvaise
0,001-0,01	Exceptionnellement mauvaise

Après avoir calculé par la formule précédente l'indice de qualité « Q » du rocher, les dimensions et la destination de l'ouvrage aboutissent à l'un des 38 numéros de catégorie d'ouvrages et de leurs soutènements. [Figure (II.08)].

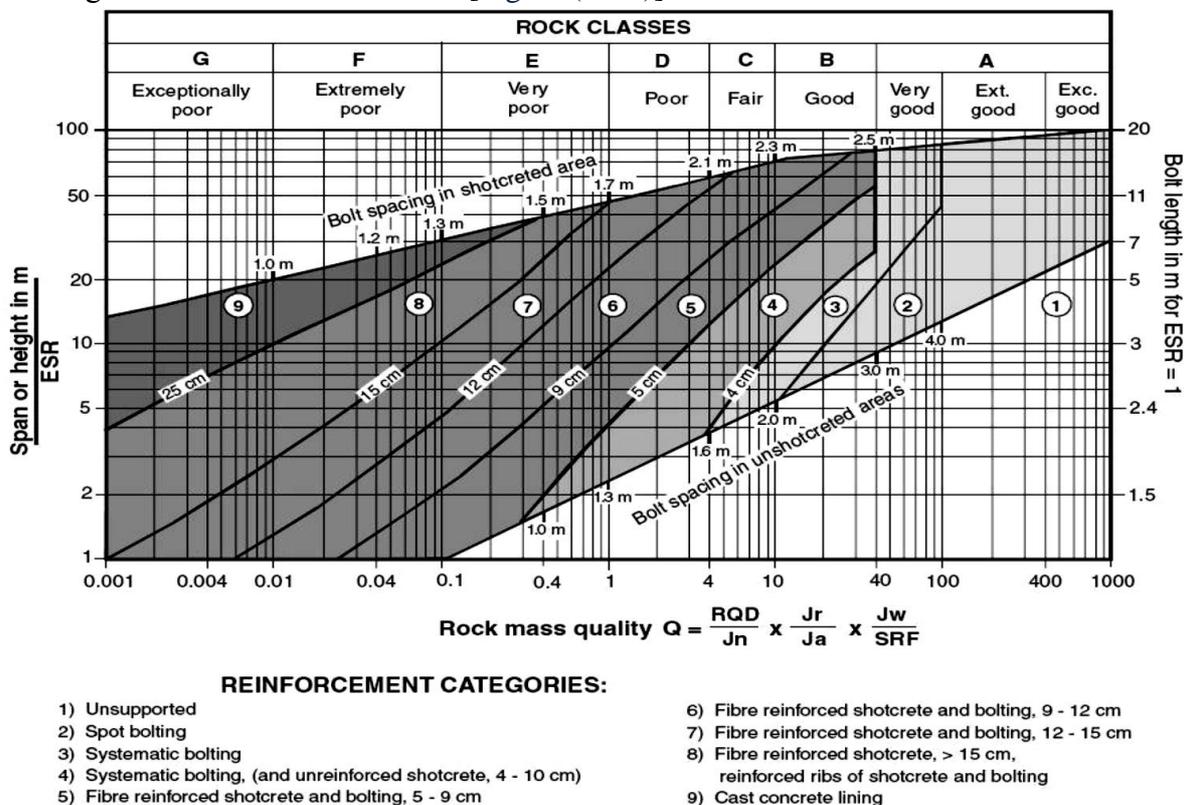


Figure (II.08) : Classification de Barton, relation entre Q et De et les catégories de soutènement.

Barton définit la dimension équivalente de l'ouvrage « De » à partir d'un coefficient supplémentaire correcteur de dimension « ESR » qui varie de 0,8 à 3,5 selon la nature de l'ouvrage et du soutènement à redimensionner. [Tableau (II.06)].

Tableau (II.06) : Le coefficient ESR pour divers types d'ouvrages souterrains.

Nature de l'ouvrage		ESR	N
A	Galeries temporaires de mines	Environ 3.5	2
B	Puits verticaux :	Environ 2.5	0
	⊖ Section circulaire		
	⊖ Section rectangulaire/ carrée		
C	Galerie permanentes de mines, galeries hydrauliques D'aménagements hydro-électrique (à l'exclusion des galeries à fort charge), galeries pilotes, etc.	1.6	83
D	Salles de stockages, usines de traitement d'eau, tunnels secondaires routiers et ferroviaires, cheminées d'équilibre, galerie d'accès, etc.	1.3	25
E	Usines électriques, principaux tunnels routiers et ferroviaires, abris atomique, entrées en galeries, etc.	1	79
F	Usines nucléaires, gares ferroviaires, aménagements sportifs ou publics, installations industrielles, etc.	Environ 0.8	2

IV.5. Recommandations de l'AFTES :

Le choix du type de soutènement et de revêtement, dépend de l'inventaire de la reconnaissance géologique et hydrogéologique du site, ainsi que des propriétés géotechniques de la roche, mais aussi de la hauteur de couverture de l'ouvrage et des contraintes naturelles. Pour chaque critère de classification et pour tous les types de soutènements existant, un tableau indique, en fonction de la valeur des paramètres qui caractérisent ces critères, les types de soutènements appropriés.

IV.5.A. Recommandation pour la description du massif rocheux :

⊖ Classification géologique : Selon l'état d'altération du massif rocheux, l'intervalle entre les discontinuités, l'orientation des discontinuités, le nombre de familles de discontinuités, l'intervalle entre les discontinuités de chaque famille. [Voir l'annexe A].

⊖ Classification hydrogéologique : Selon la charge hydraulique, la perméabilité (Selon les cas, on retient la perméabilité de la matrice ou la perméabilité due aux discontinuités, comme la plus représentative du massif). [Voir l'annexe].

○ Classification Géotechnique : Selon l'indice de continuité I_c , la résistance à la compression simple (l'état des contraintes naturelles en fonction du rapport R_c/σ_0), le module de déformabilité $E(t)$ (déterminé par l'essai à la plaque. La déformabilité déterminée à partir de la mesure des déplacements de différents points du rocher sous l'influence d'une charge appliquée par l'intermédiaire d'une plaque rigide.). [Voir l'annexe].

IV.5.B. Recommandation pour le choix du soutènement

Le choix se fera selon plusieurs critères relatifs aux comportements mécaniques, aux discontinuités, à la climatologie et gonflement, à l'Hydrogéologie, aux couvertures de roche/sols, aux dimensions de la galerie et à l'environnement. [Voir l'annexe].

V.Méthode des éléments finis (MEF) :

Afin de vérifier la stabilité d'un tel ouvrage, en interactions avec son environnement, et de prévenir, contrôler les déplacements et les déformations des ouvrages et du sol, les contraintes totales et effectives dans le sol et les pressions interstitielles, l'ingénieur a recours aux méthodes numériques qui lui permettent d'évaluer les déplacements dans le massif, qui surviennent lors du creusement d'un tunnel. Parmi ces méthodes, la plus couramment utilisée est la MEF.

V.1. Application de la MEF au calcul des ouvrages souterrains :

La MEF est une méthode numérique décrivant les phénomènes physiques réels de l'ingénierie par des équations différentielles. Elle nécessite un grand nombre de calculs, la raison pour laquelle on s'adapte à la programmation numérique (Logiciel) pour la résolution de ces équations, parmi les logiciels existants, on a opté pour PLAXIS 2D Tunnel.

L'analyse par la MEF consiste à diviser la structure physique à étudier, en composants distincts, appelés éléments finis, qui constituent le maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds.

On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte que ces éléments modélisent le comportement global réel de la structure, en tant qu'objet continu.

Cette méthode est récente, elle est d'un caractère pluridisciplinaire ; elle met en oeuvre les connaissances de trois disciplines de base. Lahmadi Azzedine [2006].

- La mécanique des milieux continus (MMC) : Elasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, ...etc.
- L'analyse numérique : Méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, ...etc.

- o L'informatique appliquée : Techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

V.2. Concepts de base : Techniques de résolution :

Le principe de base de la MEF est que le milieu est considéré bi ou tridimensionnel. Toufik Kheffache [2007].

La MEF est basée sur deux principes fondamentaux :

V.2.A. La discrétisation

La MEF consiste, à discrétiser le milieu continu réel à étudier, en sous-domaines réguliers imaginaires, appelés éléments finis, qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre fini de points dits « nœuds » (les sommets, les arrêtes des éléments). Ces points nodaux transmettent les efforts d'un élément à l'autre.

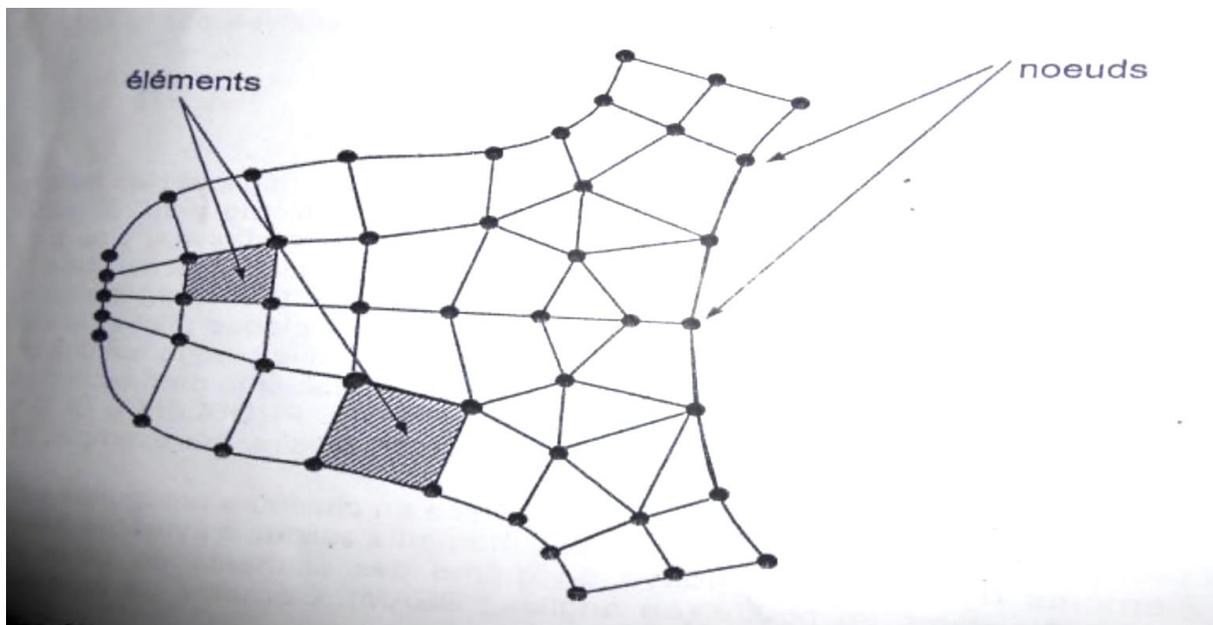


Figure (II.09) : Discrétisation d'une structure en éléments et nœuds. [Ihcen L, 2008].

Eléments géométriques :

L'ensemble des éléments ou maillage doit constituer un recouvrement du domaine de calcul. En 1D, les éléments utilisés sont l'élément poutre et l'élément barre. En 2D, les éléments utilisés sont des triangles et des quadrangles. En 3D, des tétraèdres, des prismes, des cubes et parfois des pyramides. [Figure (II.10)].

V.2.B. L'interpolation

Le comportement de chaque élément est décrit par des équations algébriques, ces équations sont des équations d'équilibres des nœuds.

La quantité de champ déplacement dans un élément est déterminée en fonction des déplacements des nœuds. En connectant les éléments ensemble, la quantité de champ devient interpolée sur l'entier de la structure.

Ces équations sont décrites sous forme matricielle par :

$$\{F\} = [K] * \{\delta\}$$

D'où :

{F} : vecteur des chargements, (connu, ex : matrice des forces nodales) ;

[K] : matrice des constantes (connue, ex : matrice de rigidité) ;

{δ} : vecteur d'inconnus (valeur de la quantité de champ dans les nœuds, ex : vecteur des déplacements).

La résolution d'un problème de structure consiste à étudier trois champs vectoriels, ainsi que leur relation :

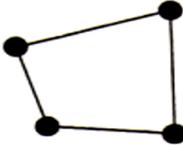
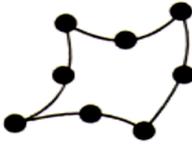
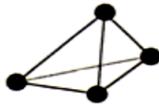
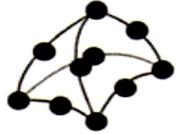
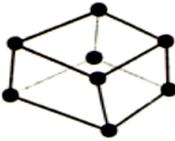
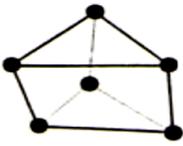
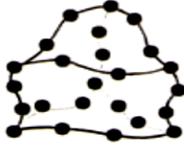
Eléments à une dimension					
		Linéaire	Quadratique	Cubique	
	Eléments à deux dimensions	Eléments triangulaires			
Linéaire			Quadratique	Cubique	
Eléments quadrilatéraux					
		Linéaire	Quadratique	Cubique	
Eléments à trois dimensions		Eléments tétraédriques			
			Linéaire	Quadratique	Cubique
	Eléments hexaédriques				
		Linéaire	Quadratique	Cubique	
	Eléments prismatiques				
		Linéaire	Quadratique	Cubique	

Figure (II.10) : Eléments géométriques utilisés dans le maillage. [Ihcn L, 2008].

Le champ de déplacement $U(x)$

$$U(x) = \begin{cases} U(x, y, z) \\ V(x, y, z) \\ W(x, y, z) \end{cases}$$

Le champ de déformation

$$[\varepsilon(x)] = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} \end{bmatrix}$$

Le champ des contraintes est noté

$$[(\sigma)] = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \approx \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{bmatrix}$$

V.3. L'utilisation de la MEF :

L'utilisation de la MEF, pour les tunnels, s'avère très efficace. Cette méthode donne satisfaction pour vérifier le dimensionnement des ouvrages, vis-à-vis de leur résistance à la rupture. Elle permet de prendre en compte des géométries quelconques des couches de terrain. Elle ne fait pas d'hypothèse a priori sur la cinématique de l'ouvrage de soutènement. Elle permet de représenter les interactions du soutènement avec d'autres composants de l'ouvrage ou avec des ouvrages avoisinants.

Pour la modélisation des problèmes géotechniques complexes, la MEF nécessite :

- ⊖ La définition de la géométrie du problème (pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats).
- ⊖ Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, ... etc.
- ⊖ Les caractéristiques mécaniques des ouvrages et des éléments d'interface et de soutènement et revêtement pour introduire l'interaction sol-structure.
- ⊖ Les conditions hydrauliques.
- ⊖ L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

V.4. Les lois de comportements :

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb, jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées, permettent de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols.

Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été introduites dans PLAXIS : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écrouissage (HSM), comportement élasto-plastique ; ceci permettra de simuler le comportement d'un sol.

V.4.A. Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hook, pour l'élasticité linéaire et isotrope.

Le modèle linéaire élastique est très limité, pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS demande le module de cisaillement G (indépendant des conditions de drainage du matériau), le coefficient de Poisson ν et le modules de Young (dépendant des conditions de drainage du matériau). La relation entre le module de Young E est les autres modules sont données par les équations :

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \quad G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure suivante :

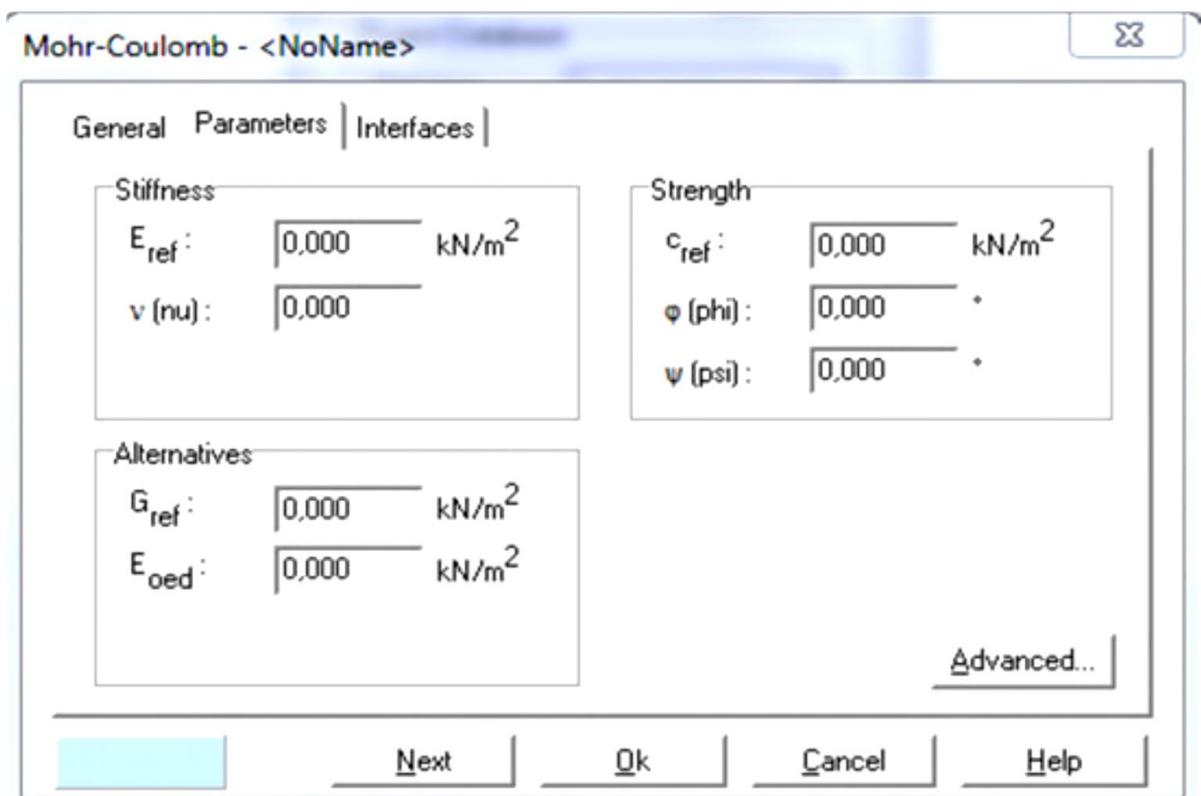


Figure (II.11) : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire

[Boîte de dialogue logiciel PLAXIS 8.2].

Et les paramètres avancés représentés sur [Figure (II.11)], qui sont reliés par l'équation :

$$E_{\text{actual}} = E_{\text{ref}} + (Y_{\text{ref}} - Y)E_{\text{increment}}$$

Avec $Y < Y_{\text{ref}}$

*Figure (II.12) : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire
[Boîte de dialogue logiciel PLAXIS 8.2].*

V.4.B. Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique, sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique, vu les résultats obtenus dans les calculs. Il est utilisé pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable), des sols cohérents à long terme (argiles et limons) et pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées. Il comprend cinq paramètres mécaniques, qui sont : E et ν (paramètres d'élasticité), ψ , c et φ , qui sont des paramètres géotechniques mécaniques, déterminés par des essais de laboratoire, et sont nécessaires pour les calculs de déformation ou de stabilité. La droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \times \tan\varphi + c$$

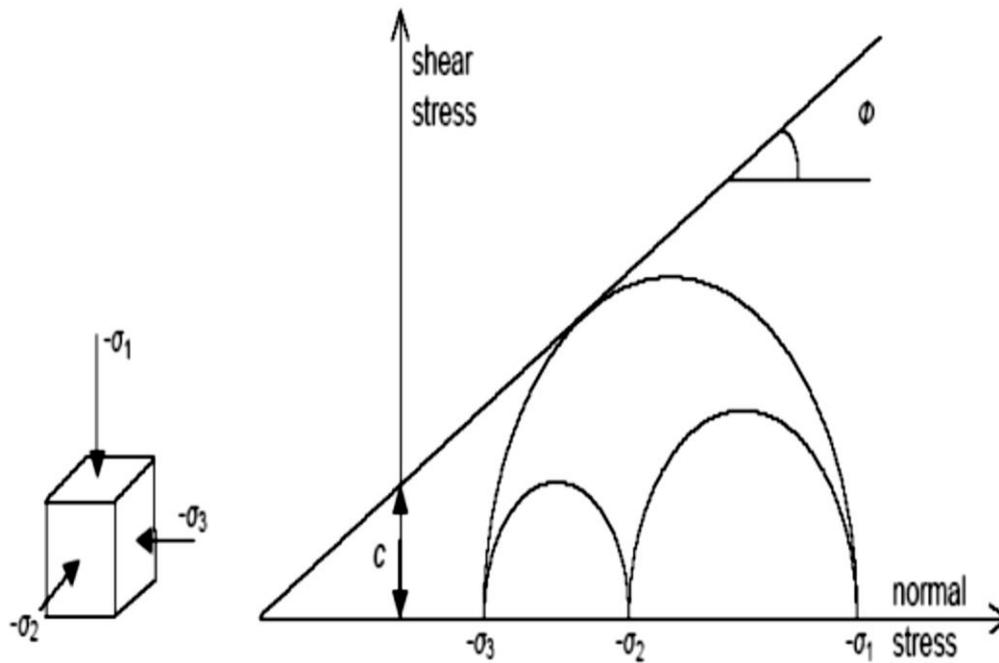


Figure (II.13) : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions, suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière, pour $c=0$.

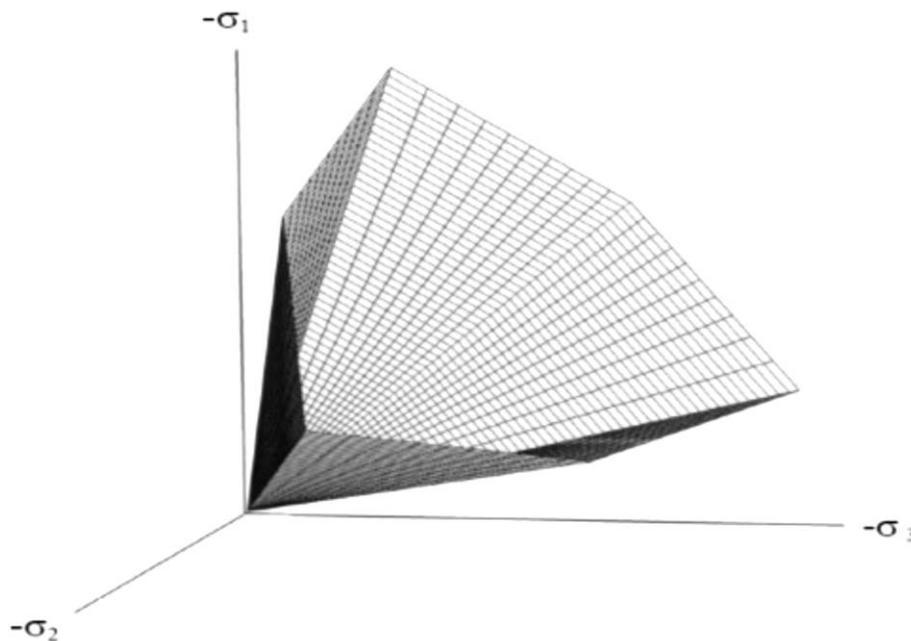


Figure (II.14) : Pyramide de Mohr-Coulomb tracé pour $c=0$.

Paramètres de Mohr-Coulomb

○ Module de Young E :

Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Ce module nécessite des essais spéciaux.

