

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : Voies et Ouvrages d'Art

Présenté par : BEN CHEGHIB RIADH

Thème : Analyse de la stabilité d'un tunnel renforcé par différents soutènements

Sous la direction de : BENAMARA FATIMA ZOHRA

Juin 2025

Remercient

Avant tout, je remercie Allah de m'avoir accordé la santé, la patience et la force nécessaires pour mener à bien ce projet de fin d'études.

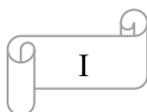
Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à ma famille pour son soutien constant et les nombreux sacrifices consentis afin que je puisse poursuivre mes études dans les meilleures conditions.

Je remercie chaleureusement mon encadrante, Dr Ben Amara Fatima Zohra, pour son accompagnement rigoureux, ses conseils judicieux et son soutien tout au long de l'élaboration de ce travail.

Mes sincères remerciements vont également à M. Zaamouchi Imed, chef de mission du laboratoire central des travaux publics, pour son encadrement, ainsi qu'à l'ingénieur Mohammed Khennouf, dont l'expertise, l'aide scientifique et la compétence dans la modélisation et le calcul de l'ouvrage ont été précieuses.

Je remercie également les membres du jury pour le temps et l'attention qu'ils consacreront à l'évaluation de ce modeste travail.

Enfin, je souhaite remercier du fond du cœur ma famille, mes amis, ainsi que tous les travailleurs de Cosider M48, pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leurs encouragements tout au long de ce parcours.



Dédicace

Je dédie ce travail à
Ma très chère mère, mon très cher père
Mes frères et mes sœurs
Ainsi qu'à toute ma famille et mes amis



Résumé

Ce mémoire de recherche porte sur l'analyse de la stabilité du tunnel ferroviaire d'Oued Fragha, situé sur la ligne ferroviaire de l'Est. L'objectif principal est de concevoir un soutènement fiable et d'évaluer les contraintes sur la structure pendant et après l'excavation. La méthode d'excavation choisie est le creusement mécanique par attaque ponctuelle, qui offre un bon équilibre entre sécurité, efficacité et respect des contraintes géotechniques. Le tunnel est renforcé en utilisant les principes de la Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM), combinant des boulons d'ancrage, des cintres métalliques de type HEB et du béton projeté comme matériau de soutènement principal. Pour vérifier la stabilité du tunnel et la performance du soutènement, une modélisation numérique a été réalisée à l'aide du logiciel PLAXIS 2D (version 8.6), qui utilise la méthode des éléments finis pour calculer les déplacements induits par le creusement. L'analyse des résultats obtenus ont révélé la partie (calotte / stross) la plus critique du tunnel en termes de déformations et de stabilité

Mots clés : Tunnel, stabilité, soutènement, béton projeté, cintres, modélisation

المخلص

يهدف بحث الأطروحة هذا إلى تحليل استقرار نفق واد فراغة للسكك الحديدية، الواقع على خط السكة الحديد الشرقية. الهدف الرئيسي هو تصميم دعائم موثوقة وتقييم الإجهادات على الهيكل أثناء وبعد الحفر. طريقة الحفر المختارة هي الحفر الميكانيكي باستخدام آلة حفر الطرق، والتي توفر توازنًا جيدًا بين السلامة والكفاءة والالتزام بالقيود الجيوتقنية. يتم تدعيم النفق باستخدام مبادئ طريقة الحفر النمساوية الجديدة (NATM)، التي تجمع بين مسامير التثبيت والأقواس الفولاذية من نوع HEB والخرسانة المرشوشة كمادة دعم رئيسية. للتحقق من استقرار النفق وأداء الدعم، تم إجراء نمذجة رقمية باستخدام برنامج PLAXIS 2D (الإصدار 8.6)، الذي يستخدم طريقة العناصر المحدودة لحساب الإزاحات الناتجة عن الحفر. كشف تحليل النتائج عن الجزء الأكثر حرجًا في النفق (القمة/القاعدة) من حيث التشوه والاستقرار.