Il est conseillé de prendre un module moyen : par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture

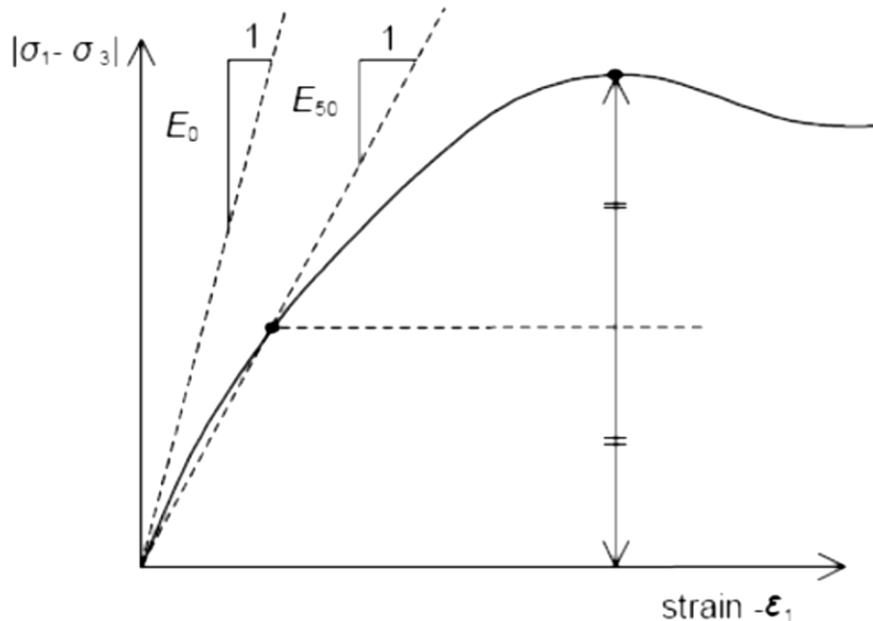


Figure (II.15) : Définition du module à 50 % de la rupture.

⊖ Coefficient de Poisson : Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4 pour la majorité des sols.

⊖ Angle de frottement : L'angle de frottement est constant, indépendant de la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic ou l'angle de frottement de palier. On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr- Coulomb. [Figure (II.13)].

⊖ Cohésion : La cohésion a la dimension d'une contrainte. La valeur de la cohésion doit être inférieure (0,2 à 1 kPa), même à des matériaux purement frottant.

⊖ Angle de dilatance : Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle suivante.

Tableau (II.07) : Valeurs de ψ en fonction de celles de ϕ .

ϕ (°)	> 30	< 30
ψ (°)	$\phi - 30$	0

Remarque

- ⊖ Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches.
- ⊖ La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

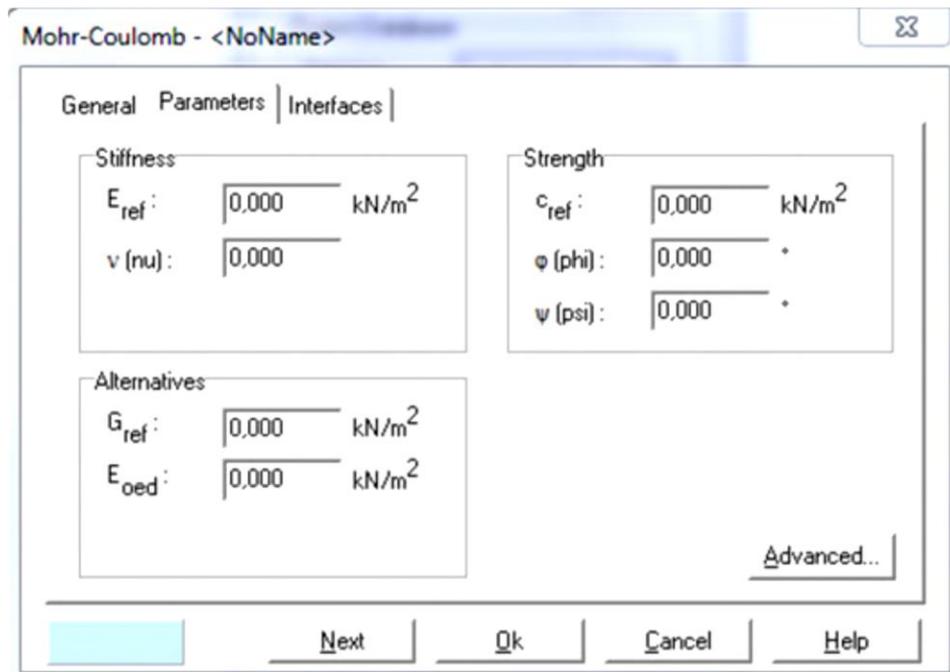


Figure (II.16) : Fenêtre des paramètres de Mohr-coulomb.

[Boîte de dialogue logiciel PLAXIS 8.2].

VI. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons cerné les différentes méthodes empiriques reconnues pour leurs applications dans des contextes différents (natures des sols), pour cela chacune de ces méthodes à ses conditions d'application.

Premièrement, TERZAGHI qui a donné le choix de cintres circulaires et dans le cas extrême utilisation des cintres coulissants, d'après LAUFFER le soutènement ne diffère pas du précédent.

BIENAWSKI donne une très grande importance au calcul du RMR (the Rock Mass Rating) pour envisager un soutènement selon la classe trouvée. La méthode de BARTON s'étale un peu plus sur la structure interne du sol encaissant pour calculer l'indice de qualité Q afin de catégoriser le soutènement adéquat, et l'AFTES fait une classification en fonction de la résistance en compression uni axiale pour pouvoir employer les différents soutènements en concluant leurs catégories.

La MEF est la plus satisfaisante dans l'étude de stabilité des excavations souterraines, puisqu'elle traite le massif rocheux comme un milieu continu, et permet sa discrétisation spatiale. Vu la complexité des calculs par cette méthode.

Chapitre III :

Contexte du tunnel 4 de KHERRATA

I. Introduction :

Le tunnel 4 de KHERRATA qui se trouve à niveau des gorges entre Bordj-Mira et la commune de Kherrata. Cette gorge se situe dans les zones montagneuses identifiée comme Atlas Tellien qui s'est formé pendant le rapprochement des continents de l'Europe et d'Afrique à la fin du Jurassique (il y a 190-140 millions années A.J.C. à aujourd'hui).

Le projet d'expansion de la route nationale RN9 en raison du problème d'encombrement ceci est essentiellement dû à l'incapacité à accueillir le nombre croissant de véhicules circulant sur les trois tunnels anciens qui construire à l'époque coloniale.

Dans ce chapitre on fait une présentation de l'ouvrage en détaille, on commence par la description du tunnel (situation et dimensions) puis les reconnaissances géologique et géotechnique effectuées et on termine avec les phases d'excavation ainsi que le soutènement provisoire et le revêtement définitif de tunnel.

II. Définition géométrique :

Le tracé du tunnel a une disposition N-S avec un alignement circulaire en plan. Le tunnel présente une longueur de 446 m. Il commence au PK 6+166 au Nord (Portail Nord) et finis su PK 6+612 au Sud (Portai Sud). La plus partie du tunnel (Du PK 6+166 au PK 6+571) la trace présente une pente de 5,80%, la partie finale (du PK 6+571 au PK 6+612) la pente augmente au 7,5%. [(annexe C)].

Pour un ouvrage de type tunnel le profil en travers type caractérise l'infrastructure, car ses dimensions.

De façon simplifié on pourrait dire que le profil en travers type viens déterminer par :

- ⊖ La largeur de chaussée rodée
- ⊖ Le gabarit
- ⊖ Les dispositions de génie civil en matière de sécurité
- ⊖ Les équipements
- ⊖ La méthode constructive

Les deux premières sont déterminées en fonction du trafic et le profil en long du tracé. Les nécessités en matière de sécurité, pour la longueur du tunnel 4, de 446m, n'imposent pas des contraintes importantes à la géométrie, mais les dérogations ponctuelles par rapport à la pente du tunnel, seront compensées moyennant la mise en œuvre des équipements nécessaires pour renforcer la sécurité routière : ventilation.

Les installations pour la ventilation nécessitent d'un espace où être logés. Dans la voûte du tunnel on a fait une réserve d'espace pour le ventilateur de 2m d'auteur.

La méthode constructive, la Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM), qui a été choisie par rapport au terrain traverse, ne conditionne pas la géométrie du tunnel, au contraire, c'est une méthode très flexible pour adapter l'excavation aux différents sections type du tunnel (section type courant, élargie pour le garage, réduite pour l'issue de secours etc....).

II.1. Gabarit :

Sur toute cette largeur rouable, la hauteur libre minimale qu'on considérera est de 5,25 m.

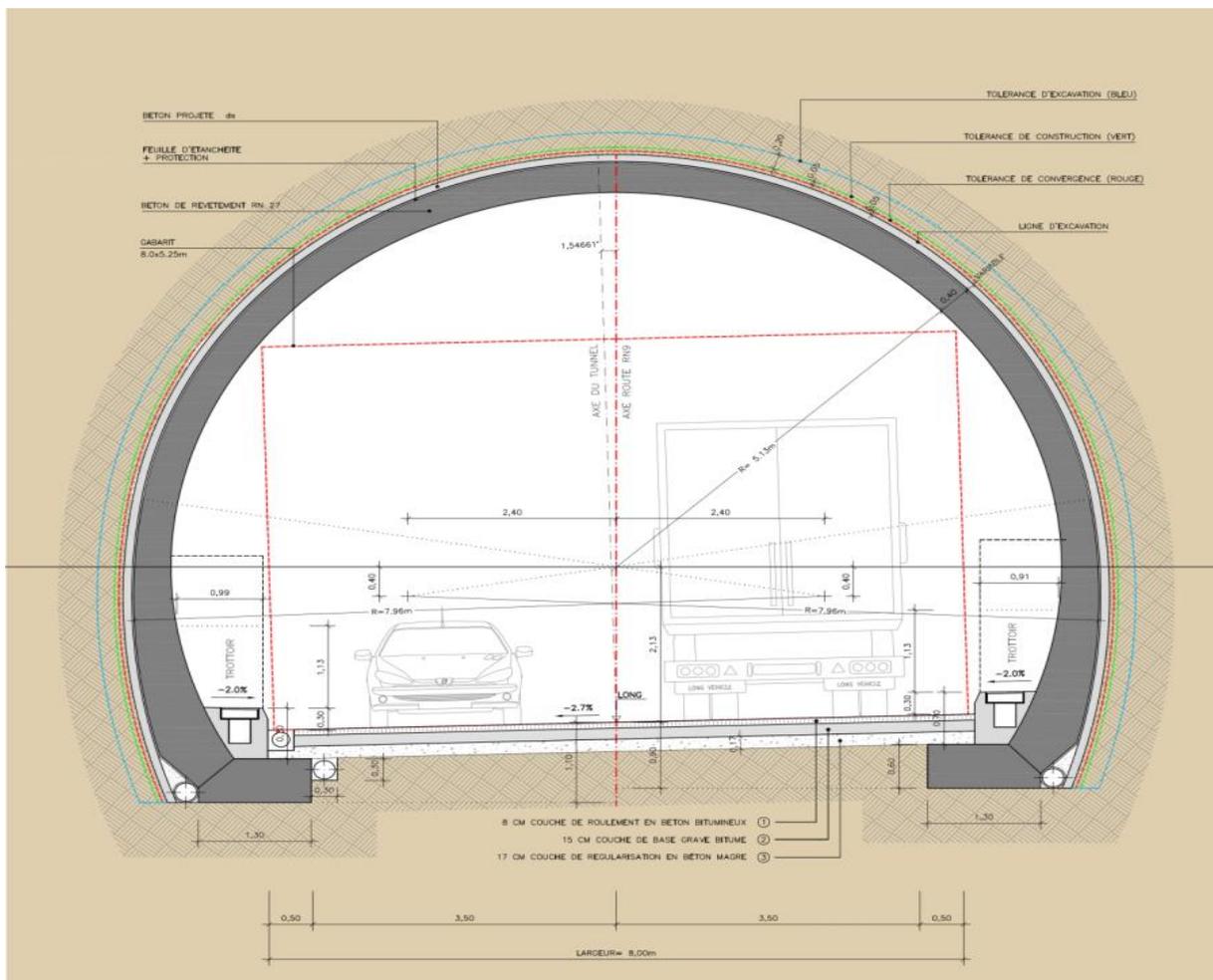


Figure (III.01) : Profile en travers type du Tunnel 4

II.2. Largeur de chaussé :

Le tunnel fait partie de la route RN9 et, par conséquence, il adopte ses caractéristiques de cette voie. Il s'agit donc d'un tunnel non urbain dont il maintiendra le dimensionnement de la chaussé en 1x2 voies.

Pour une voie où on prévoit le trafic de véhicules poids lourds (VL), il peut être nécessaire d'augmenter le nombre de voies en fonction de la longueur de la pente, mais les contraintes topographiques ne permettent pas cette option. Tenant en compte le document « Profil en long

dans les tunnels routiers. Éléments d'appréciation des pentes et des rampes admissibles. Aide à la décision. » les dérogations ponctuelles par rapport à la pente du tunnel, seront compensées moyennant la mise en œuvre des équipements nécessaires pour renforcer la sécurité routière : garage, issue de secours et ventilation.

Le profile en travers utile à la circulation adoptée pour la route est de 0,5+3,5+3,5+0,5m.

II.3. Influence des équipements et des dispositions en matière de sécurité :

En matière de sécurité, on tiendra compte la Version consolidée de textes législatifs sur la sécurité des tunnels routiers (2012), qui revient les prescriptions indiquées dans l'« Annexe n°2 au circulaire interministériel n° 2000-63 du 25 août 2000 relative à la sécurité dans les tunnels du réseau routier national (français). Instruction technique relative aux dispositions de sécurité dans les nouveaux tunnels routiers (conception et exploitation) ».

Les dispositions de génie civil les plus importantes et qui conditionnent le profil en travers type du tunnel sont listées à continuation :

II.3.A. Trottoirs : à la droite de chaque sens de la circulation pour que les usagers puissent quitter le véhicule en cas de détresse en toute sécurité. Doivent respecter :

- ⊖ Une hauteur maximale de 25 cm ;
- ⊖ Une largeur de 60 cm au niveau du sol
- ⊖ Une largeur de 75cm à 1,5 m au-dessus du sol.

II.3.B. Ventilation : La ventilation doit être conçue pour garantir la qualité de l'air et aussi pour permettre le désenfumage. Les dimensions des réservations d'espaces à prévoir pour les ventilateurs sont de 2m d'axe à la voûte du tunnel.

⊖ Ventilation pour maintenir la qualité : Les équipements de ventilation doivent pouvoir maintenir la qualité de l'air aussi bien en exploitation normale que dans des situations d'accident. Dans ce dernier cas il faut garantir que la pollution ne dépasse pas les 150 ppm d'oxyde de carbone et assurer un coefficient d'absorption par unité de longueur de $9 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ sur tout point du tunnel suite à un blocage accidentel de la circulation.

⊖ Ventilation de désenfumage en cas d'incendie : Les équipements de ventilation, dans ce cas, sont conçus pour permettre aux usagers d'assurer leur propre sauvegarde jusqu'à une issue de sécurité et faciliter l'action des secours. Pour les tunnels avec cette pente il est difficile de pouvoir assurer le désenfumage avec un système de ventilation longitudinal.

II.3.C. Postes de secours (niches de sécurité) : un certain nombre d'équipements sont implantés régulièrement ; téléphone, extincteurs, boutons poussoirs, alimentation en énergie (prises), poteaux incendie ; armoires de signalisation. Les dimensions minimales des niches de sécurité sont :

- Une largeur de 2m
- Une hauteur de 2m sur toute la largeur
- Profondeur 0,7m

La réservation d'espaces pour tous les équipements des niches de sécurité a été prévue à la fin des garages, sur le trottoir, et à la tête Nord et Sud.

On a pris en considération les accords de la réunion entre la Direction de Travaux Publiques et le Bureau de Contrôle et Suivi et l'Entrepreneur par rapport à les contraintes très restrictives du tracé :

Garages : on présente deux garages à côté droits du tunnel pour les possibles pannes des véhicules de poids lourds. Le garage n'est pas nécessaire selon la version consolidée de textes législatifs sur la sécurité des tunnels routiers (2012), mais la pente très constante du tracé du 5,8% peut affecter au niveau du service de la route avec plus grandes conséquences.

Les installations pour la ventilation nécessitent d'un espace où être logés. Dans la voute du tunnel on a fait une réserve d'espace pour le ventilateur de 2m d'axe.

Les dispositions de génie civil ou équipements de sécurité comme l'éclairage, le passage de câbles et de canalisations pour l'alimentation électrique et de communications, les moyens de lutte contre l'incendie, la signalisation, etc... ne conditionnent pas le profil en travers type du tunnel.

On présente dans les plans les sections types du tunnel ; Tunnel devers gauche (2,7%) ; Tunnel devers droite (2,5%) ; Garage.

La section des portails présente les mêmes définitions géométriques de la section type du tunnel creusé, avec la variation de l'excavation partielle de la section par critères topographiques.

III. Géologie générale :

Le projet d'aménagement de la RN 9 au niveau des Gorges de Kherrata est situé dans le Nord du Tell Sétifien dans le Massif de Amar Rhedou.

L'étude stratigraphique de la feuille de Kherrata montre l'empilement, de haut en bas, des unités telliennes :

- La Nappe Numidienne.
- Les nappes Telliennes.
- L'autochtone du Djebel Anini.

Le projet traverse les formations calcaires du Lias (Jurassique inférieur) dans la Nappe de Djemila. Unité des Nappes Telliennes.

Le Lias moyenne et supérieure est constitué par une succession régulière de calcaires à silex en bancs décimétriques séparés par des lits pélitiques claires. Les calcaires sont bio micritiques. Le matériel détritique y est souvent abondant.

Des silex en rognons, puis en lits, marquent la moitié inférieure de cette formation (photo 1).

La géologie structurale (figure 1) est de la collision de la Plaque Africaine avec la Plaque Ibérique et la Plaque Européenne (naît durant l'orogénie alpine).

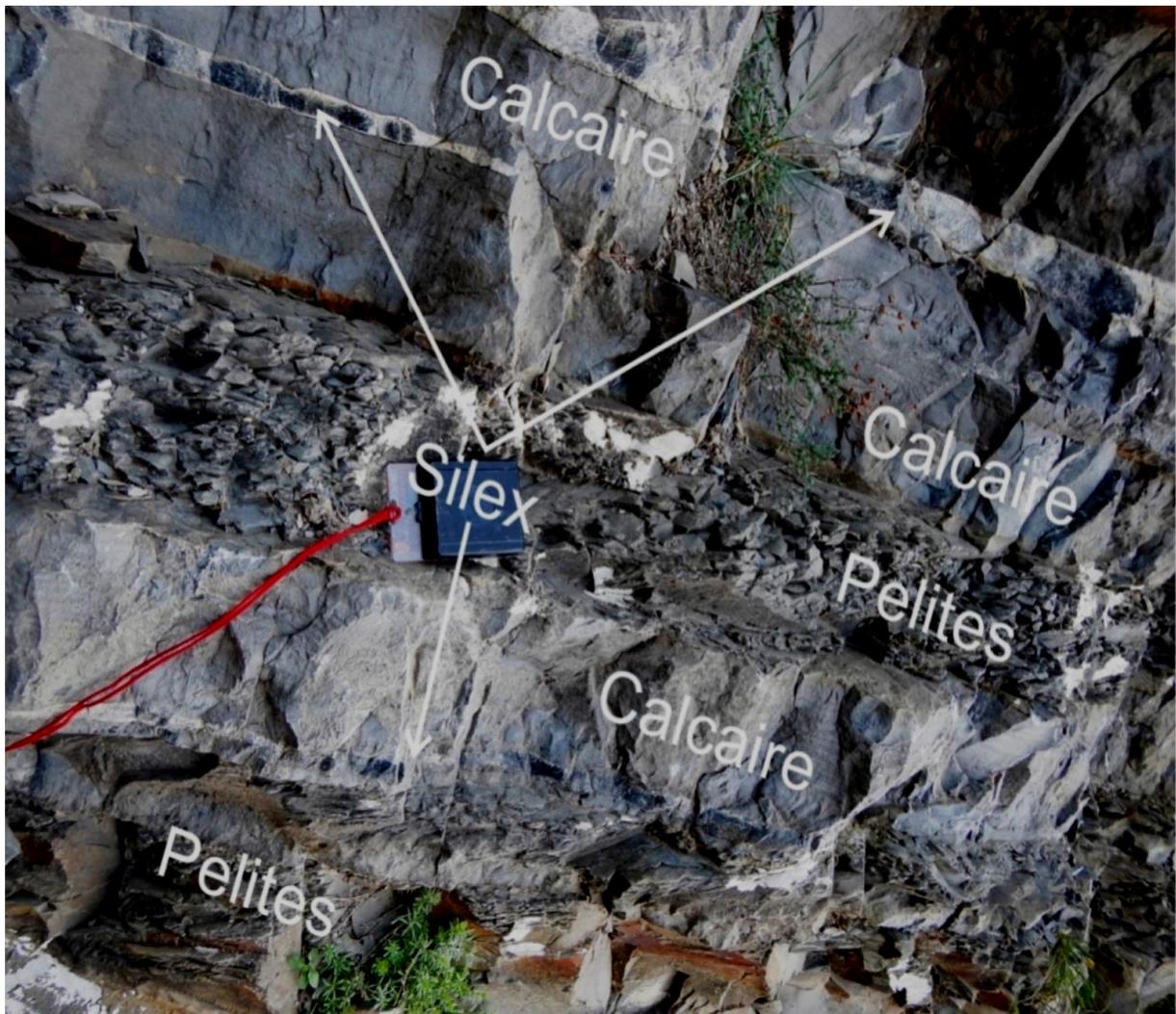


Figure (III.02) : Affleurement sur la RN9 actuelle au niveau du Pk 6+900 du projet.

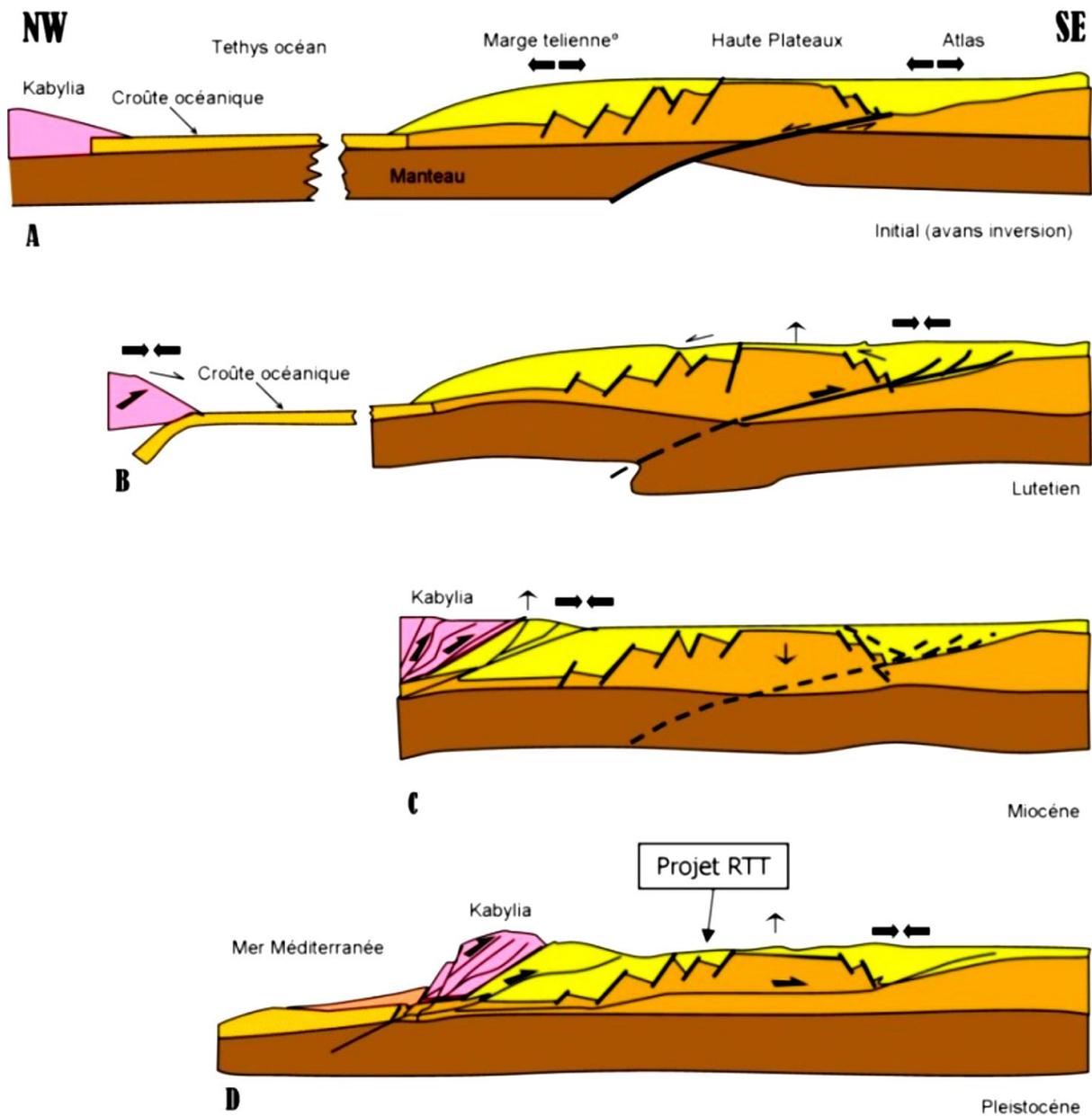


Figure (III.03) : Schéma de l'origine et formation de la Kabylie, l'Atlas Tellien et Saharienne.

Dû à cette collision les calcaires sont fortement déformés. Les tronçons à strates de grande puissance ont un fort pendage et les tronçons à strates peu puissantes avec présence de strates pélitiques sont plissés en plissements de petit rayon de courbure (photo 2).

La région du projet prend sa forme finale en conséquence de la tectonique de compression des failles de chevauchement et des nappes. Les failles de chevauchement et des nappes se forment par la pression des roches qui agissent comme une matière plastique et sont plies jusqu'à un certain point (quand la force de pression surpasse la résistance des roches).

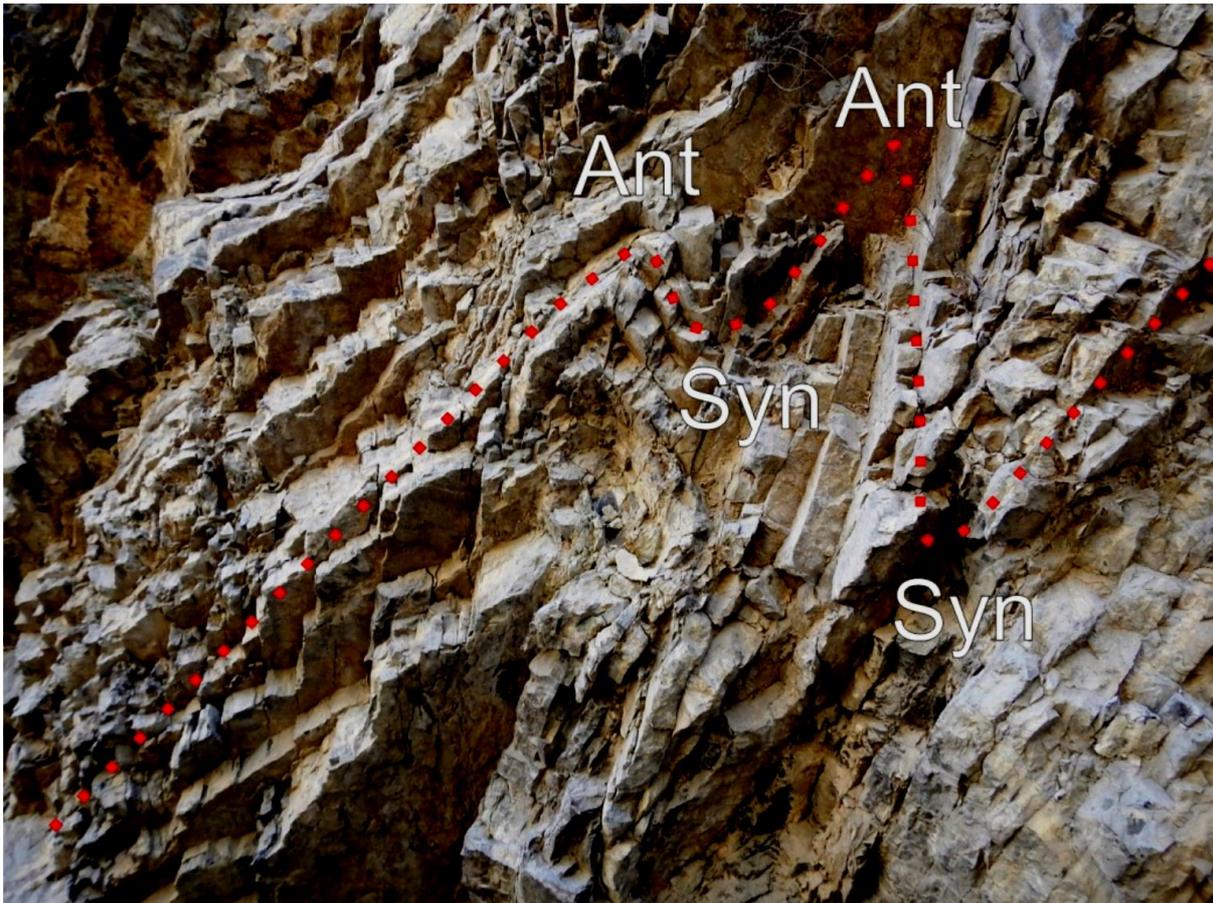


Figure (III.04) : Marno-calcaires fortement plissées sur la RN9 actuelle au niveau du Pk 6+300 du projet.

Du fait des grands mouvements tectoniques, ces roches sédimentaires comprimées s'écrasaient et devenaient sous la forme des structures anticlinales et synclinales et ils incluent les systèmes de discontinuités avec les diaclases qui ont été brisées par les failles. Les discontinuités séparent les roches en fractions qui fonctionnent de façon différente des autres roches.

IV. Géologie « sur site » :

Du point de vue de la géologie, le tunnel 4 peut être décrit en trois tronçons, dont chacun présentant des caractéristiques stratigraphiques et structurelles sensiblement différentes des autres.

IV.1. Zone portail nord :

La zone du portail N est caractérisée par la présence de roche calcaire en couches de puissance décimétrique et par la proximité d'un pli anticlinal avec un plan axial orienté E-W, et est limitée au sud par une faille au Pk 6+280 du projet approximativement.

Le portail N'a été envisagé dans le flanc S de ce pli, et les couches présentent un fort plongement (70°) vers le S.

L'épaisseur des couches varie entre 60 cm et 1 m. L'espacement entre les diaclases varie entre 30 cm et 1 m. L'interaction entre les plans des diaclases, les plans de stratification et les plans créés par l'excavation peuvent donner lieu à des blocs susceptibles de tomber aux alentours du portail ou à l'intérieur du tunnel.

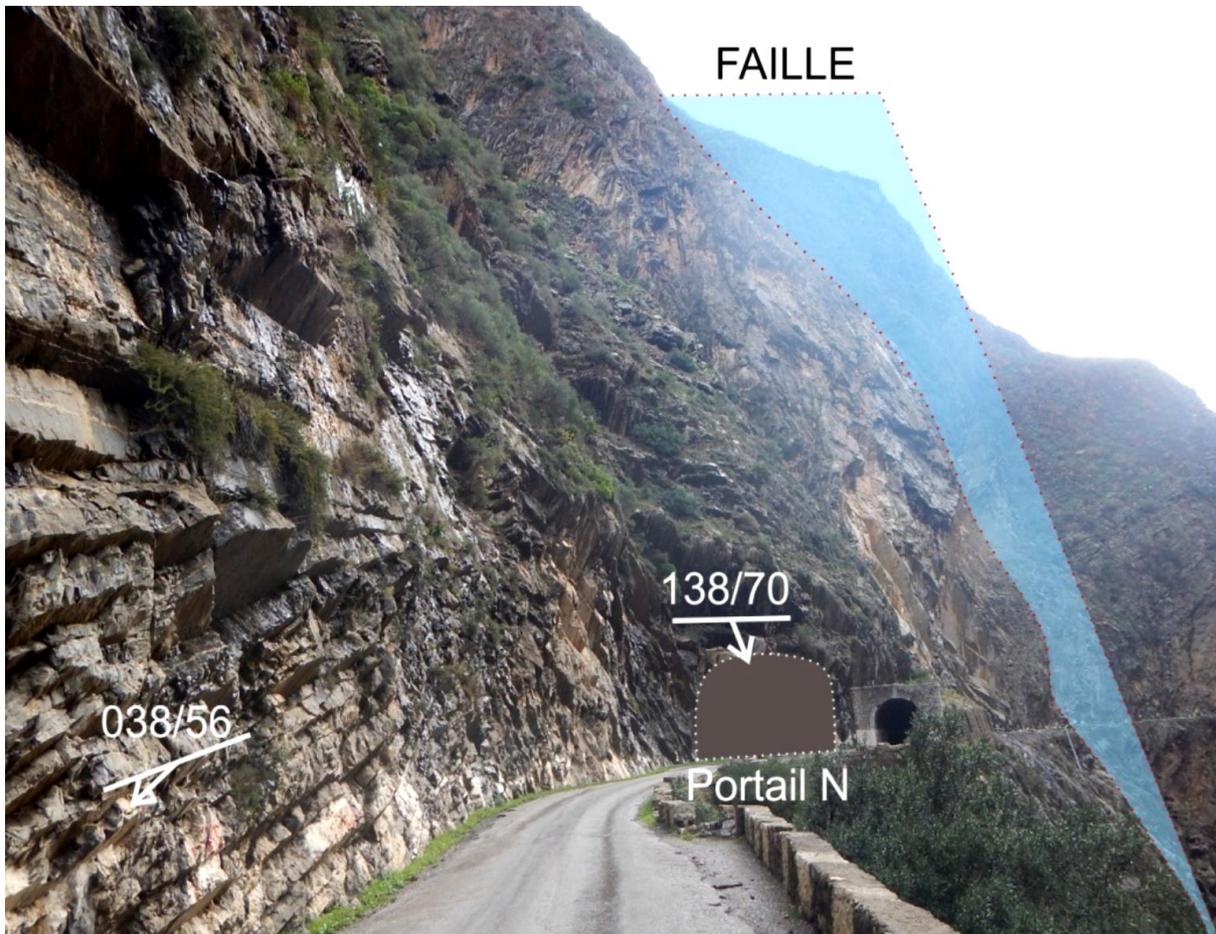


Figure (III.05) : Vue du Portail N vers Kherrata (S).

IV.2. Zone centrale tunnel 4 :

Ce tronçon est limité par 2 failles ; dans le nord il est limité par une faille au Pk 6+280 approximativement, et dans le sud par une deuxième faille au Pk 6+500 approximativement. Sur ce tronçon, apparaissent des marnes calcaires avec silex en couches centimétriques à décimétriques avec des intercalations de couches pélitiques. La pression tectonique conjointement avec la faible puissance et la présence de niveaux pélitiques, plus ductiles, ont favorisé la forte déformation ductile de la roche dans des plis très serrés et avec une charnière à très petit rayon de courbure.



Figure (III.06) : Vue de la falaise calcaire grand degré de fracturation. Proximité d'une faille sur la RN9 actuelle au niveau du Pk 6+500 du projet.

À cause du plissement intense sur ce tronçon, les diaclases ont un écartement de 5 – 20 cm. Cet espacement conjointement avec la faible puissance des couches donne lieu à un grand nombre de potentiels blocs de taille réduite avec des orientations très variables. Sur ce tronçon, la formation d'un grand nombre de blocs de taille petite avec des orientations très diverses est très probable.

IV.3. Zone portail sud :

Tronçon allant du Pk 6+500 approximativement jusqu'à la fin du Tunnel 4, composé de calcaires et de marno-calcaires grises avec silex en couches centimétriques – décimétriques.

Le portail Sud se situe aux alentours de la charnière d'un anticlinal. Ce pli fait que les discontinuités de la roche changent d'orientation et réduisent leur écartement sur cette zone.

La relation entre les diaclases et les plans de stratification produisent un grand nombre de blocs qui peuvent être instables selon l'orientation de l'excavation.

V. Sondages carottés :

Sur les zones des portails, deux sondages carottés ont été exécutés :

- Portail Nord - SC31 au PK 6+170 et L=10.0m
- Portail Sud – SC 30 au PK 6+590 et L=10.0m

V.1. Portail nord (SC-31 PK6+170)

Sondage carotté de 10,00 de profondeur réalisée au PK 6+170

Tableau (III.01) : Description du sondage carotté SC31.

Profondeur (m)	Description
0,00-0,70	Remblais en TVC
0,70-1,40	Blocs marno-calcaires très fracturé
1,30-10,00	Marnes grises légèrement fracturé à filons et veines de calcite

Qualité de la roche :

Tableau (III.02) : Qualité de la roche, RQD SC31.

Profondeur (m)	RQD (%)	Observation
0,00-3,0	< 25%	Très mauvaise
3,00-8,00	~ 75%	Moyenne – Bonne
8,00-10,00	~ 25%	Mauvaise

Essais de laboratoire :

Tableau (III.03) : Essais de laboratoire, SC31.

Essai	3,00	6,00	9,00
Teneur en eau (%)	0,25	0,13	0,16
Densité sèche (t/m ³)	2,68	2,71	2,70
Densité humide (t/m ³)	2,70	2,71	2,70
Résistance à la compression (MPa)	42	83	44
Carbonates CaCO ₃ (%)	61	60	40

V.2. Portail sud (SC-30 PK6+590) :

Sondage carotté de 10,00 de profondeur réalisée au PK 6+590

Tableau (III.04) : Description du sondage carotté SC30.

Profondeur (m)	Description
0,00-0,60	Remblais en TVC
0,60-1,30	Blocs calcaires
1,30-5,80	Calcaire gris blanchâtre à filons de calcite
5,80-6,40	Calcaire plus au moins fissuré
6,40-10	Calcaire gris blanchâtre à filons de calcite

Qualité de la roche :

Tableau (III.05) : Qualité de la roche, RQD SC30.

Profondeur (m)	RQD (%)	Observation
0,00-1,00	< 25%	Très mauvaise
1,60-5,00	76-90	Bonne
5,00-6,00	~ 25%	Mauvaise
6,00-8,00	76-90	Bonne
8,00-9,00	~ 25%	Mauvaise

Essais de laboratoire :

Tableau (III.06) : Essais de laboratoire, SC30.

Essai	3,00	6,00	9,00
Teneur en eau (%)	0,65	0,42	0,67
Densité sèche (t/m ³)	2,68	2,68	2,68
Densité humide (t/m ³)	2,70	2,69	2,70
Résistance à la compression (MPA)	47	42	40
Carbonates CaCO ₃ (%)	56	60	76

VI. Estimation des soutènements a partir des méthodes empiriques :

La conception du soutènement établit que, en principe, à partir des différentes classifications géomécaniques, et tenant compte les situations spéciales qui peuvent se présenter, soient de caractère géologique-géotechnique (couverture, recouvrement, degré d'altération, etc.) ou bien constructifs (zones d'embouchure, traitements spéciaux, etc.).

En fonction des paramètres géologique-géotechniques on a pu établir une tramificación et prévoir les nécessités du soutènement de chacun de ces secteurs. On a défini la proposition des soutènements premièrement à partir de l'indice RMR (Bieniawski) et puis des recommandations de la AFTES (Association Française des Travaux En Souterrain).

La première représente l'aspect théorique de la définition de soutènements. Cependant, comme on détaille plus tard, la proposition définitive de soutènements a été définie en partant de l'expérience en œuvres similaires et en lithologies comparables.

VI.1. Zonage géotechnique :

Tableau (III.07) : Intervalle de valeur de l'indice RMR (1989).

Section	Pk	Roche	RMR
Portail Nord	6+167 à 6+190	Calcaire	70
		Calcaire fissuré	50
Tunnel creuse	6+300 à 6+500	Calcaire et calcaire fissuré	55-61
Portail Sud	6+582 à 6+612	Calcaire	66
		Calcaire fissuré	50

Donc, on a identifié et caractérisé (4 unités géologiques) :

- Roche moyenne-faible (RCS ~ 20 MPa)
- Roche moyenne-faible (RCS ~ 20 MPa)
- Roche moyenne-élevé (RCS ~ 40 MPa)
- Roche moyenne-élevé (RCS ~ 40 MPa)

La théorie des critères de Mohr – Coulomb, définissent les suivants paramètres de résistance et déformabilité des unités :

Tableau (III.08) : Critères de Mohr – Coulomb.

Mohr-Coulomb : valeurs préliminaires à réviser selon σ_3^{\max}					
C'	[Mpa]	0,318	0,489	0,461	0,790
ϕ'	°	40	44	45	48
E	[Mpa]	3354	7953	4743	11247

VI.2. Soutènements prévus :

Selon la géologie existante et les recommandations empiriques couramment utilisé dans la conception du soutènement du Tunnel comme Bieniawski (1989) à partir du paramètre RMR (Rock Mass Rating), recommandations de l’AFTES (L’Association Française des Travaux En Souterrain), Barton à partir du coefficient Q, Lauffer ou Deere à partir du paramètre RQD, les soutènements prévus sont susceptibles d’être différents.

Tableau (III.09) : Soutènements type selon Bieniawski (RMR)

RMR	Mode d’excavation	Mode de soutènement		
		Boulonnage	Béton projeté	Cintres métalliques
RMR 61-80 Classe II	Creusement en pleine section. Pas d’avancement : 1,5m-3m. Soutènement complet à 20m du front.	Boulonnage en voûte 3m de longueur espacement de 2,5m avec treillis soudé localement.	50 mm en voûte si nécessaire	Aucun
RMR 41-60 Classe III	Creusement en demi-section. Pas d’avancement : 1,5m-3m en demi section supérieure. Soutènement mise en place à une distance inférieure à 20m du front.	boulonnage systématique 4m de longueur espacement de 1,5à2m en voûte et sur les piédroits avec treillis soudé	50 à 100mm en voûte et 30mm sur les piédroits	Aucun

Tableau (III.10) : Recommandation de l’AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction du comportement mécanique de massif.

comportement mécanique	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		VOUSSOIR		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux		
			Ancrage ponctuel	Ancrage re-parti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaqueur métal assemblés	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
R1	•		•		✗			✗	✗	✗			✗	✗
R2a	•		•		✗			✗	✗	✗			✗	✗
R2b		•	•	•	✗			✗	✗	✗			✗	✗
R3a		•	•	•	✗	•		✗	✗	✗			✗	
R3b		•		•	✗	•		✗	✗	✗				
R4	✗	•	✗			•	•							
R5a	✗	•	✗			•	•	•						
R5b	✗		✗	✗		•	•	•	•	•		•		
R6a	✗	✗	✗	✗	✗	Ent	Ent	Ent	Bcl		•	•		
R6b	✗	✗	✗	✗	✗	Ent BII	Ent BII	Ent BII	Bcl BII	BII	•	•		•

Tableau (III.11) : Recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités.

Discontinuités (cas où l'excavation est faite à l'explosif avec découpage) 1 - Matériaux rocheux (R1 à R4)			pas de soutènement		Boulons			Cintres		Voussoirs		Procédés spéciaux					
				béton projeté	à ancrage ponctuel	à ancrage reparté	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton	tubes perforés	bouclier ou pousse tube	injection	air comprimé	congélation	
Nombre de familles	Orientation	Espacement (1)															
N1			•									X	X	X	X	X	
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3	•									X	X	X	X	X	
N2 N3 ou N4	Quelconque	S1			•							X	X	X	X	X	
		S2			•	•						X	X	X	X	X	
		S3		•	Gr	Gr						X	X	X	X	X	X
		S4	X	•	Gr ou Bp	Gr ou Bp		Bl ou Bp	Bl ou Bp					X	X	X	X
		S5	X	•	X	Bp		Bl ou Bp	Bl ou Bp					X	X	X	X
N5			X	•	X				Bl ou Bp	Bl ou Bp	•		X	•	X	X	

Tableau (III.12) : Recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de la couverture de roche/sols.

Couverture Roche / sols		pas de soutènement		Boulons			Cintres		voussoir		procédés spéciaux				
			Béton projeté	Ancrage ponctuel	Ancrage reparté	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métal assemblées	béton	Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	Injection	Air comprimé	Congélation
Roches R1 à R4	couverture < D	X		X	X	X	•	•				X		X	
	CN1	•				X						X			
	CN2	X				X						X			
	CN3	X	X	• _{Sf}	• _{Sl}	X	X	• _{Sf}	• _{Sl}	• _{Sl}	• _{Sl}	• _{Sl}	X		
Sols R5 et R6	couverture < 1,5D	X	X	X	X	X	•	•	•	•	•	•	•	•	•
	σ modéré	X	X	X	X	X									
	σ > 10 MPa	X	X	X	• _{Sf}	• _{Sl}	• _{Sf}	• _{Sl}	• _{Sf}	• _{Sl}	•	• _{Sf}	• _{Sl}	•	

Tableau (III.13) : Recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de la dimension de la galerie.

Dimension de la galerie	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		VOUSSOIR		Tubes perforés	Bouclier ou pouasse tube	procédés spéciaux		
			Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaque en métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
D < 2,50 m		×	×	×	×		•	•			•			
2,5 m < D < 10 m														
D > 10 m		•	•	•		×	•				×			

- Soit particulièrement recommandé (nettement favorable).
- Soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable).
- Soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable).
- Soit en principe impossible (nettement défavorable).

Remarque : la superposition des résultats relatifs à chacun des critères doit permettre de sélectionner le type de soutènement le plus approprié.

VII. Caractéristique des matériaux de construction :

Les spécifications techniques pour les matériaux de construction prévoient que :

Les caractéristiques minimales de résistance des matériaux de construction à utiliser pour les différentes parties de l'ouvrage sont reportées ci-dessous.

o BÉTONS

Projetés : béton RN40

Structures : béton RN27

Seuls les ciments résistants aux eaux agressives seront mis en œuvre : ciments à haute teneur en laitier (CHF, CLK). Toutes les garanties devront être prises pour éviter le développement de phénomènes d'alcali-réaction. Pour cela, les précautions prises correspondent à un niveau de prévention C selon les termes des recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcaliréaction (LCPC français).

o COULIS CIMENTAIRE POUR INJECTION TIRANTS, MICROPIEUX ET ENFILAGES

Coulis de béton C20/25

o ACIERS

Structures : barres à haute adhérence : Acier S500s

Tubes pour micro-pieux: Micro-pieux : TM-80

Plaques et profilés pour cintres. Plaques et profilés pour poutres de répartition :

HEB : $f_{yd} = 230 \text{ MPa}$

Boulons auto perforant HA25 Charge de rupture : $T \geq 250 \text{ kN}$

o SOUDURES

Classe : II, limite élastique : $f_{yk} 133 \text{ Mpa}$

o ÉTANCHÉITÉ

Membrane :

PVC : épaisseur 2 mm

Géotextile de protection : poids 500 g/m^2

Béton projeté de granulométrie 0/8mm

VIII. Méthode constructive :

L'exécution des portails est conditionnée à la topographie existante et aux propriétés géologiques et géotechniques de la roche le profil à excaver pour les portails représente <10 à 88 m^3 au portail nord et <10 à 95 m^3 au portail sud

L'excavation de la section est divisée horizontalement en deux sous-sections d'avancement, calotte et stross.