الكلمات المفتاحية: نفق، استقرار، تدعيم، نمذجة، إطارات معدنية، خرسانة مرشوشة

Abstract

This research thesis focuses on analyzing the stability of the Oued Fragha railway tunnel, located on the Eastern railway line. The main objective is to design reliable support and evaluate the stresses on the structure during and after excavation. The chosen excavation method is mechanical excavation using a roadheader, which offers a good balance between safety, efficiency, and adherence to geotechnical constraints. The tunnel is reinforced using the principles of the New Austrian Tunneling Method (NATM), combining rock bolts, HEB-type steel arches, and shotcrete as the primary support material. To verify the tunnel's stability and the support's performance, numerical modeling was carried out using PLAXIS 2D software (version 8.6), which employs the finite element method to calculate excavation-induced displacements. The analysis of the results revealed the most critical section of the tunnel (crown/invert) in terms of deformation and stability.

Keywords: stability, support system, shotcrete, steel ribs, modeling

SOMMAIRE

	Page
Remerciement	I
Dédicaces	II
Résumé	III
ملخص	IV
Abstract	V
Sommaire	
Liste des figures	VI
Liste des tableaux	XI
Liste des symboles	XVI
Introduction générale	XIX
	01
<i>Chapitre I : Présentations du projet</i>	
I.1 Introduction	02
I.2 Présentation du projet	03
I.3 la ligne minière EST : Annaba- Bouchegouf	03
I.3.1 Présentation du tunnel T2	04
I.3.2 Contexte géologiques	06
I.4 Hydrogéologie et tectonique	07
I.5 Caractérisations sismiques	07
I.6 Paramètre Géomécanique	08
I.7 Paramètre du massif	08
I.8 Conclusion	11
Bibliographie	12
<i>Chapitre II : Les Techniques de creusement du tunnel T2</i>	
II.1 Introduction	13
II.2 Méthodes de construction des tunnels ferroviaires	13
II.2.1 La méthode traditionnelle à l'explosif	14
II.2.2 La méthode par attaque ponctuelle	14
II.2.3 La méthode par prédécoupage mécanique	15
II.2.4 La méthode de creusement NATM	15
II.2.5 Le creusement au bouclier	16
II.3 Les Techniques de creusement du tunnel T2	17

II.3.1 Creusement du tunnel T2 à l'explosif	17
II.3.1.1 Le plan de tir	17
II.3.1.2 La foration	18
II.3.1.3 Chargement de la volée	18
II.3.1.4 Le tir	19
II.3.1.5 La ventilation	19
II.3.1.6 La purge	20
II.3.1.7 Le marinage	20
II.3.1.8 Le gunitage	21
II.3.2 Creusement mécanique du tunnel T2	21
II.3.2.1 Phase 1 : Traitement du massif au front de taille et pré soutènement	23
II.3.2.2 Phase 2 : Creusement de la calotte	23
II.3.2.3 Phase 3 : Creusement de stross	25
II.3.2.4 Phase 4 : creusement de radier	26
II.4 Creusement de la tranchée à ciel ouvert	27
II.4.1 Phasages de réalisation du tranché à ciel ouvert	28
II.5 Conclusion	30
Bibliographie	31

Chapitre III : Les procédés de soutènement et de revêtement du tunnel T2

III.1 Introduction	32
III.2 Type de soutènement	32
III.2.1 le béton projeté	32
III.2.1.1 Techniques de projection	32
III.2.1.1.1 Projection par voie sèche	32
III.2.1.1.2 Projection par voie mouillée	33
III.2.1.2 Avantages du béton projeté	33
III.2.1.3 Composition du béton projeté	33
III.2.1.4 Les applications du béton projeté en travaux souterrains	34
III.2.1.5 Les principaux modes de fonctionnement du béton projeté	34
III.2.1.5.1 Béton projeté utilise comme peau protectrice	34
III.2.1.5.2 Béton projeté utilise comme peau résistante	35
III.2.1.5.3 Béton projeté utilisé comme anneau de structure	35
III.2.1.6 Les étapes d'exécution du béton projeté	35
III.2.1.6.1 Purge des éléments non adhérents ou instables	36