Le décalage des sous-sections d'excavations ne sera pas inférieur à 50 mètres et les abattages d'avancement de chaque sous-section seront de 75 cm.

À chaque abattage d'avancement on exécutera une couche de béton projeté de 10 cm, renforcé des cintres métalliques, du boulonnage perpendiculaire à la section d'excavation et du parapluie de boulons.

Pendant l'excavation et exécution des portails on doit observer et monitorer en détail le comportement du sol (déplacements, convergences, extensomètres, etc.)

VIII.1.Excavation :

L'excavation des portails sera dans deux phases, calotte et stross, pour contrôler les déformations. La première phase d'excavation sera la calotte, et tout suite après ont excaver la stross, avec un décalage égal ou supérieur à 50 mètres.

Résumé des phases d'excavation :

o Phase 1 : Excavation de la calotte : 5,5 mètres d'hauteur

o Phase 2 : Soutènement de la calotte

∅Phase 3 : Excavation de la stross : 4 mètres d'hauteur

∅Phase 4 : Soutènement de la stross

Ensuite on détaille les caractéristiques géométriques et constructives les plus significatives.

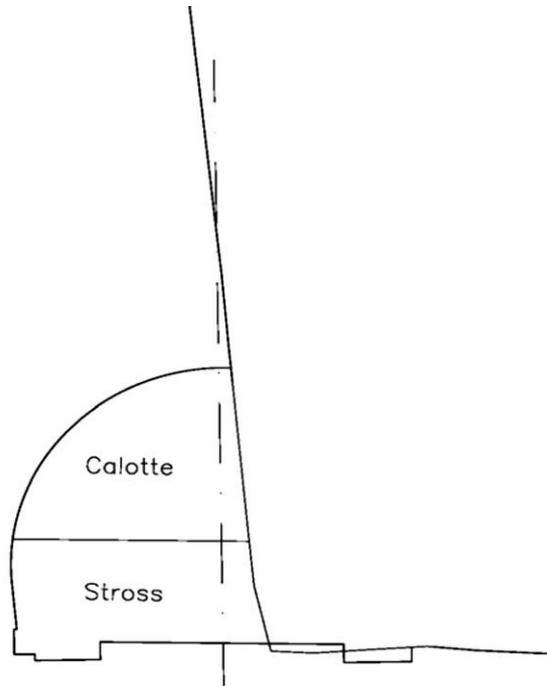


Figure (III.07) : Schéma de l'excavation aux portails.

VIII.1.A. Calotte :

La calotte des portails présente une hauteur maximale de 5,5 mètres. L'excavation sera réalisée avec abattages de 0,75 mètres avec exécution du soutènement :

- Béton projeté HP-40 (10 cm) avec treillis soudés
- Profil métallique HEB 240
- Béton projeté HP-40 (20 cm) avec treillis soudés (150x150x6)

Avant l'exécution des profils métalliques, on exécutera les boulons radiaux et le parapluie de micropieux.

VIII.1.B. Stross :

La stross des portails présente une hauteur maximale de 4,0 mètres. L'excavation sera réalisée avec abattages de 0,75 mètres avec exécution du soutènement :

- Béton projeté HP-40 (10 cm) avec treillis soudés
- Profil métallique HEB 240
- Béton projeté HP-40 (20 cm) avec treillis soudés (150x150x6)

Avant l'exécution des profils métalliques, on exécutera les boulons radiaux.

Le décalage des excavations du calotte et stross ne sera pas inférieur à 50 mètres.

VIII.2.Soutènement :

VIII.2.A. Soutènement par boulons radiaux :

Avec la caractérisation de l'structure du massif rocheux, et les excavations prévues, dans le but de localiser les possibles ruptures pouvant avoir lieu (seulement depuis une perspective géométrique), une analyse a été réalisée.

À partir de l'ensemble des discontinuités (familles), on a étudié leur relation par rapport à la trace, dans le but de localiser les potentielles ruptures géométriques pouvant avoir lieu.

Ces potentielles ruptures géométriques se formeront en fonction des intersections entre les plans des familles de discontinuités et les plans des surfaces des talus à excaver. Le type de rupture géométrique potentielle pouvant avoir lieu serait la rupture multi planaire, qui a été étudiée à l'aide du logiciel UnWedge, de l'entreprise Rocscience: en ce qui concerne le niveau de sécurité, étant donné que l'excavation n'est pas complet, et qu'il y aura une concentration de contraintes verticales au niveau de la stross de la excavation, on a trouvé nécessaire le soutènement de la excavation avec boulons.

Pour chaque abattage on exécutera 1 boulon chaque 1,5 mètre de la section à excaver.

VIII.2.B. Soutènement par cintre d'acier :

Les cintres d'acier HEB-240 seront places pour chaque abattage d'excavation (0,75m), pour éviter le dégagement pendant la construction réduire au maximum le taux de décompression du massif rocheuse après l'excavation.

Au moment que l'excavation est supérieure à l'axe de tracé, une situation très instable a été envisagée :

Le soutènement du bloc instable serait fait au moyen de cintres d'acier type HEB-240.

VIII.2.C. Soutènement par béton projeté :

Une couche de béton projeté (RN-40) de 10cm d'épaisseur avec une couche de treillis soudé sera mise en place après l'excavation de chaque abatage (0,75m), pour au maximum le taux de décompression du massif rocheuse avant l'exécution des boulons radiaux et la mise en place de cintre d'acier.

Une deuxième couche de béton projeté (RN-40) de 50cm d'épaisseur avec une couche de treillis soudé sera mise en place après la mise en place du cintre d'acier dans le portail nord. Et de 40cm d'épaisseur dans le portail sud, il s'agit de la couche de soutènement de charges du terrain après l'excavation.

VIII.2.D. Voute parapluie :

Pour renforcer la situation très instable quand l'excavation est supérieure à l'axe du tracé, nous avons proposé de faire une voute parapluie avec des tuyaux métalliques lourds (tubes d'acier de 114mm et d'épaisseur de 3,6mm) la longueur maximale des micropieux sera 9.0m

IX. Tunnel creuse :

IX.1. Cadre général :

Le début du tunnel creusé a été nécessaire de situer une fois qu'on obtient toute la section d'excavation au sien de la roche :

- Début tunnel creuse : Pk 6+190
- Fin tunnel creuse : PK 6+582

Donc, la longueur du tunnel creuse sera 446m. Le profil excavé pour le tunnel représente entre 91,45 et 111,95m².

Les 20cm additionnelles de tolérance d'excavation ils ne sont pas considérés pour la conception, mais ils dévoient être considérés pour les quantités du tunnel 4.

IX.2. Méthode constructive :

Le tunnel 4 est relativement court (L=392m) de sorte qu'il peut être construit de façon traditionnelle. Les conditions géologiques et géométriques permettent d'exécuter le tunnel selon les principes de la nouvelle méthode autrichienne de construction de tunnel (NATM).

Subdivision des sections transversales : Le profil excavé pour les tunnels représente entre 91,45 et 111,95m² sans contre-voûte. Pour répondre à l'ensemble des situations de creusement avec des machines courantes, la section transversale du tunnel est divisée horizontalement en segments d'avancement de calotte, et stross.

Le béton projeté, dans des épaisseurs comprises entre 10 et 46 cm, renforcé des cintres métalliques en acier de construction est mis en œuvre pour la protection. Des cintres en acier sont posés, si nécessaire, à chaque abattage afin de stabiliser le profil. En cas de risque d'écroulement au niveau de la couronne, des mesures de soutènement sous la forme d'enfilages sont installées de sorte que la stabilité de la bordure du terrain excavé soit garantie à court terme, c'est-à-dire jusqu'à l'application du béton projeté.

Le creusement de la calotte peut s'effectuer avec une section transversale entre 47 et 59m². Les longueurs d'abattage pour le percement du stross peuvent être la plupart du temps sélectionnées en doubles longueurs des longueurs d'abattage du percement de la calotte, et ce sans risque d'écroulement. La dimension considérable de la cavité nécessite impérativement

dans le cas d'une matière meuble d'entreprendre les mesures décrites plus haut dans une séquence de travail strictement imposée ainsi que dans un délai imposé.

Pendant la première partie de l'excavation on doit observer et monitorer en détail le comportement du sol (mesure de convergences, mise en place de extensomètres) et les tassements. Ainsi, les parties suivantes sont soumises à des adaptations basées aux observations préalables.

Cependant, la typologie la plus adéquate du soutènement se compose habituellement, en résumé, de :

- ⊖ Systèmes flexibles (boulons, béton projeté, cintres et combinaisons de ces éléments).
- ⊖ Techniques complémentaires (voûtes parap
- ⊖ luies, boulons au front de taille, injections, etc....).

IX.2.A. Excavation et phases constructives :

Le creusement du tunnel principal sera dans deux phases, calotte et stross, pour contrôler les déformations et garantir la stabilité du front. Il s'agit d'une procédure constructive commune où on excave en premier la partie supérieure du tunnel (calotte) et tout de suite après on excave la stross, la partie inférieure restante, toutes les deux par des phases (abattages).

De manière résumée, les phases d'excavation suivent la séquence suivante :

1. Excavation de la calotte
2. Soutènement de la calotte
3. Excavation de la stross
4. Soutènement de la stross

Ensuite on détaille les caractéristiques géométriques et constructives les plus significatives.

IX.2.A.(1): Calotte :

Mise en place du béton d'étanchement (10cm) et du soutènement formé par des cintres et une première couche de béton projeté RN-40 qui couvre celles-ci. L'espacement et les dimensions des éléments du soutènement seront en fonction de la section type considérée. Une fois finie la mise en place des cintres et couvertes de béton on procédera à la mise en place de successives couches de béton projeté en couches de 10-15 cm jusqu'à compléter l'épaisseur totale du soutènement prévu dans chaque section type.

Si les cintres en acier ne s'avèrent pas nécessaire, les boulons seront mis en place après le béton d'étanchement (10cm).

La calotte sera excavée en premier lieu avec un décalage de 50 m minimum par rapport à la stross. La hauteur de la calotte sera entre 5,15 et 3,55m.

La longueur d'abattage (passes de creusement) sera entre 0,75 et 2,5m en fonction de la section type considérée.

Tableau (III.14) : Longueur d'abattage.

PK	L(m)	GSI	L _{abattage}
6+190 au 6+202	12	60	0.75
6+202 au 6+270	68	60	2.5
6+270 au 6+290	20	< 25	0.75
6+290 au 6+500	210	45	2.0
6+500 au 6+520	20	<25	0.75
6+520 au 6+570	50	60	2.5
6+570 au 6+582	12	60	0.75

IX.2.A.(2):Stross :

Pour la stross, on pose, pourvu qu'est faisable, augmenter le pas de creusement au double de la valeur des passes de la calotte.

La stross sera excavé avec un décalage minimal de 50m en ce qui concerne la calotte, et de manière partie, dans deux phases de relation 1/2. Les fronts d'excavation de la stross seront décalés un diamètre minimum en plante, pour ne pas être déchaussées dans la même section les deux piédroits.

Disposition dans la zone des piédroits de l'étanchement après lequel on disposera le soutènement prévu selon la section type considérée et qui est composé de cintres qui s'adhéreront au reste du profil et de l'application des différentes couches de béton projeté. D'abord on appliquera du béton projeté pour couvrir les cintres. Une fois fini le recouvrement des cintres on disposera de successives couches de béton projeté jusqu'à compléter l'épaisseur totale prévue.

IX.2.B.Soutènement :

À partir de l'analyse effectuée on définit les sections type du soutènement à appliquer le long dutunnel4, la proposition est limitée au moment de refléter des considérations plus pratiques comme celles qui seront données « in situ ». Afin de résoudre cette restriction et que la solution reste du côté de la sécurité on a appliqué des critères basés dans l'expérience à partir de la construction des tunnels et des excavations existantes avec des caractéristiques similaires.

En accord avec cela on propose pour le tunnel 4, 4 types de soutènements. Ensuite on définit les soutènements types du tunnel, classés du plus léger au plus lourd, c'est-à-dire, de ceux qui

seront appliqués dans des tronçons où les conditions géotechniques du terrain permettent plus ou moins quantité d'éléments afin d'assurer le soutènement correct du tunnel.

IX.2.B.(1): Soutènement ST-I :

Il s'agit du soutènement qui sera appliqué dans la partie où les caractéristiques géotechniques du terrain sont plus favorables ($GSI \approx 60$) à exception des zones proches aux portails (section type ST-E).

En incluant l'étanchement de béton projeté, le soutènement incorpore :

- ⊖ 10 cm de béton projeté de 40MPa de résistance à la compression.
- ⊖ 1 Treillis électro soudé 150x150x6 mm
- ⊖ 6 Boulons de 4 m de longueur pour chaque abattage (2,5m)

Dans tous les cas on devra faire attention au moment de procéder à la mise en place du soutènement.

De cette manière l'ordre à suivre serait :

- ⊖ Première couche de béton projeté d'étanchement de 5 cm.
- ⊖ Treillis électro soudé 150x150x6 mm
- ⊖ Boulonnage
- ⊖ Deuxième couche de béton projeté de 5 cm.

Ce même soutènement sera prolongé dans la stross.

IX.2.B.(2): Soutènement ST-II :

Il s'agit du soutènement qui sera appliqué dans la partie où les caractéristiques géotechniques du terrain sont moyennes ($GSI \approx 50$).

En incluant l'étanchement de béton projeté, le soutènement incorpore :

- ⊖ 15 cm de béton projeté de 40MPa de résistance à la compression.
- ⊖ 1 Treillis électro soudé 150x150x6 mm
- ⊖ 8 Boulons de 4 m de longueur pour chaque abattage (2,0m)

Dans tous les cas on devra faire attention au moment de procéder à la mise en place du soutènement. De cette manière l'ordre à suivre serait :

- ⊖ Première couche de béton projeté d'étanchement de 5 cm.
- ⊖ Treillis électro soudé 150x150x6 mm
- ⊖ Boulonnage
- ⊖ Deuxième couche de béton projeté de 10 cm.

Ce même soutènement sera prolongé dans la stross.

IX.2.B.(3): Soutènement ST-F :

Il s'agit du soutènement qui sera appliqué dans la partie où les caractéristiques géotechniques du terrain sont très mauvaises (Failles).

En incluant l'étanchement de béton projeté, le soutènement incorpore :

- ⊖ Voute parapluie de tuyaux métalliques (39 unités de 9m) avec géométrie tronconique ($\approx 7^\circ$).
- ⊖ 46 cm de béton projeté de 40MPa de résistance à la compression.
- ⊖ 2 Treillis électro soudé 150x150x6 mm
- ⊖ Cintres d'acier HEB-160 de rayon variable (de 5,85m au 6,60m)

Dans tous les cas on devra faire attention au moment de procéder à la mise en place du soutènement.

De cette manière l'ordre à suivre serait :

- ⊖ Couche de béton projeté d'étanchement de 5 cm sur le front de taille.
- ⊖ Parapluie de micropieux chaque 6m.
- ⊖ Première couche de béton projeté d'étanchement de 10 cm.
- ⊖ Treillis électro soudé 150x150x6 mm
- ⊖ Cintres HEB-160
- ⊖ Deuxième couche de béton projeté de 16 cm (remplissage du cintre).
- ⊖ Treillis électro soudé 150x150x6 mm
- ⊖ Troisième couche de béton projeté de 20 cm.

Ce même soutènement sera prolongé dans la stross (sans voute parapluie).

IX.2.B.(4): Soutènement ST-E :

Il s'agit du soutènement qui sera appliqué au début et à la fin du tunnel creusé, proches aux embouchures.

En incluant l'étanchement de béton projeté, le soutènement incorpore :

- ⊖ Parapluie de micropieux (39 unités de 9m) avec géométrie tronconique ($\approx 7^\circ$).
- ⊖ 60 cm de béton projeté de 40MPa de résistance à la compression.
- ⊖ 2 Treillis électro soudé 150x150x6 mm
- ⊖ Cintres d'acier HEB-240

Dans tous les cas on devra faire attention au moment de procéder à la mise en place du soutènement. De cette manière l'ordre à suivre serait :

- ⊖ Couche de béton projeté d'étanchement de 5 cm sur le front de taille.
- ⊖ Parapluie de micropieux chaque 6m.

- ⊖ Première couche de béton projeté d'étanchement de 10 cm.
- ⊖ Treillis électro soudé 150x150x6 mm
- ⊖ Cintres HEB-240
- ⊖ Deuxième couche de béton projeté de 30 cm (remplissage du cintre).
- ⊖ Treillis électro soudé 150x150x6 mm
- ⊖ Troisième couche de béton projeté de 20 cm.

Ce même soutènement sera prolongé dans la stross (sans voute parapluie).

IX.2.C. Revêtement :

Afin de dimensionner le revêtement, nous devons prendre en compte le poids du revêtement la pression exercée par le sol et des effets de l'action sismique sur le tunnel affectant.

La section de tunnel incorpore un revêtement final de 40 cm de béton type RN27.

De manière préalable entre le soutènement et le revêtement on disposera d'un système d'étanchéité comprenant 2 cm de béton projeté de granulométrie 0/8 mm, une membrane de géotextile non tissé en polypropylène de 500 gr/m² et une géomembrane imperméable de PVC de 2 mm soudée thermiquement.

On considère une pression homogène et perpendiculaire au revêtement variable, entre 0MPa (si le soutènement provisoire prend toute la charge du massif rocheuse) et de 0.2MPa (si après certain temps le soutènement provisoire transmet une partie de la charge au revêtement).

L'action sismique à prendre en compte dans les calculs est définie dans la RPOA2008.

L'action sismique peut être considérée pour les déformations ou déplacements imposés à l'ouvrage par les mouvements différentiels du sol résultant de la propagation des ondes. Les déformations et déplacements peuvent être calculés en évaluant le mouvement sismique en champ libre à la profondeur de l'ouvrage et ne tenant en compte de l'interaction développée entre le terrain encaissant et l'ouvrage.

Pour définir l'action sismique il faut classifier le milieu hôte et le coefficient d'accélération de la zone :

Type de site	Coefficient d'accélération
S1	0.25

Prenant en compte la fréquence prépondérante des accélérations (f_a), la longueur d'onde est de 156m (selon l'Annexe C de la RPOA2008). Donc, il faudra prévoir des joints circonférentiels tous les 40m, pour réduire au maximum les efforts de compression, traction et flexion sur le revêtement.

Séparation des joints circonférentiels : 40m

Epaisseur minimum pour garantir un mouvement relatif de 1,84cm.

Sous l'effet de la propagation verticale des ondes de cisaillement d'un séisme, le procès d'ovalisation (ou distorsion) dans le plan de la section droite peu se produire.

Prenant en compte la vitesse apparente de propagation du séisme rapport a la vitesse de propagation des ondes de cisaillement, la distorsion maximale dans un tunnel profond et roche relativement homogène est :

$$7,4E-6 < v_{\max} = (V0/Vs) < 2,13E-7$$

Une fois déterminé les efforts impliqués dans la conception du revêtement, on peut conclure que on doit disposer l'armature minimale nécessaire, consistant $\text{Ø}10/0.15\text{m}$ dans la section constante et $\text{Ø}12/0.15\text{m}$ dans la section variable.

X. Conclusion :

On conclut, en utilisant la méthode de Bieniawski, qui repose sur le calcul d'un paramètre « RMR », et d'autres méthode de calcul des paramètres géotechnique sachant que les recommandations de l'AFTES.

D'après cette caractérisation, on a déduit la méthode à appliquer pour la conception du tunnel ainsi que le choix de soutènement et le temps de tenus moyen de l'excavation sans soutènement.

Chapitre IV :
Modélisation numérique des sections
représentatives du tunnel

I. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons modéliser la section de portail nord du tunnel, en adoptant le logiciel PLAXIS 2D, la méthode selon laquelle le logiciel fonctionne est la méthode des éléments finis MEF.

Pour qu'on puisse faire tous les calculs du projet, on doit lui saisir toutes les données du projet sachant que les paramètres géotechniques de la roche et de la structure (tunnel et soutènement) qui sont présentées ci-dessous.

II. Modèle de Mohr-coulomb :

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Le poids volumique, les caractéristiques d'élasticité (E : module d'élasticité et ν le coefficient de Poisson) et les caractéristiques de résistance (c et ϕ respectivement, la cohésion et l'angle de frottement). Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction. Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de « couper » ces contraintes de traction (tension cut-off) ou de les diminuer (tensile strength).

III. Modélisation des phases d'un tunnel avec Plaxis $\Sigma M_{stage} < 1$:

Il y a différentes méthodes décrites dans la littérature pour l'analyse de tunnels construits selon la « NATM » (nouvelle méthode autrichienne pour la réalisation de tunnels). L'une d'elles s'appelle méthode β , mais auteur sont présenté des méthodes semblables sous d'autres noms. L'idée est que les contraintes initiales p_k agissant autour de la zone où le tunnel va être construit sont divisées en une partie $(1-\beta)p_k$ qui est appliquée au tunnel sans soutènement et une partie $\beta*p_k$ appliquée au tunnel avec soutènement. La valeur de β est une valeur empirique qui, entre autres choses dépend du rapport entre la longueur de tunnel non soutenue et le diamètre équivalent du tunnel. Des suggestions quant à cette valeur peuvent être trouvées dans la littérature. Schikora K et Fink T, [1982].

Dans PLAXIS, au lieu d'entrer une valeur de β , on peut utiliser l'option de construction par étapes avec une valeur finale pour ΣM_{stage} réduite. En fait, en désactivant les couches de sol dans le tunnel, il apparaît une force initiale qui n'est pas équilibrée, cette force est comparable à p_k .

Au début du calcul de la construction par étapes, quand ΣM_{stage} vaut zéro, cette force est pleinement appliquée au maillage actif et elle diminuera pas à pas jusqu'à zéro avec un accroissement simultané de ΣM_{stage} pour obtenir la valeur de 1,0. La valeur de ΣM_{stage} est

alors comparable à $1 - \beta$. Pour permettre la seconde étape de la méthode β , le niveau ultime de ΣM_{stage} devrait être limité à la valeur $1 - \beta$ pendant la phase de désactivation des couches de sol à l'intérieur du tunnel.

Les étapes de calcul sont résumées comme suit :

1. Génération du champ de contraintes initiales et application de charges extérieures éventuelles avant la construction du tunnel.
2. Désactivation des couches de sol à l'intérieur du tunnel sans activation du soutènement du tunnel et application de ΣM_{stage} jusqu'à une valeur égale à $1 - \beta$.
3. Activation du soutènement du tunnel.

V. Présentation de la procédure de simulation :

V.1. Caractéristiques géométriques du massif :

Le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb a été choisi pour la simulation de notre projet. Il sera modélisé par un modèle géométrique 2D. Il mesure 68 m de largeur sur 92 m de hauteur. Ce modèle est présenté sur [figure (IV.01)].