III.2.1.6.2 Nettoyage du support	36
III.2.1.6.3 Humidification du support	36
III.2.1.6.4 Colmatage des venues d'eau	36
III.2.1.6.5 Préparation spécifique selon le type de support	36
III.2.1.7 Le treillis soudé pour béton projeté	37
III.3 Les cintres	38
III.3.1 Types de cintres utilisés dans le projet	38
III.3.1.1 Usage et avantages des cintres	38
III.3.1.2 Avantages des cintres HEB180	39
III.4 Les boulons d'ancrage	39
III.4.1 Les phases d'installation des boulons d'ancrages	40
III.4.1.1 Forage à sec	40
III.4.1.2 Enfilage du boulon et des tuyaux d'injection	41
III.4.1.3 Scellement	41
III.4.1.4 Le soutènement en intrados et extrados du tunnel T2	42
III.5 Le Revêtements	42
III.5.1 Réalisation de revêtement définitif	43
III.5.1.1 Radier et banquettes	43
III.5.2 Étanchéité des revêtements	43
III.5.3 Réalisation du revêtement définitif	44
III.5.4 Ferrailage et coffrage du revêtement définitif de la voûte	44
III.5.5 Réalisation du revêtement définitif	45
III.5.6 Synthèse sur les modes de soutènement	46
III.6 Drainage	46
III.7 Les regards	47
III.8 Conclusion	48
Bibliographie	49

***Chapitre IV : Les méthodes de calcul empiriques t
analytiques du tunnel T2***

IV.1 Introduction	50
IV.2 Les méthodes empiriques	51
IV.2.1 La désignation de la qualité de la roche R.Q. D	51
IV.2.2 Indice de résistance géologiques GSI	52
IV.2.3 Méthode de Bieniawski	53
IV.2.3.1 Classification de Bieniawski des zones (G1, G2, G3 et G4	55

IV.2.3.2 Le choix de soutènement selon Bieniawsk	55
IV.2.3.3 Détermination du soutènement à partir du RMR pour le grès 2	56
IV.2.4 Méthode de N. Barton	57
IV.2.4.1 Le type de soutènement proposé par Barton	60
IV.2.5 Méthode de AFTES	62
IV.2.5.1 comportement mécanique	62
IV.2.5.2 Discontinuité	64
IV.2.5.3 Altérabilité -gonflement de la roche	65
IV.2.5.4 Hydrologie	66
IV.2.5.5 Couverture	67
IV.2.5.6 Dimension	68
IV.2.5.7 Synthèse	68
IV.3 Conclusion sur les méthodes empiriques	69
IV.4 Prédimensionnement du tunnel par la méthode analytique convergence- confinement	69
IV.4.1 Mode de calcul	70
IV.4.2 Calcul de la contrainte initiale	70
IV.5 Calcul de la résistance à la compression du massif du sol	70
IV.6 Vérification du comportement du massif de sol	70
IV.7 La courbe caractéristique du massif sol (la courbe de convergence)	70
IV.8 Calcul du coefficient de butée	70
IV.9 Calcul de la convergence initial	70
IV.10 le déplacement à la fin de la phase élastique	70
IV.11 Calcul de la contrainte radiale la fin de la phase élastique σ_{Re}	71
IV.12 Calcul du rayon plastique	71
IV.13 Calcul du rayon à la fin plastique	71
IV.14 Calcul du déplacement global à la fin de phase plastique	71
IV.15 Calcul de déplacement à la mise du soutènement	71
IV.16 Calcul de la pression admissible dans le soutènement	71
IV.17 Calcul des rigidités et des pressions des soutènements	72
IV.18 Rigidité normale d'une coque cylindrique en béton projet	72
IV.19 Calcul de la pression admissible dans le soutènement	72
IV.20 Calcul de la rigidité des cintres coulissants	73
IV.21 Calcul des pressions admissible dans le cintre P_S^{cintre}	73
IV.22 Calcul de la contrainte de cintre	73

IV.23 Calcul de la rigidité des boulons d'ancrages	73
IV.24 Calcul des pressions admissibles des boulons d'ancrages p_s^{boulons}	73
IV.25 Calcul de la Charge résistante ultime dans le boulon T_{br}	73
IV.26 Calcul de la Charge admissible dans le boulon T_b	73
IV.27 Calcul de : Raideur de l'ensemble des soutènements / Revêtements	73
IV.28 : Pression maximale des admissible de l'ensemble des soutènements / revêtements	73
IV.29 La courbe convergence confinement	74
Bibliographie	74