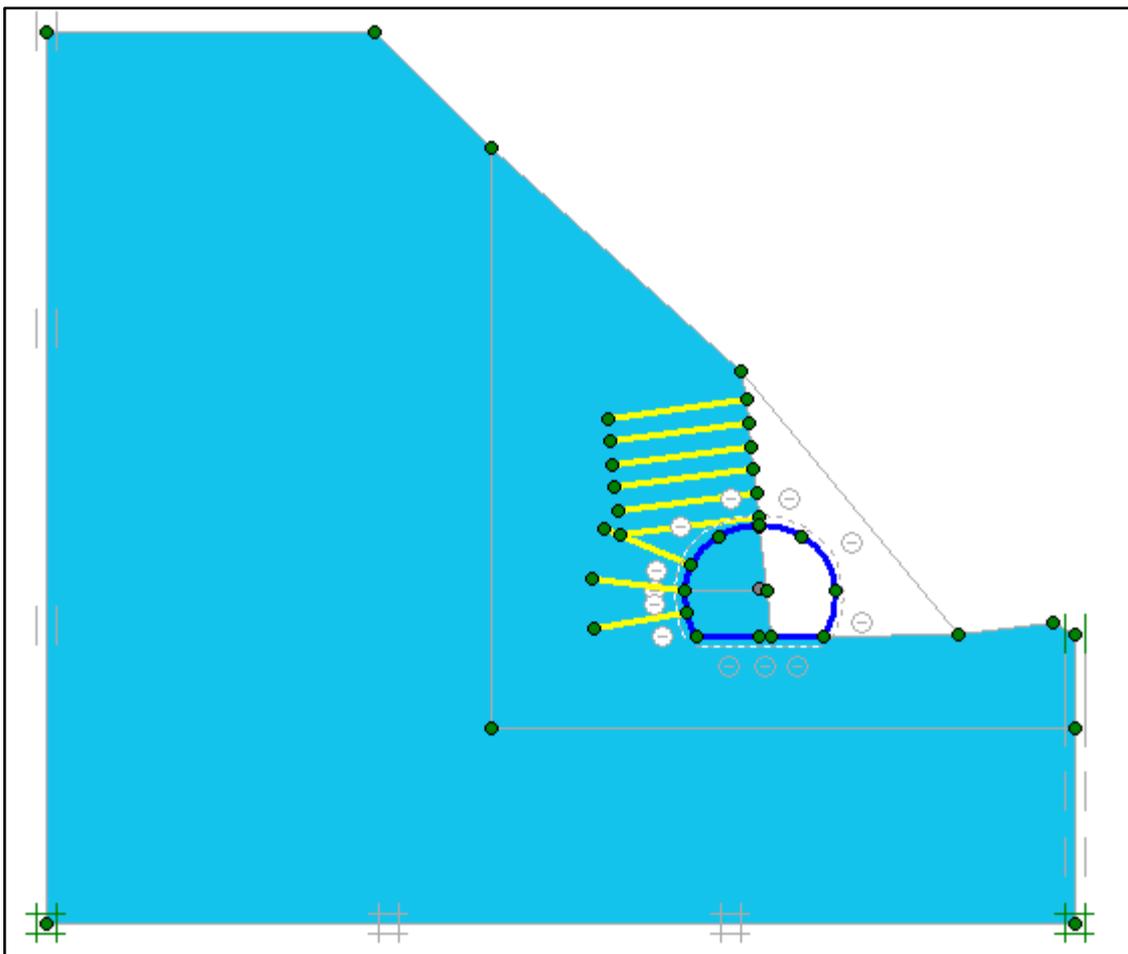


Figure (IV.01) : La coupe transversale du massif. [Boîte de dialogue PLAXIS 2D Tunnel].

V.2. Caractéristiques géotechniques du massif :

Les caractéristiques prises en compte pour la modélisation par Plaxis sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau (IV.01) : Paramètres de calcul géotechniques.

Unité	γ_h [KN/m ³]	C [KN/m ²]	φ [°]	E[KN/m ²]
Roche	26	325	40	$3.35.10^6$

V.3. Caractéristique de soutènement du tunnel :

Les caractéristiques retenues pour le soutènement de ce tronçon du tunnel sont d'écrite dans le tableau suivant :

Tableau (IV.02) : Paramètres de calcul du soutènement.

Unité	EA [KN/m]	EI[KN.m ² /m]	d [m]	W[KN/m/ml]	ν
Soutènement	$2,226.10^6$	$2,365.10^4$	0,36	27,8	0,2

V.4. Caractéristique des boulons d'ancrage :

Les caractéristiques des boulons d'ancrage pour le soutènement de la falaise ainsi que les boulons radieux de soutènement de front de taille sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau (IV.03) : Paramètres de calcul des clous.

Unité	EA [KN/m]	NP [KN/m]
Soutènement falaise	$112,6.10^3$	173,0
Tunnel	$112,6.10^3$	77,0

V.5. Condition aux limites :

Pour tenir compte de l'évolution des déplacements en fonction de la profondeur et minimiser l'influence des conditions aux limites, le fond du modèle numérique est bloqué dans les trois directions (X, Y et Z), en utilisant la fonction « Standard Fixities ».

V.6. Génération de maille :

Lorsque le modèle de géométrie est complet, le modèle d'éléments finis (ou maillage) peut être généré. Plaxis permet une procédure de génération de maillage entièrement automatique, dans laquelle la géométrie est divisée en éléments du type élément de base et éléments structurels compatibles, le cas échéant. la génération maillage tient pleinement compte de la position des points et de lignes dans le modèle de la géométrie, de telle sorte que la position exacte des couches, des charges et des structures est prise en compte dans le maillage d'éléments finis, Le processus de génération est basé sur un principe de triangulation robuste

qui recherche des triangles optimisés et qui résulte en un maillage non structuré.

Les maillages non structurés sont formés à partir de motifs réguliers d'éléments. La performance numérique de ces mailles, cependant, est généralement meilleure que les maillages structurés avec des rangées régulières d'éléments. En plus de la génération de maillage lui-même, une transformation des données d'entrée (propriétés, conditions aux limites, des ensembles matériels, etc.) à partir du modèle géométrique (points, des lignes et des grappes) au maillage d'éléments finis (éléments, les nœuds et les points de tension) est fait.

Dans ce cas, un modèle de déformation plane et maille avec des éléments triangulaires de 6 nœuds a été développé [Figure (IV.02)].

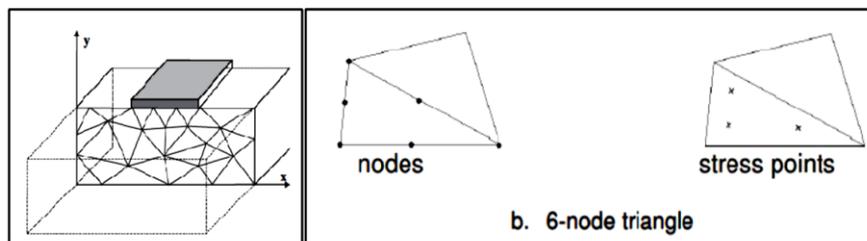


Figure (IV.02) : Modèle de déformation plane et maille avec éléments triangulaires.

V.7. Condition initiale :

Dans notre modèle la nappe phréatique est absente donc nous n'avons pas de l'eau, la pression interstitielle sera nulle, donc la contrainte totale égale à la contrainte effective.

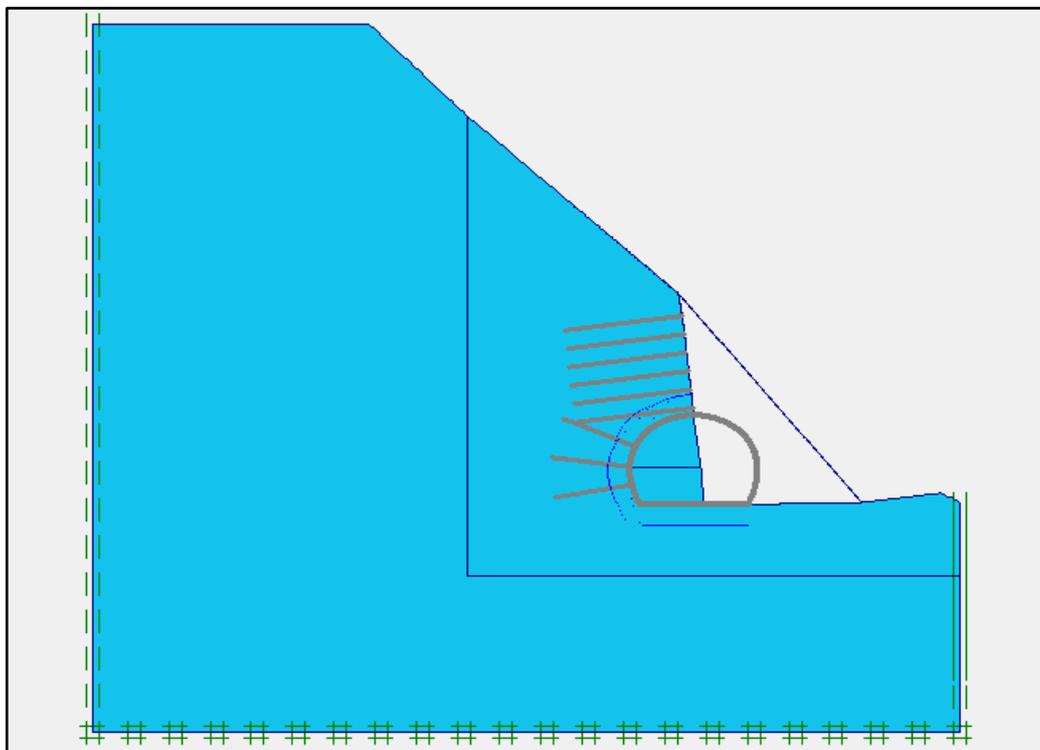


Figure (IV.03) : Conditions hydrauliques. [Boîte de dialogue PLAXIS 2D Tunnel].

Et à condition de la géométrie inclinée les contraintes initiales ont été générées par erreur, elles peuvent être réinitialisées en entrant la procédure K0, en entrant une valeur $\Sigma M_{weight}=0$.

VI. Procédure constructive :

V.1. Soutènement de la falaise :

Avant de l'excavation on doit installer un soutènement sur la falaise pour éviter le risque de rupture de la roche ou de glissement des blocs dans le sens des discontinuités.

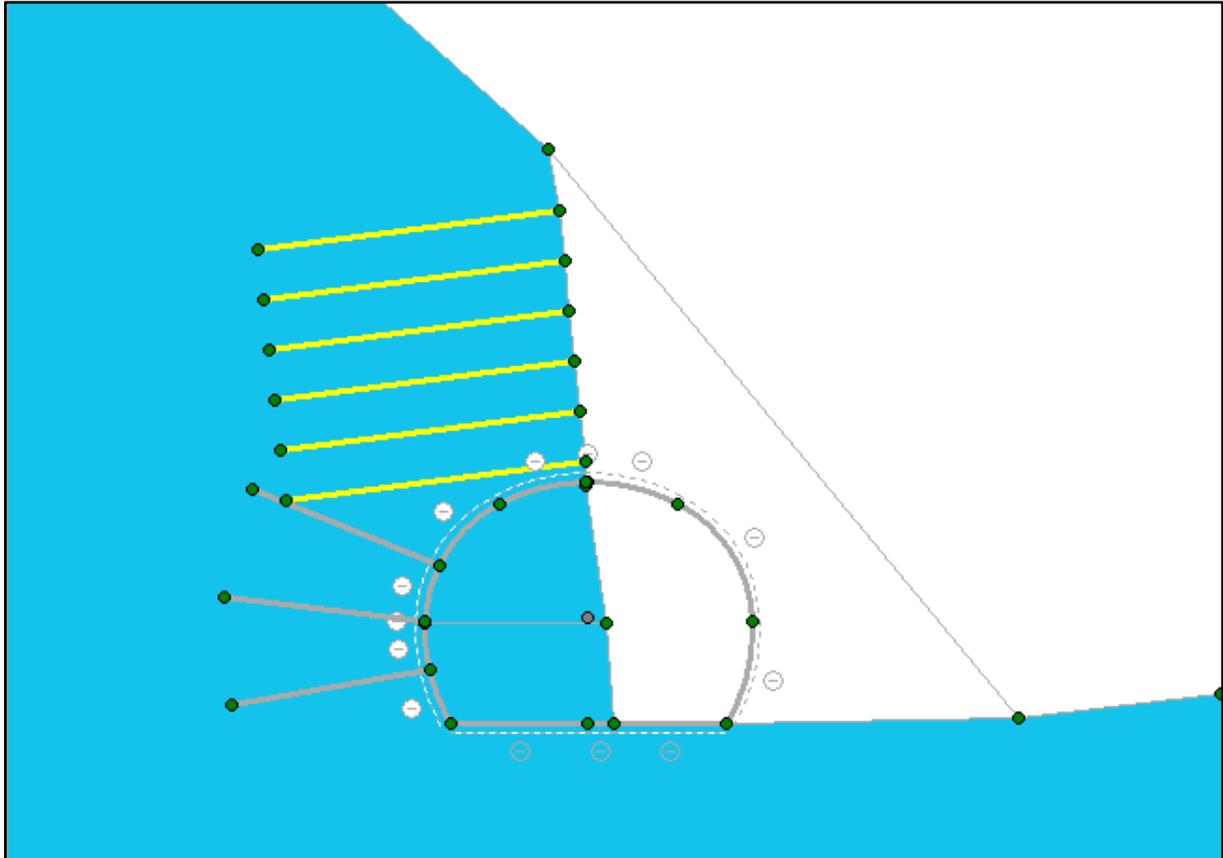


Figure (IV.04) : Présentation de soutènement, [boîte de dialogue PLAXIS 2D Tunnel].

V.2. Excavation de la calotte :

La calotte des portails présente une hauteur maximale de 5,5 mètres. L'excavation sera réalisée avec abattages de 0,75 mètres.

L'excavation de la calotte sera modélisée en deux cas avec un taux de confinement différencié :

- Taux de confinement 30%.
- Taux de confinement 70%.

Le taux de confinement sera appliqué avec la modélisation par Plaxis ΣM_{stage} .

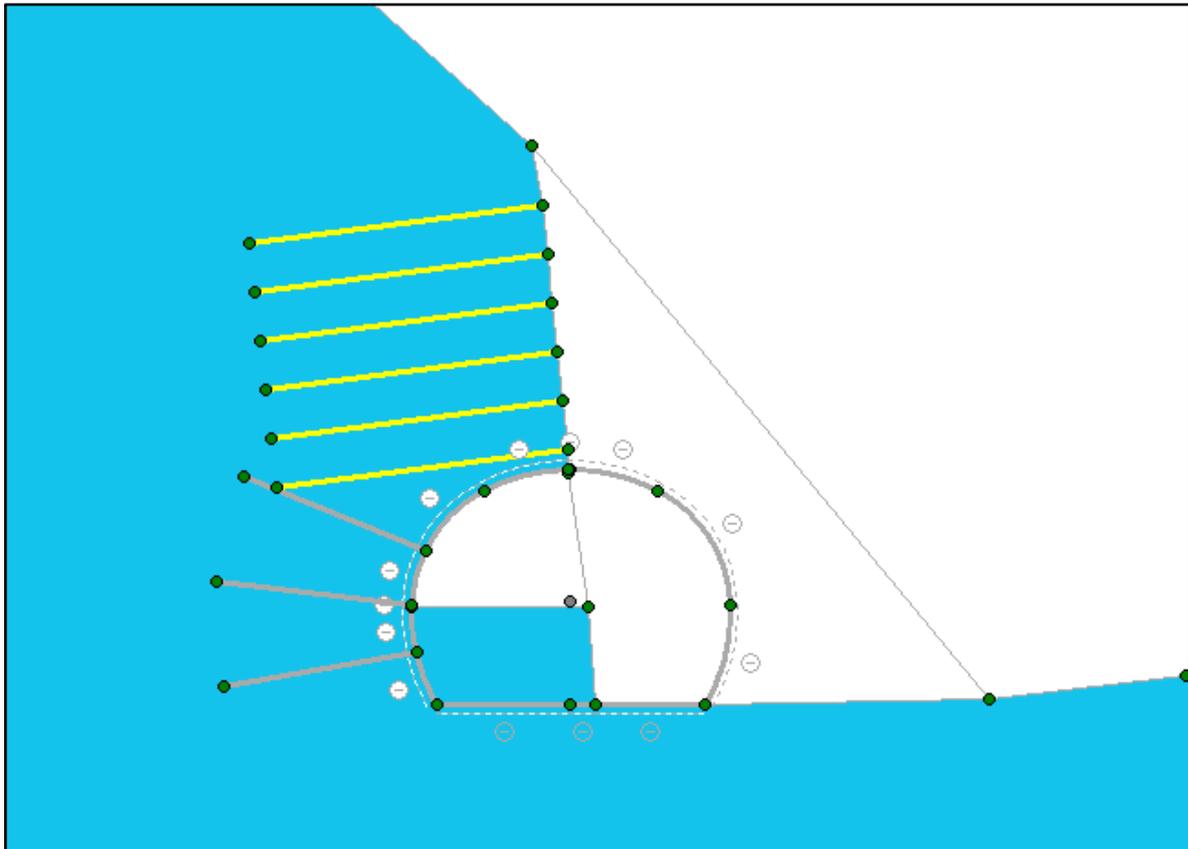


Figure (IV.05) : Excavation de la calotte, [boîte de dialogue PLAXIS 2D Tunnel].

V.3. Soutènement de la calotte :

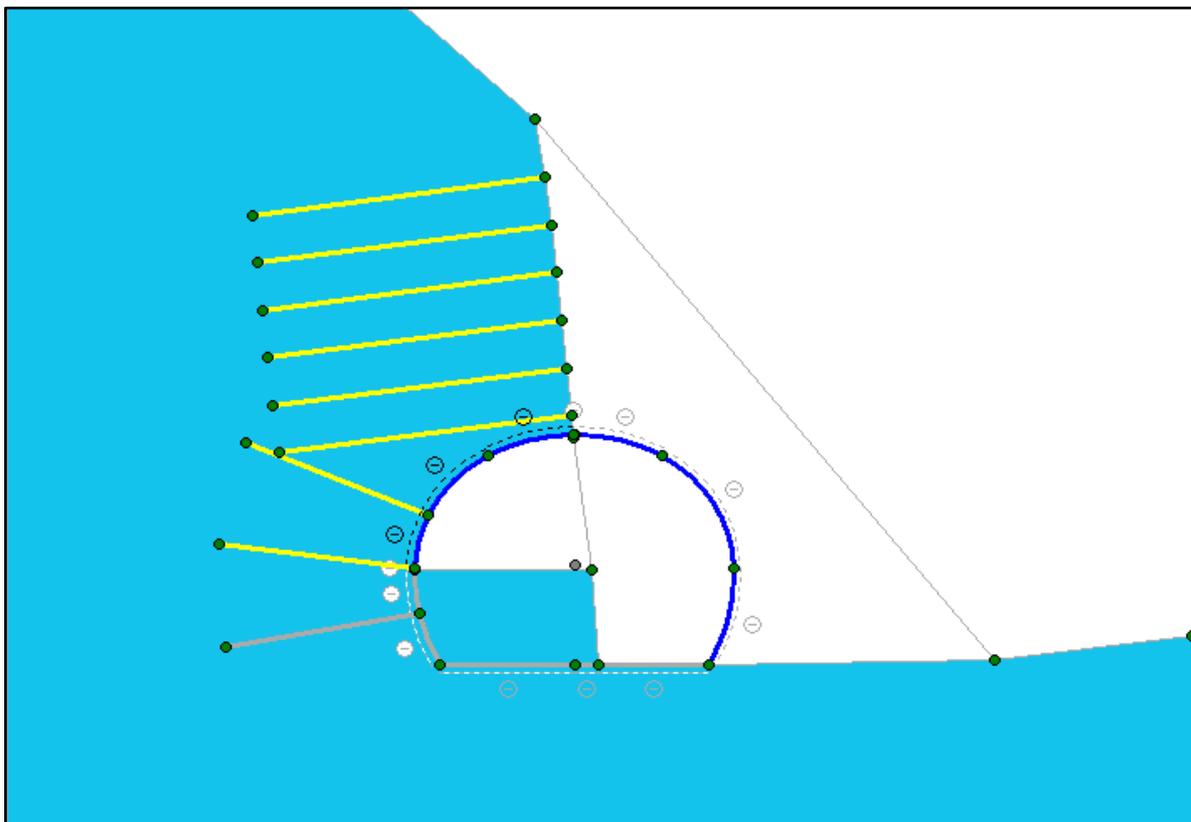


Figure (IV.06) : Soutènement de la calotte, [boîte de dialogue PLAXIS 2D Tunnel].

Dans cette phase de modélisation on active le soutènement de la calotte avec une valeur de $\Sigma M_{stage} = 1$, et en deux phase à partir les deux phases de l'excavation.

- ⊖ Soutènement de la calotte 70%.
- ⊖ Soutènement de la calotte 30%.

V.4. Excavation de la stross :

La stross des portails présente une hauteur maximale de 4,0 mètres. L'excavation sera réalisée avec abattages de 0,75 mètres.

L'excavation de la stross sera modélée en deux cas comme la précédente excavation de la calotte :

- ⊖ Taux de confinement 30%.
- ⊖ Taux de confinement 70%.

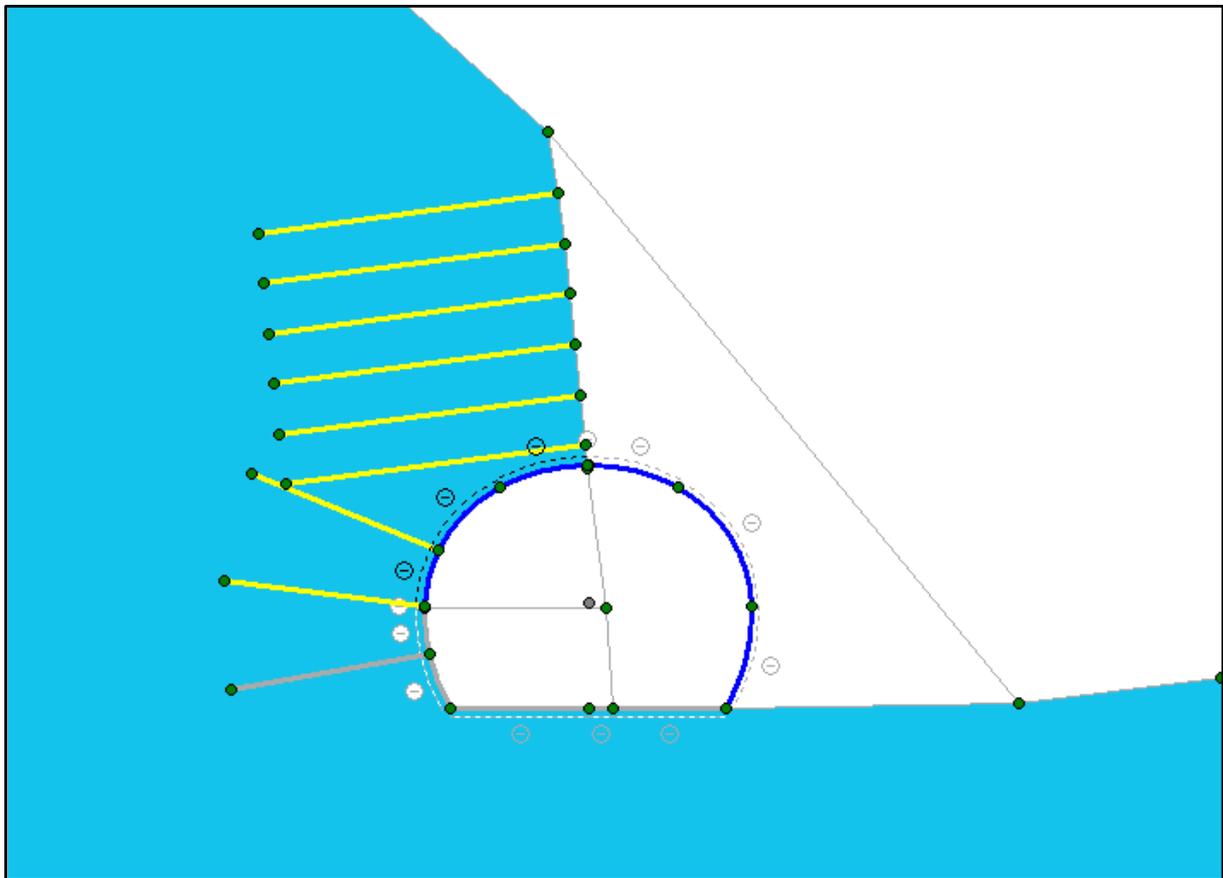


Figure (IV.07) : Excavation de la stross, [boite de dialogue PLAXIS 2D Tunnel].

V.5. Soutènement de la stross :

Dans cette phase de modélisation on active le soutènement de la stross avec une valeur de $\Sigma M_{stage} = 1$, et en deux phases à partir les deux phases de l'excavation.

- ⊖ Soutènement de la stross 70%.
- ⊖ Soutènement de la stross 30%.

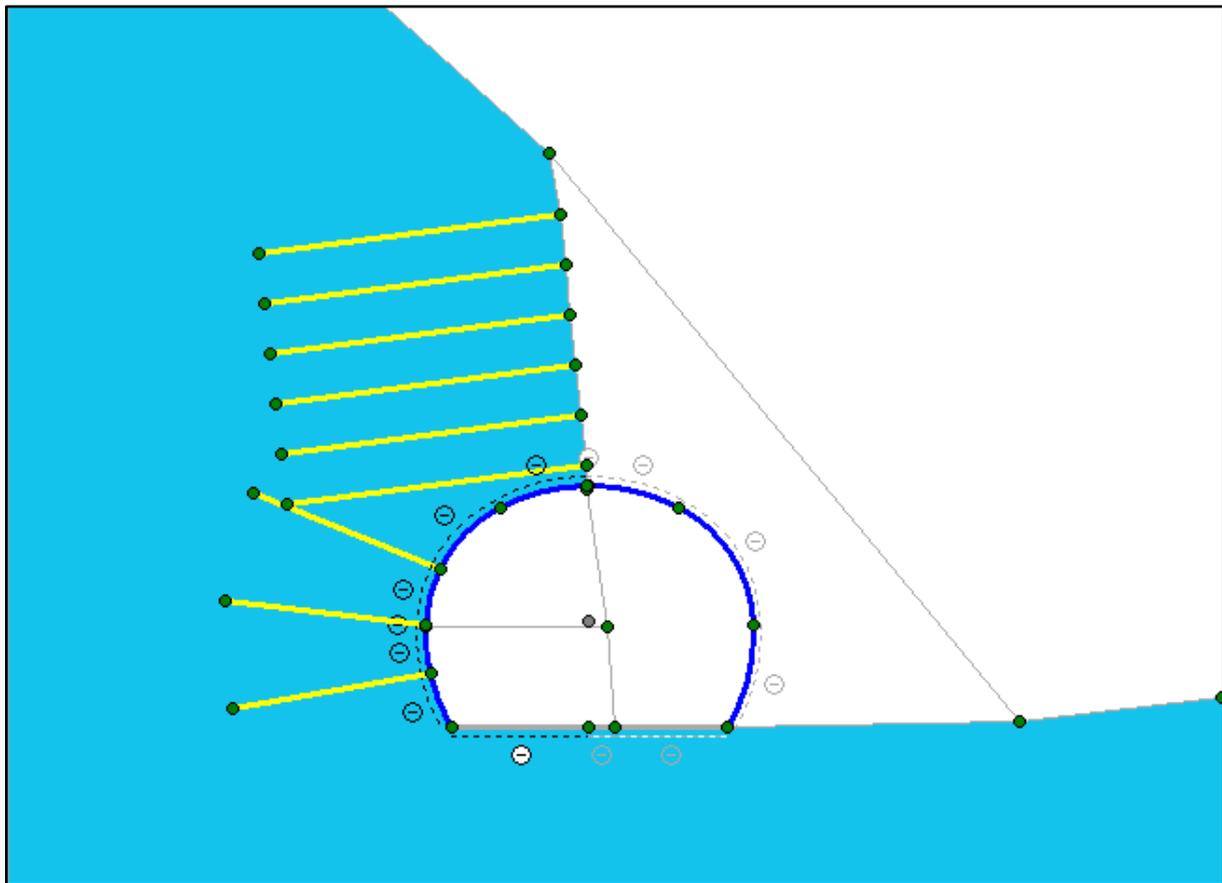


Figure (IV.08) : Soutènement de la stross, [boîte de dialogue PLAXIS 2D Tunnel].

Remarque :

Les deux phases d’excavation, calotte et stross, ont été modélisées avec deux taux de confinement du terrain différents (taux du 30% et du 70%), les valeurs limites de l’instrumentation ont été déterminées avec les cas plus défavorable des taux de confinement.

VI. Résultats obtenus pour le modèle :

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input
Initial phase	0	0	N/A	N/A
✓ activation de poids	1	0	Plastic	Total multipliers
✓ soutènement falaise	2	1	Plastic	Staged construction
✓ excavation de la calotte 70%	3	2	Plastic	Staged construction
✓ soutènement de la calotte 30%	4	3	Plastic	Staged construction
✓ excavation de la calotte 30%	5	2	Plastic	Staged construction
✓ soutènement de la calotte 70%	6	5	Plastic	Staged construction
✓ excavation stross 70%	7	4	Plastic	Staged construction
✓ soutènement stross 30%	8	7	Plastic	Staged construction
✓ excavation stross 30%	9	6	Plastic	Staged construction
✓ soutènement stross 70%	10	9	Plastic	Staged construction

Figure (IV.09) : Phases de calcul, [boîte de dialogue Plaxis 2D tunnel]

VI.1. Soutènement de la falaise :

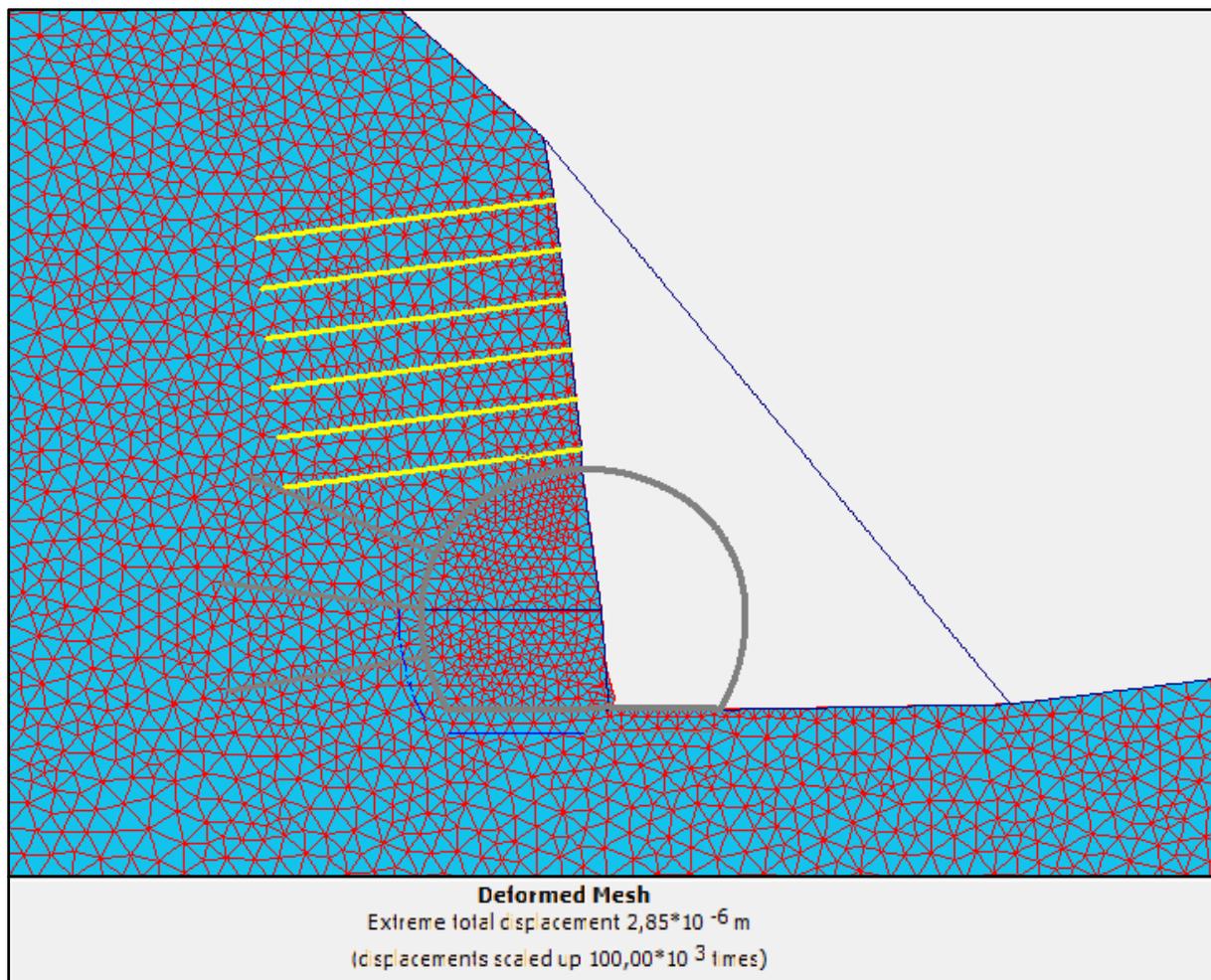


Figure (IV.10) : Déplacement total après le soutènement de la falaise.

Interprétation :

Après avoir activé le soutènement de la falaise qui donné un déplacement presque nul. Cela signifie que le massif rocheux été stable et le soutènement de la falaise ne support aucune charge.

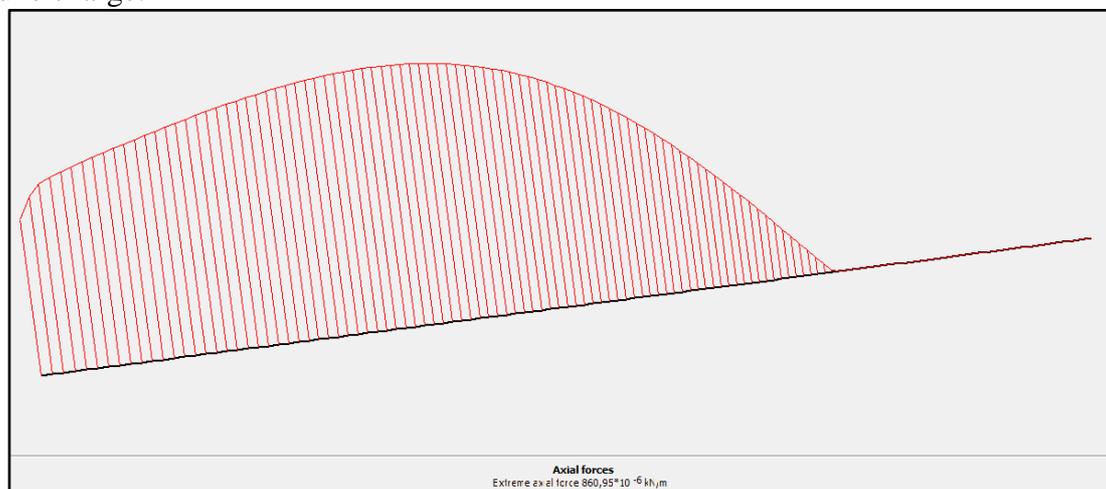


Figure (IV.11) : Effort axial en clou après le soutènement de la falaise.

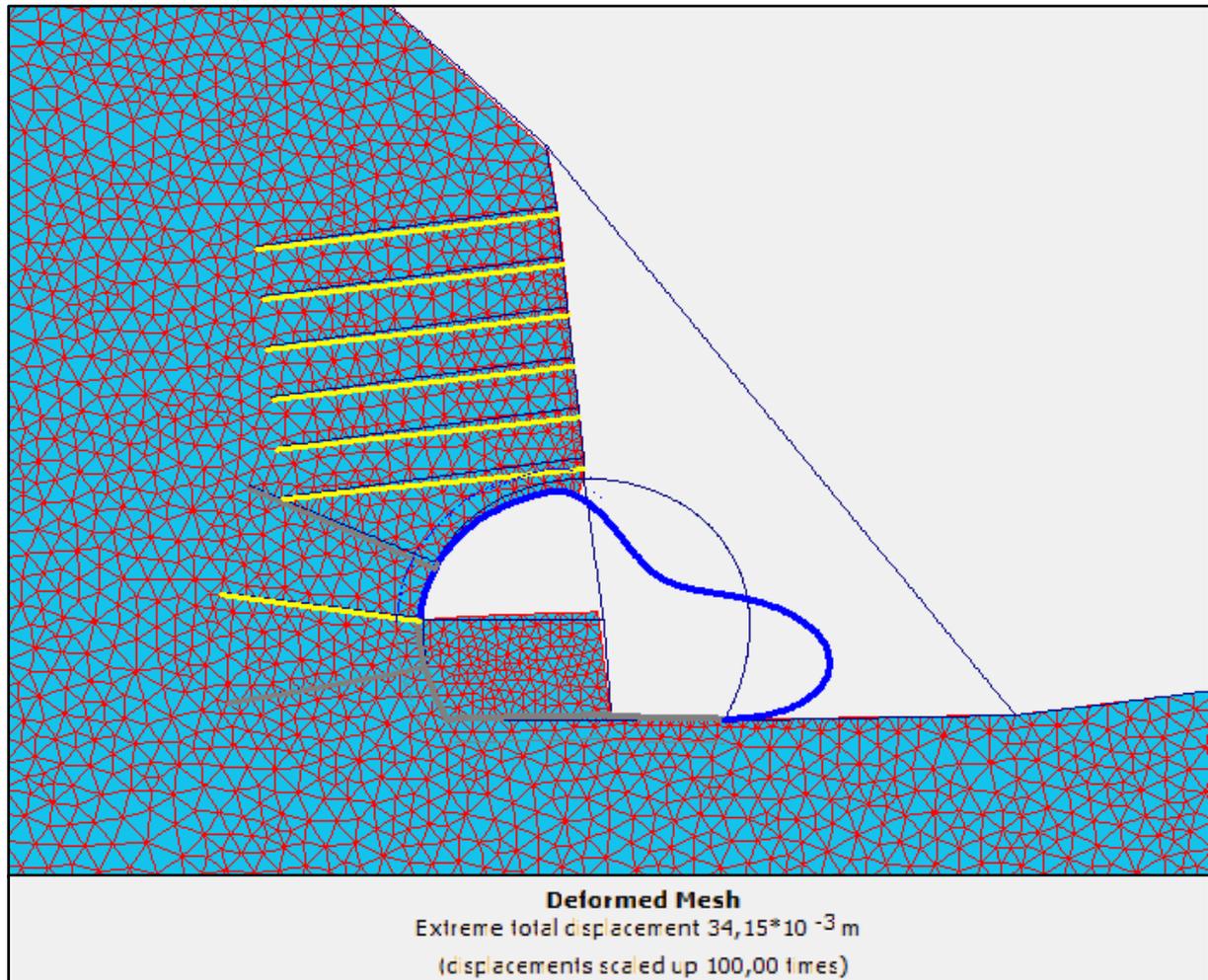
VI.2. Soutènement de la calotte :**VI.2.A. Taux de confinement 30% :**

Figure (IV.12) : Déplacement total après le soutènement de la calotte 30%.

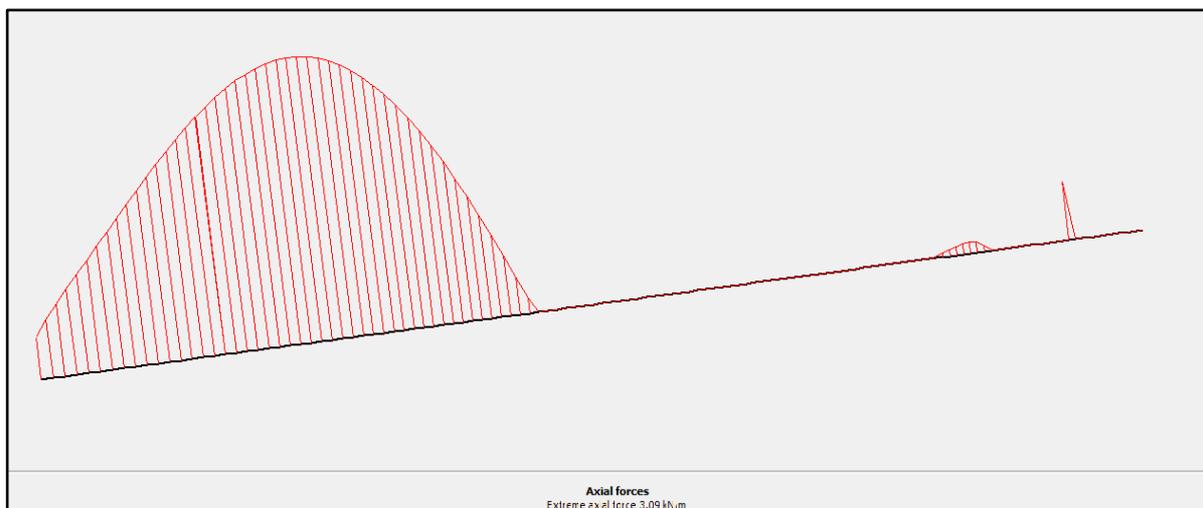


Figure (IV.13) : Effort axial en clou après le soutènement de la calotte 30%.

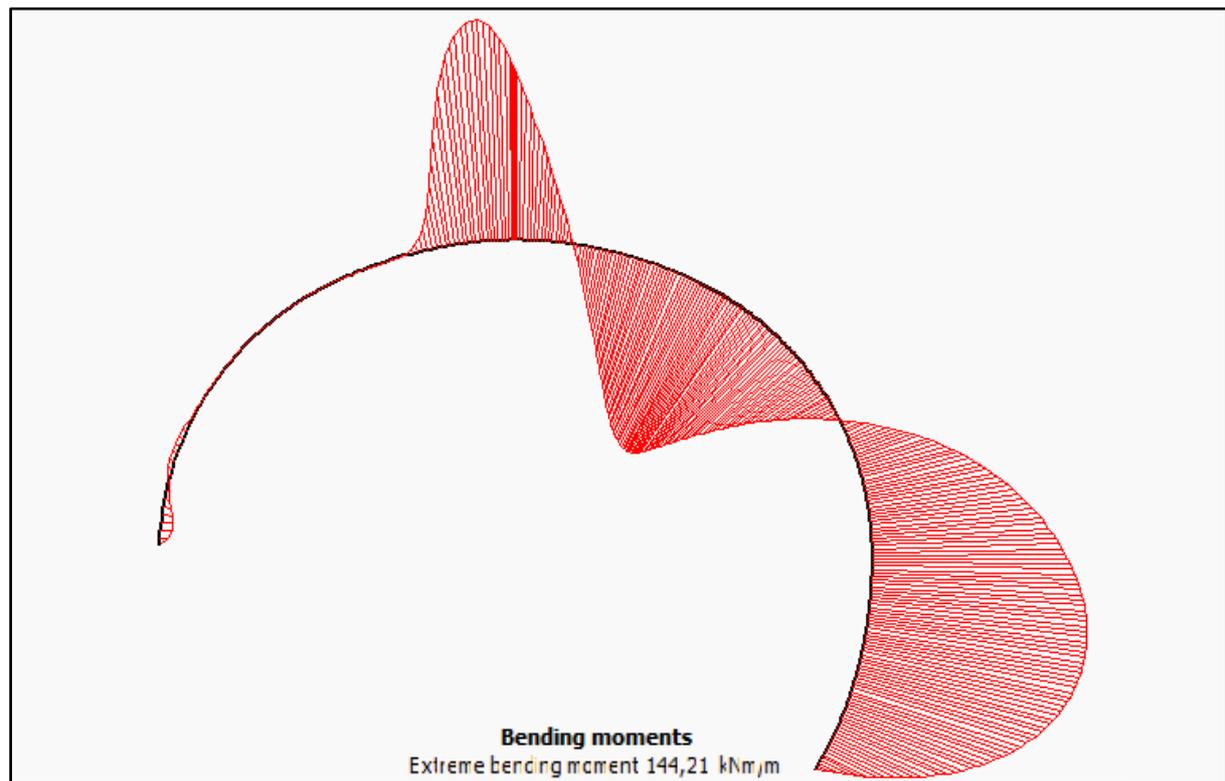


Figure (IV.14) : Moment maximal après le soutènement de la calotte 30%.

VI.2.B. Taux de confinement 70% :

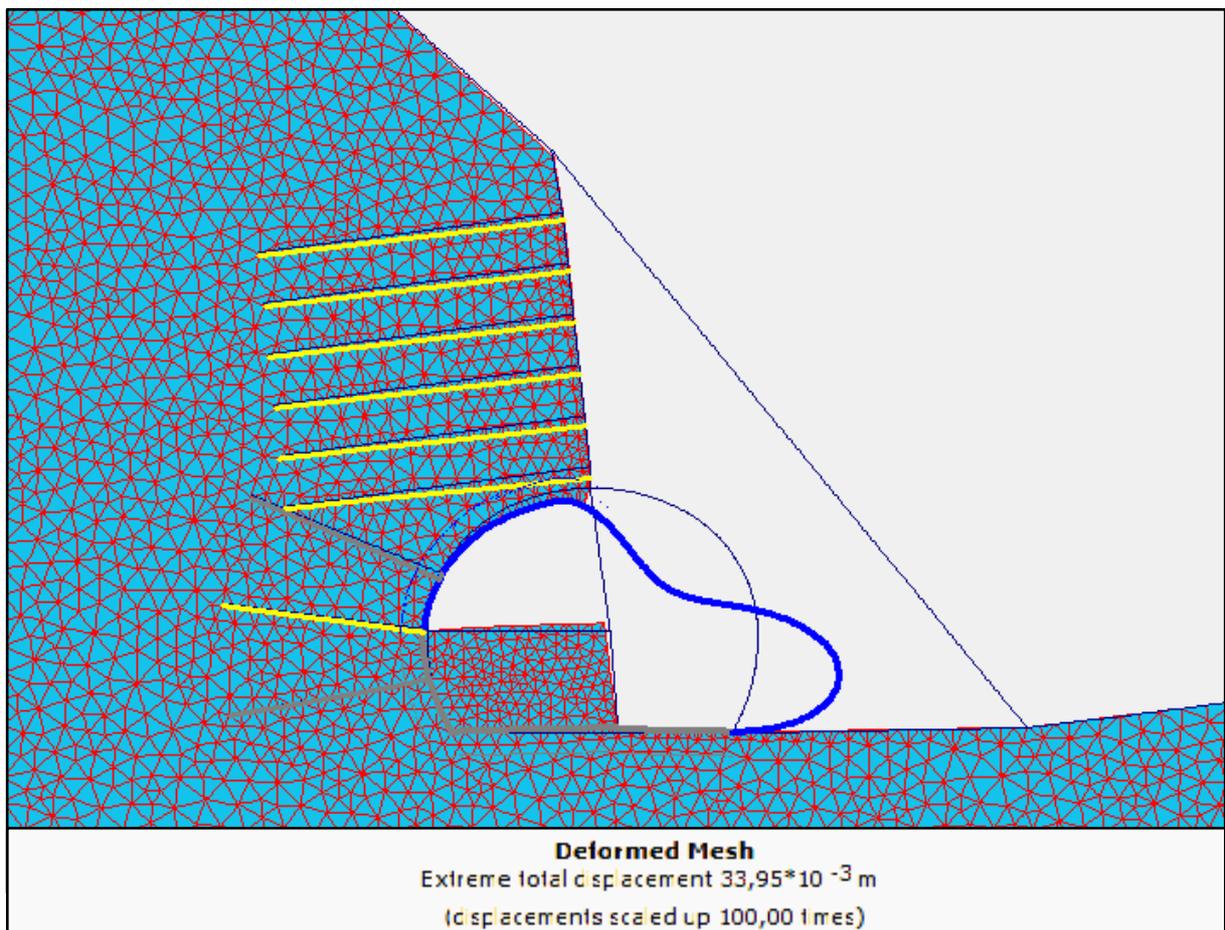


Figure (IV.15) : Déplacement total après le soutènement de la calotte 70%.