Chapitre V : Modélisation numérique du tunnel ferroviaire

T2 avec Plaxis2D

V.1 Introduction	75
V.2. Présentation du code de calcul PLAXIS2D 8.6	75
V.2.1 Les modèles de comportements utilisés par PLAXIS	75
V.2.2 Le modèle élastique	75
V.2.3 Le modèle de Mohr-Coulomb	76
V.3 Modélisation numérique du tunnel T2	77
V.3.1 Les profils transversaux du tunnel T2	77
V.3.2 Le modèle numérique du Tunnel T2 au point du sondage 1	78
V.3.2.1 Soutènement du tunnel T2 en béton projeté au point de Sondage 1	79
V.3.2.2 Présentation des résultats du soutènement en BP du tunnel T2 au sondage	80
V.3.3 Soutènement du tunnel 2 par cintres HEB180 au point de Sondage1	84
V.3.3.1 Présentation des résultats du soutènement en cintres HECB 180 du tunnel T2 au sondage 1	84
V.3.4 Soutènement du tunnel T2 par combinaison béton projeté + cintres HEB au point de Sondage 1	88
V.3.4.1 Présentation des résultats du soutènement composé de cintres HECB 180 et béton projeté du tunnel T2 S1	88
V.4 Le modèle numérique du Tunnel T2 au point du sondage S2	94
V.4.1 Soutènement du tunnel T2 en béton projeté et boulons d'ancrages au point de Sondage 2	95
V.4.2 Soutènement du tunnel T2 en cintre HEB et boulons d'ancrages au point de Sondage 2	99
V.4.3 Soutènement du tunnel T2 avec BP, cintre HEB et boulons d'ancrages au point de Sondage 2	103
V.5 Conclusion	110
Bibliographie	111
Conclusion générale	112

Liste des figures

Chapitre I : Présentations du projet

		Page
Figure.I.1	Électrification de la ligne minière Annaba - Bouchegouf - Souk Ahras - Tébessa au début des années 1930	2
Figure.I.2	Le tracé de la ligne minière EST	3
Figure.I.3	Localisation du tunnel sur la carte de google earth	4
Figure.I.4	Coupe transversale géologique du tunnel 2 entrée	4
Figure.I.5	Profils en long du tunnel T2	5
Figure.I.6	Coupe géologique Tunnel T2	5
Figure.I.7	Tracé du tunnel T2 sur la carte géologique de Bouchegouf au 1/50000	6
Figure.I.8	Encadrements géologiques	6
Figure.I.9	Cartes de zonage sismique selon RPA 2003	7
Figure.I.10	Les différentes classes de flysch rencontrées pendant le creusement	8
Figure.I.11	Position des sondages	10

Chapitre II : Les Techniques de creusement du tunnel T2

Figure.II.1	Processus d'abattage à l'explosif	14
Figure.II.2	Abattage par 'attaque ponctuelle	15
Figure.II.3	Prédécoupage mécanique	15
Figure.II.4	La méthode NATM	16
Figure.II.5	Bouclier	17
Figure.II.6	Plan de tire	18
Figure.II.7	Plan de Foration	18
Figure.II.8	Chargement de la volée	19
Figure.II.9	Le tir	19
Figure.II.10	La ventilation	20
Figure.II.11	L'opération de purge	20
Figure.II.12	Marinage	20
Figure.II.13	Gunitage	21
Figure.II.14	Creusement au brise roche hydraulique	22
Figure.II.15	Creusement mécanique	22
Figure.II.16	Méthodes à section divisée	23
Figure.II.17	Traitement du massif au front de taille et pré soutènement	23

Figure II.18	Creusement de la calotte-Abattage et marinage	24
Figure II.19	Soutènement provisoire de la calotte par boulons et cintres	24
Figure II.20	Soutènement provisoire par béton projeté	25
Figure II.21	Creusement de stross- Abattage et marinage	25
Figure II.22	Creusement de stross- Soutènement provisoire	26
Figure II.23	Creusement de stross-c) Soutènement provisoire en béton projeté	26
Figure II.24	Creusement de radier	27
Figure II.25	Dessin présentatif du portail de sortie du tunnel T2 et le tranché à ciel ouvert	27
Figure II.26	Coupe géologique de tranchée à ciel ouvert	28
Figure II.27	Creusement à ciel ouvert de la piste d'accès	28
Figure II.28	Soutènement du talus amont par ancrages	29
Figure II.29	Creusement de talus aval	29
Figure II.30	Soutènement de la tranchée ouverte	30