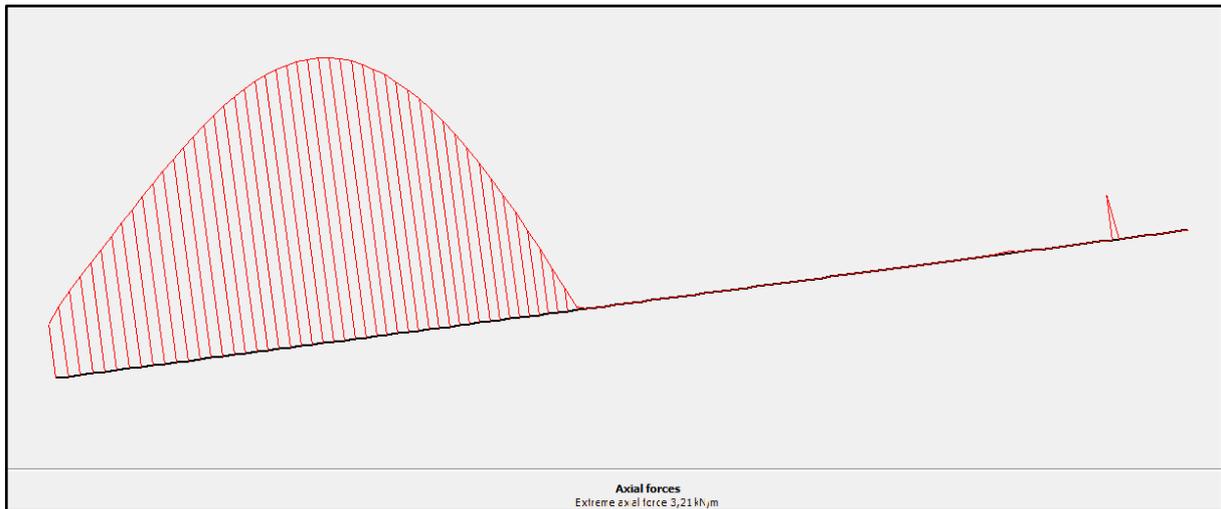


Figure (IV.16) : Effort axial en clou après le soutènement de la calotte 70%.

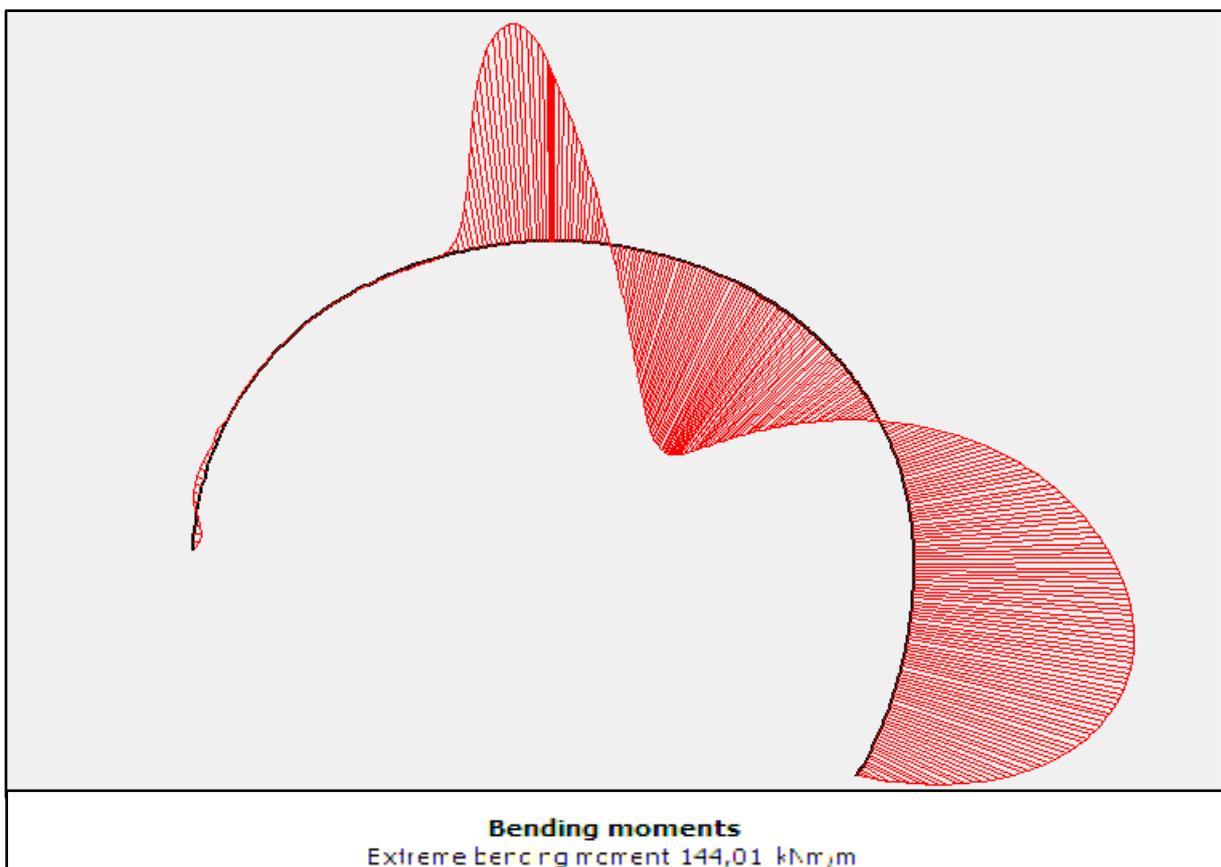


Figure (IV.17) : Moment maximal après le soutènement de la calotte 70%.

Interprétation :

L'excavation du 5.5m d'hauteur de la calotte avec un taux de confinement de 70%, puis l'activation de soutènement de tunnel appliqué par un taux de confinement de 30%, ainsi que les boulons radiaux, ont donné un déplacement total égal à 34,15 mm au niveau de soutènement de la calotte, ce dernier support un moment maximal de 144,21 KN/m.

En deuxième cas, en appliquant le taux de confinement de 70% au soutènement de la calotte qui donné un déplacement total égal à 33.95 mm avec un moment maximal de 144 KN.

On remarque que le taux de confinement peut déminué le déplacement au soutènement ainsi que le moment maximal exercé. Cette diminution est négligeable monté que on a une zone élastique.

On remarque aussi que l'effort axial au niveau des clous du soutènement de la falaise est augmenté après l'excavation.

VI.3. Soutènement de la stross :

VI.3.A. Taux de confinement 30% :

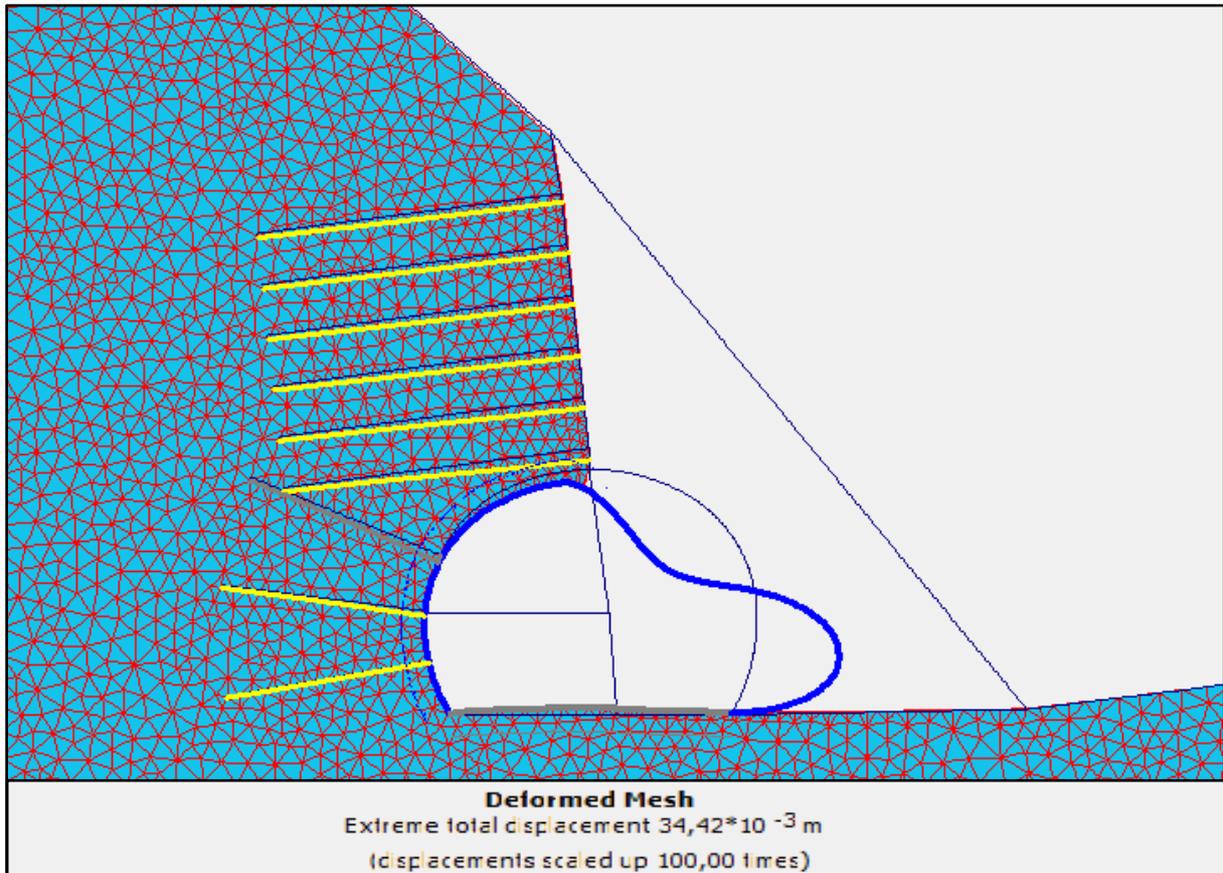


Figure (IV.18) : Déplacement total après le soutènement de la stross 30%.

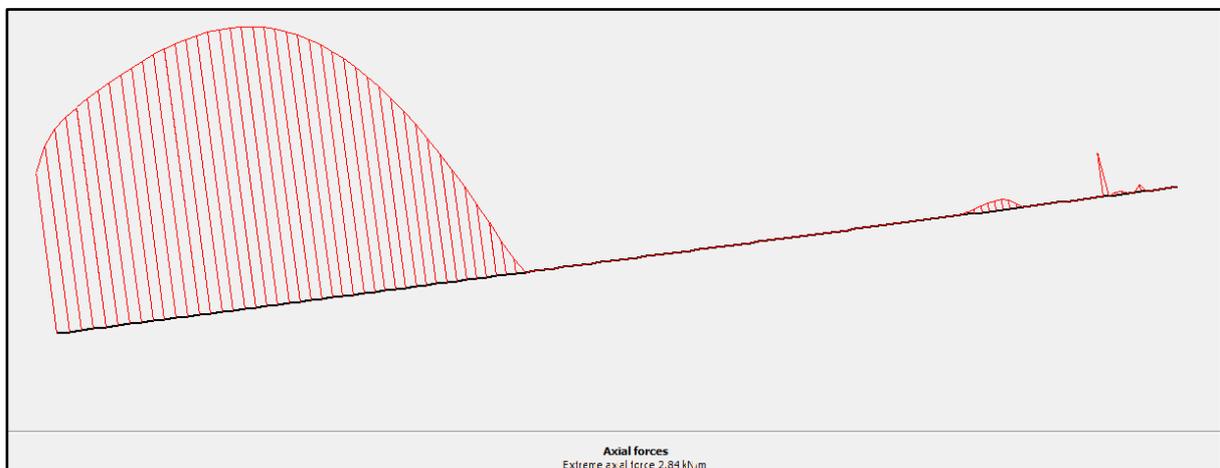


Figure (IV.19) : Effort axial en clou, après le soutènement de la stross 30%.

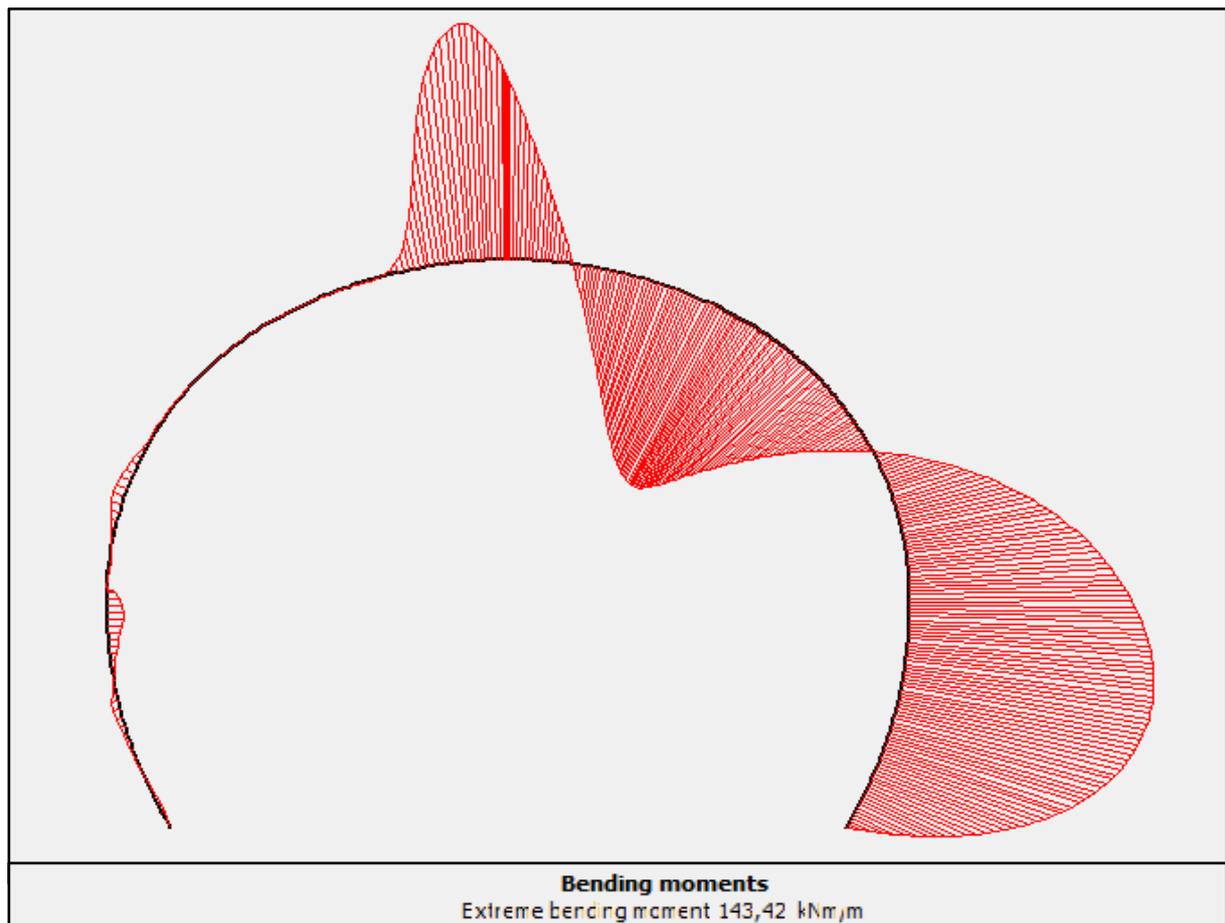


Figure (IV.20) : Moment maximal après le soutènement de la stross 30%.

VI.3.B. Taux de confinement 70% :

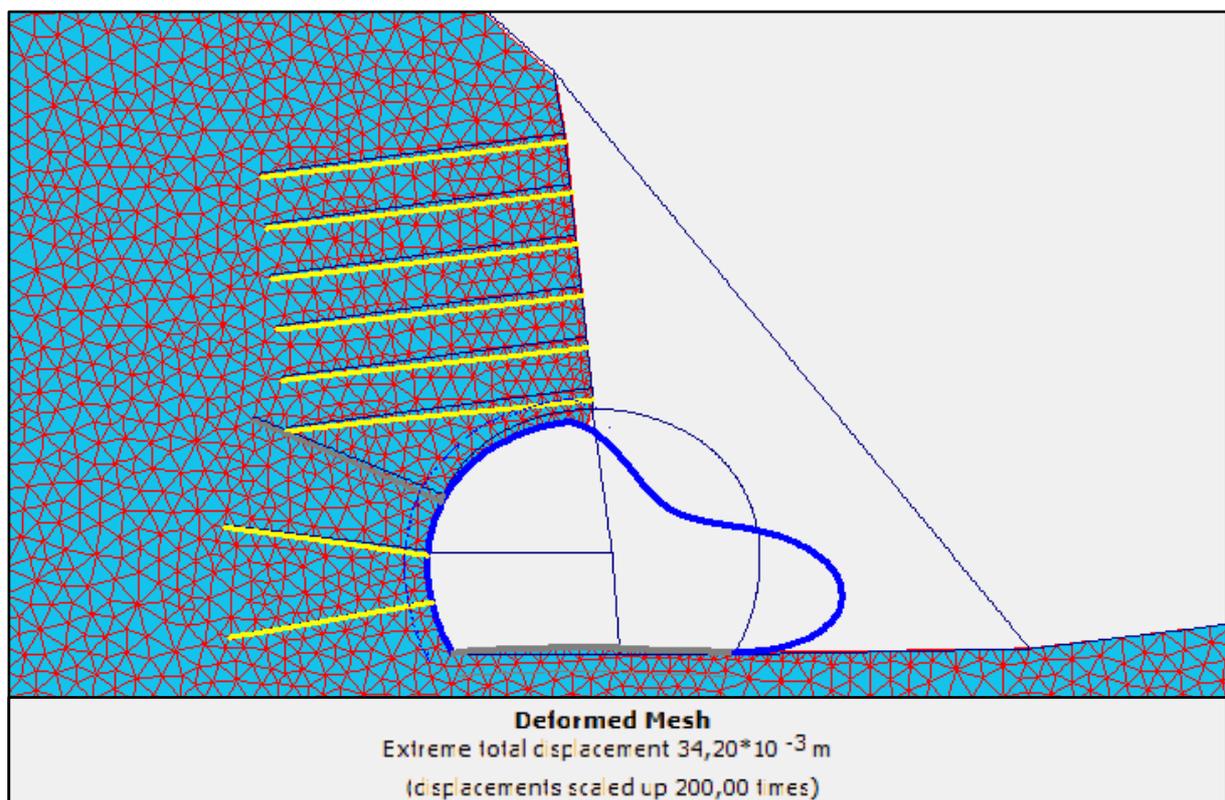


Figure (IV.21) : Déplacement total après le soutènement de la stross 70%.

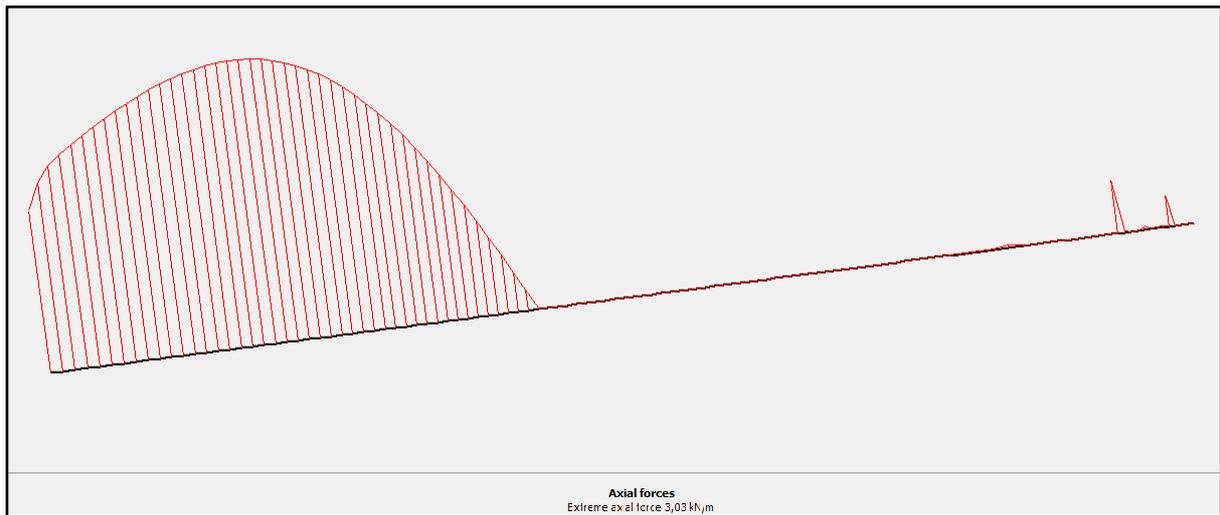


Figure (IV.22) : Effort axial en clou après le soutènement de la stross 70%.

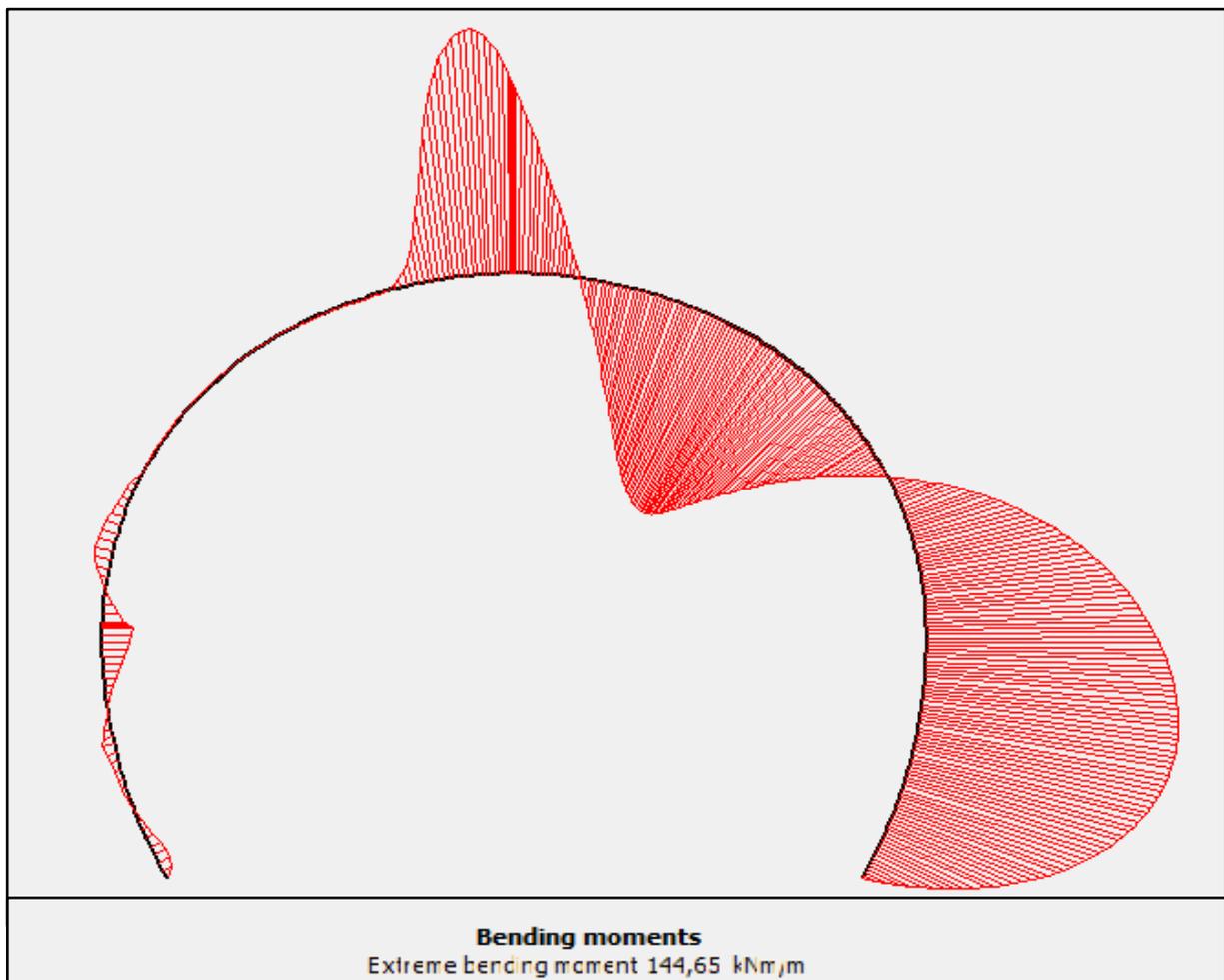


Figure (IV.23) : Moment maximal après le soutènement de la stross 70%.

Interprétation :

L'excavation du 4m d'hauteur de la stross avec un taux de confinement de 70%, puis l'activation de soutènement de tunnel appliqué par un taux de confinement de 30%, ainsi que les boulons radiaux, ont donné un déplacement total égal à 34,42 mm au niveau de soutènement de la stross, ce dernier support un moment maximal de 143,42 KN/m.

En deuxième cas, en appliquant le taux de confinement de 70% au soutènement de la stross qui donné un déplacement total égal à 34,20 mm avec un moment maximal de 144,65 KN.

On remarque que le taux de confinement peu déminué le déplacement au soutènement ainsi que le moment maximal exercé. Cette diminution est négligeable monté que on a une zone élastique.

On remarque aussi que l'effort axial au niveau des clous du soutènement de la falaise est augmenté après l'excavation.

VII. Etude des paramètres :

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction. Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de « couper » ces contraintes de traction (tension cut-off) ou de les diminuer (tensile strength).

Dans cette partie on étudie de couper la contrainte de traction a une valeur de 60 kpa. Après de 30 kpa et enfin on prendre une valeur nulle de traction.

Après l'excavation de la calotte avec un taux de confinement de 70%, puis l'activation de soutènement ont donné les résultats suivants.

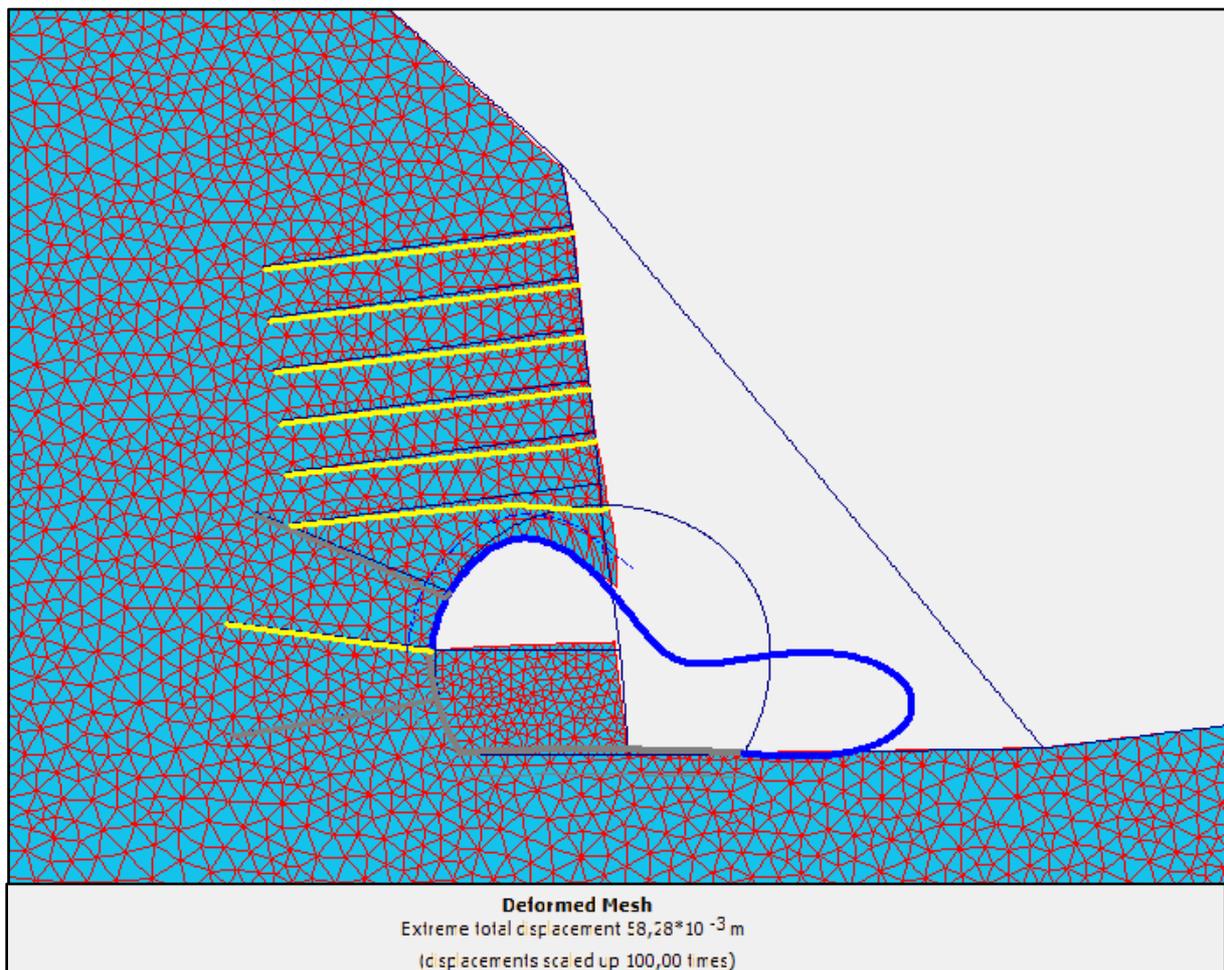


Figure (IV.24) : Déplacement total après le soutènement de la calotte 30%.

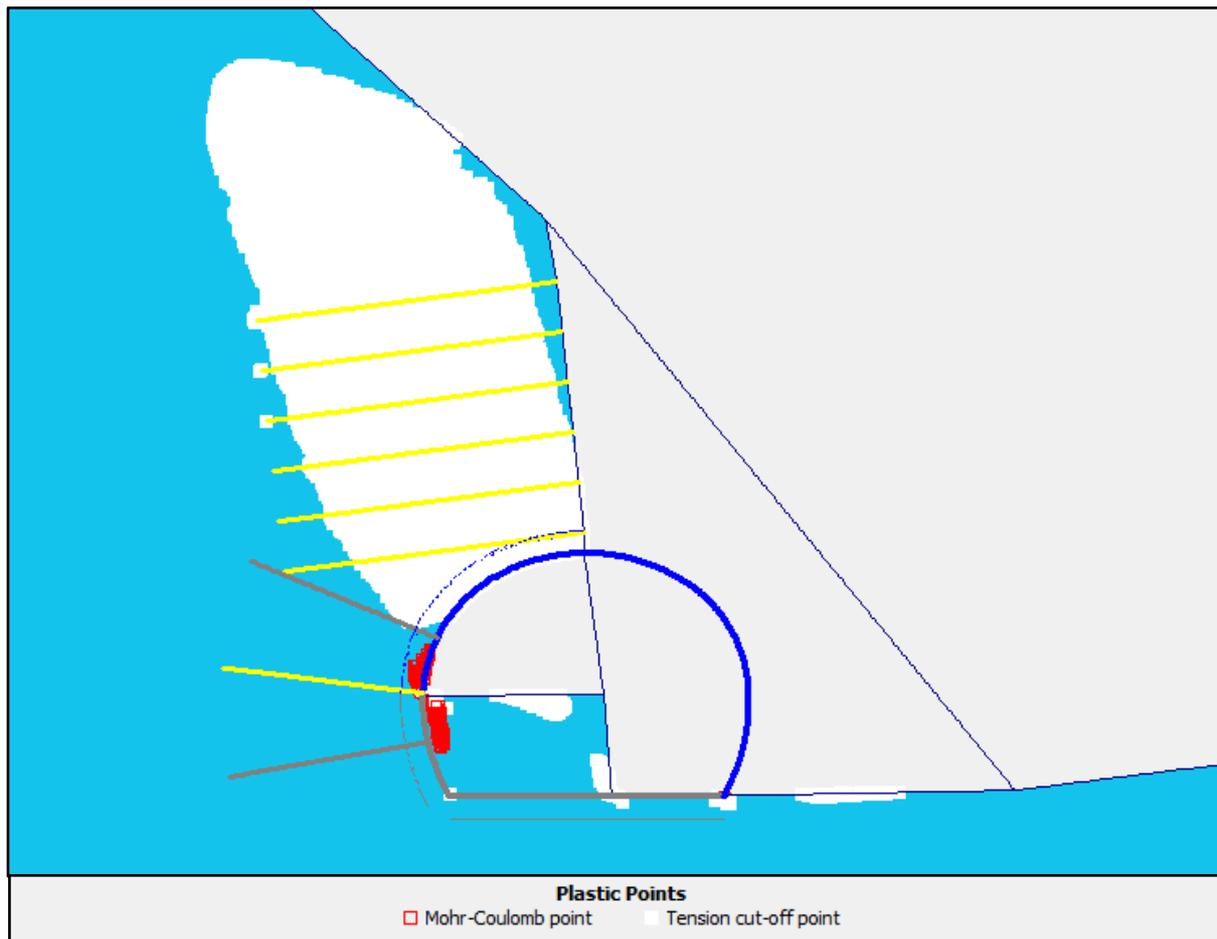


Figure (IV.25) : Présentation des points plastic a l'effet de la traction.

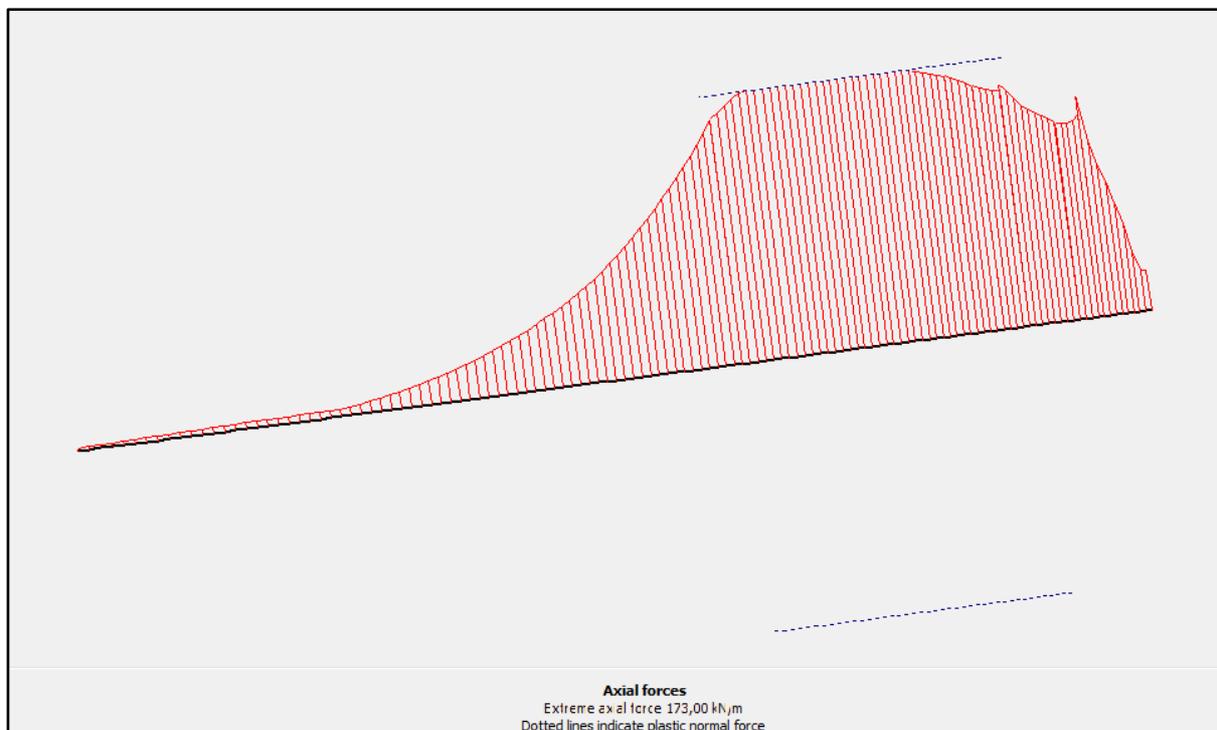


Figure (IV.26) : Effort axial en clou.

Interprétation :

Pour une limite de traction de 60 kpa et pour une limite de traction de 30 kpa les déplacements totaux sera augmenté qui montre que l'influence de la traction est prendre en compte. Ainsi que l'effort axial en clou de soutènement de la falaise a dépassé la valeur limite de boulons d'ancrage.

Mais pour une traction nulle, le calcul ne s'exécute pas donc même en l'état initial le model il est instable.

Plus cette étude, on étudie l'influence de la cohésion et l'angle de frottement, le changement de déplacement est négligeable, qui montre que nous avons dans le comportement élastique.

Donc on remarque que l'influence de la cohésion et l'angle de frottement relativement à la résistance de la tension ils sont négligeables.

Tableau (IV.04) : Déplacement total après le soutènement de la calotte 30%.

Paramètre	Cohésion			Angle de frottement			Valeur de traction		
	-10% (292,5)	325	+10% (357,5)	35	40	45	30	M-C 387,32	60
Déplacement total (mm)	34,75	34,15	33,69	33,57	34,15	34,84	89,33	34,15	58,28

VIII. Conclusion :

On a pu établir dans cette dernière partie de notre travail, par le biais du programme PLAXIS 2D Tunnel, le modèle correspondant au tunnel faisant objet de notre étude. On constate la complexité de la géométrie (tunnel non circulaire) et les conditions difficiles du massif.

Donc on conclut que le taux de confinement a une influence sur les résultats numériques. Sa détermination nécessite un calage sur les mesures in situ.

L'étude de paramètre de traction montre que la valeur de la limite de traction à une grande influence sur le comportement du tunnel.

Les déplacements restent limités, ce qui confirme l'efficacité et le bon choix du type de soutènement adopté et la méthode d'excavation NATM. Donc les déformations enregistrées ne présentent pas de risques sur l'ensemble ouvrage massif. Les phases introduites peuvent alors être projetées.

Conclusion générale :

L'étude menée dans le cadre de ce travail nous a permis d'aborder un problème complexe qui est le calcul et le dimensionnement du soutènement d'un tunnel routier. La présente étude est basée sur les données du tunnel routier 4 de Kherrata. En effet, l'étude d'un tunnel touche plusieurs domaines du génie civil, parmi eux on retrouve l'intervention de la mécanique des sols, la mécanique des roches, la géologie, l'hydrogéologie, la topographie, le béton armé, la construction métallique, la résistance des matériaux. Ce qui a donné naissance à plusieurs méthodes et modèles de calcul définissant chaque situation.

Nous avons traité dans ce travail : des connaissances et définitions, des modes de constructions et de creusement, surtout l'objet de notre accentuation, les différentes méthodes de près soutènements, pré dimensionnement, afin de préconiser un soutènement adéquat, le dimensionnement de tronçon qu'on a choisi nécessitent un soutènement (cintres associés au béton projeté avec les boulons radiaux).

Par le biais du logiciel PLAXIS 2D les déplacements restent limités, ce qui confirme l'efficacité et le bon choix du type de soutènement adopté et la méthode d'excavation NATM. Donc les déformations enregistrées ne présentent pas de risques sur l'ensemble ouvrage massif. Les phases introduites peuvent alors être projetées.

Cette étude numérique à l'aide du logiciel Plaxis a montré que la valeur de la limite de traction à une grande influence sur le comportement du tunnel.

De l'effet du paramètre de traction montre qu'il faut faire un soutènement de la falaise supérieure à l'excavation pour augmenter la résistance à la traction du massif rocheux et éviter l'ouverture des discontinuités naturelles sous l'effet du taux de décompression de l'excavation du tunnel.

Références

AFTES, groupe de travail 7 [1993]. « Texte des recommandations relatives au choix d'un type de soutènement en galerie ».

AFTES, groupe de travail 7 [2002]. Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains.

Bieniawski Z T, [1989]. « Engineering Rock Mass Classification», A WILEY-Interscience Publication.

Bouvard Lecoanet, G.Colombet F.Estuelle, [1992]. «Ouvrages Souterrains, Conception – Réalisation – Entretien.», 1ere et 2eme Edition, Presses de l'Ecole des Ponts et Chaussées.

Idris Jamal [23 Octobre 2007]. « Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains – Méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique», thèse de doctorat de l'université NANCY - INPL.

Ihcene Lamri, [2008]. « Etude du comportement d'un sol cohérent sous chargement monotonique et cyclique », Mémoire Magister de l'université 20 AOÛT 1995 – SKIKDA.

Jean-Pierre JANIN [2012]. Tunnels en milieu urbain : Prévisions des tassements avec prise en compte des effets de pré-soutènements (renforcement du front de taille et voûte parapluie). PhD Thésis. Lyon, France : INSA de Lyon.

Kitchah Fethi, [28 Juin 2012]. « Etude numérique de la stabilité d'une section du Tunnel T4 de l'autoroute Est-Ouest », Mémoire Magister de l'université EL Hadj Lakhdar - Batna.

Lahmadi Azzedine [2006]. « Etude paramétrique de l'interaction entre ouvrages : tunnel – bâtiment – excavation », Mémoire de Magistère de l'université EL Hadj Lakhdar - Batna.

Lunardi et Bindi [2004]. The Evolution of Reinforcement of the Advance Core Using Fibre-Glass Elements. Felsbau, vol. 22, n° 4, pp. 8-19.

Lunardi P [2008]. Design and construction of tunnels e analysis of controlled deformation in rocks and soils (ADECO-RS). Berlin : Springer.

Références

O.Mutlu et C.Ilker [2015]. Travaux d'Aménagement Des Gorges de Kherrata / Lot no.03 : Tunnels sur 260 ML, la méthodologie des tunnels.

Schikora K., Fink T, [1982]. Berechnungs methoden moderner bergmännischer Bauweisen beim U-Bahn-Bau. Bauingenieur, 57, 193-198

Toufik Kheffache [2007]. « Modélisation du creusement d'un tunnel en milieu urbain cas du métro d'Alger », mémoire de Magistère de l'université Abderrahmane Mira – Bejaia.

Annexe A :

Tableau portant sur le critère relatif aux comportements mécaniques

Tableau : Recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction du comportement mécanique de massif.

comportement mécanique	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux		
			Ancrage ponctuel	Ancrage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaque métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
R1	•		•		✕			✕	✕	✕	✕		✕	✕
R2a	•		•		✕			✕	✕	✕	✕		✕	✕
R2b		•	•	•	✕			✕	✕	✕	✕		✕	✕
R3a		•	•	•	✕		•	✕	✕	✕	✕		✕	
R3b		•		•	✕		•		✕	✕	✕			
R4	✕		•	✕		•	•							
R5a	✕		•	✕		•	•	•						
R5b	✕			✕	✕	•	•	•	•	•	•	•		
R6a	✕		✕	✕	✕	Ent	Ent	Ent	Bcl		•	•		
R6b	✕		✕	✕	✕	Ent	Ent	Ent	Bcl	Bcl	•	•		•

Tableau portant sur le critère relatif aux discontinuités

Tableau : Recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités.

Discontinuités (cas où l'excavation est faite à l'explosif avec découpage) 1 - Matériaux rocheux (R1 à R4)			pas de soutènement	béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		tubes préforés	bouchier ou pousse tube	Procédés spéciaux			
					à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			injection	air comprimé	congélation	
Nombre de familles	Orientation	Espacement (1)															
N1			●								X	X	X	X	X	X	
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3	●				X				X	X	X	X	X	X	
N2 N3 ou N4	Quelconque	S1			●		X				X	X	X	X	X	X	
		S2			●	●	X				X	X	X	X	X	X	
		S3		●	Gr	Gr	●	X				X	X			X	X
		S4	X	●	Gr ou Bp	Gr ou Bp		●	●	●	●			X		X	X
		S5	X	●	X			●	●				X		X	X	X
N5			X	●	X		X			●		X	●	X	X	X	

o Sols (R5 et R6) sans objet.

Note : (1) Pour la famille la plus dense.

(2) Scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes.

Tableau portant sur le critère relatif aux discontinuités

Tableau : recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités.

Discontinuités (cas où l'excavation est faite à l'explosif avec découpage) 1 - Matériaux rocheux (R1 à R4)			Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux		
Nombre de familles	Orientation	Espacement (1)			Ancrage ponctuel	Ancrage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaque métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
quelconque N1 à N4	quelconque	S1			•	•	×		•	×	×	×	×	×	×	×
		S2			Gr	Gr	•	•	•	×	×	×	×	×	×	×
		S3	×		•	Gr	Gr	•	•	•	×	×	×	×	×	×
		S4 ou S5	×		•	×	×	•	•	•	×	×	×	×	×	×
N5			×	•	×	×	•	•	•	•	×	×	×	×	×	

o Sols (R5 et R6) sans objet.

Note : (1) Pour la famille la plus dense.

(2) Scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes.

Tableau portant sur le critère relatif aux discontinuités.

Tableau : recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de la valeur des paramètres décrivant les discontinuités.

Discontinuités (cas de l'excavation mécanique) 1 - roche (R1 à R4)			Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	procédés spéciaux		
Nombre de familles	Orientation	Espacement (1)			Ancrage ponctuel	Ancrage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaque métal assemblées	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
N1			•			×					×	×	×	×	×	
N2	Or2 or Or3	S1 à S3	•			×					×	×	×	×	×	
N2 N3 ou N4		S1 S2			•	×					×	×	×	×	×	
		S3			•	•		•			×	×	×	×	×	
		S4			•	Gr	Gr	•	•			×	×	×	×	
N4		S5	×	•	Gr	Gr	•	•	•							
N5			×	•	×	×	•	•	•	•						

Tableau portant sur le critère relatif aux dimensions de la galerie

Tableau B.8: Recommandation de l'AFTES relatives au choix du type du soutènement en fonction de la dimension de la galerie.

Dimension de la galerie	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons				Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ouousse tube	procédés spéciaux		
			Ancrage ponctuel	Ancrage reparti	Barres foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaque en métal assem blées	béton	Injection			Air comprimé	Congélation	
D < 2,50 m			X	X	X		•	•			•				
2,5 m < D < 10 m											(1)				
D > 10 m		•	•	•		X	•				X				

Note : (1) habituellement n'y va pas avec D plus grand que 4m.