Chapitre III : Les procédés de soutènement et de revêtement du tunnel T2

Figure.III.1	Projection par voie sèche	32
Figure.III.2	Projection par voie mouillée	33
Figure.III.3	Béton projeté utilise comme peau protectrice	34
Figure.III.4	Béton projeté utilise comme peau résistante	35
Figure.III.5	Opérateur de projection en voie mouillée	35
Figure.III.6	Colmatage des venues d'eau	36
Figure.III.7	Treillis soudé pour tunnel	37
Figure.III.8	Treillis soudé B500 sur chantier	37
Figure.III.9	Cintres métalliques lourds de type HEB180	38
Figure.III.10	Cintres HEB180 sur chantier du tunnel	39
Figure.III.11	Boulons à ancrage réparti	40
Figure.III.12	Détail du boulon d'ancr	40
Figure.III.13	Enfilage du boulon et des tuyaux d'injection	41
Figure.III.14	Détail du tuyau de scellement	41
Figure.III.15	Les différents types de soutènements sur le tunnel d'oued fragha	42
Figure.III.16	Coulages de radier et banquettes les photos sur chantier	43
Figure.III.17	Installation de la membrane géotextile en voûte photo sur chantier	44
Figure.III.18	Installation de coffrage sur chantier	45

Figure.III.19	Réalisation du revêtement définitif	45
Figure.III.20	Schéma de drainage	47
Figure.III.21	Plans des regards	47
Figure.III.22	Différents types de revêtements réalisés dans le tunnel T2	48
<i>Chapitre IV : Les méthodes de calcul empiriques et analytiques du tunnel T2</i>		
Figure.IV.1	Affleurement de l'entrée du tunnel T2 (Grès et argile numidiens)	50
Figure.IV.2	<i>Photographie de la caisse à carottes BH-T2-S1/20.00-25.00</i>	51
Figure.IV.3	<i>Classification géotechnique révisé pour les masses rocheuses</i>	53
Figure.IV.4	<i>Relation entre (Q - De) et les catégories de soutènement</i>	61
<i>Chapitre V : Modélisation numérique du tunnel ferroviaire T2 avec Plaxis 2D</i>		
Figure.V.1	Courbe de comportement élastique	76
Figure.V.2	Fenêtre des paramètres du modèle Mohr Coulomb	76
Figure.V.3	Profile transversale de tunnel T2 a) Intrados b) Extrados	77
Figure.V.4	Description lithologique du sondage 1	77
Figure.V.5	Description lithologique du sondage 2	78
Figure.V.6	a) Model numérique du Tunnel T2 à l'intrados (sondage 1) b) maillage initial	79
Figure.V.7	Les phases de creusement et de soutènement du tunnel T2 au pont du sondage 1	80
Figure.V.8	Les déplacements Horizontaux dues au creusement et soutènement de la calotte en BP du tunnel T2 (S1)	81
Figure.V.9	Les déplacements Verticaux dues au creusement et soutènement en BP du stross du tunnel T2 (S1)	81
Figure.V.10	Les contraintes tangentielles dues au creusement et soutènement de la calotte en BP du tunnel T2 (S1)	82
Figure.V.11	Les contraintes tangentielles dues au creusement et soutènement du stross et radier du tunnel T2 (S1)	82
Figure.V.12	Diagrammes des moments fléchissant du soutènement en BP au niveau de la calotte	83
Figure.V.13	Diagrammes d'efforts tranchants du soutènement en BP au niveau de stross	83
Figure.V.14	La disposition en plan des cintres HEB 180	84
Figure.V.15	Les déplacements verticaux dues au creusement et soutènement en cintre HEB 180 de la calotte du tunnel T2 (S1)	85

Figure.V.16	Les déplacements horizontaux dues au creusement et soutènement en cintre HEB 180 du stross du tunnel T2 (S1)	85
Figure.V.17	Les contraintes tangentielles dues au creusement et soutènement de la calotte en cintres HEB 180 du tunnel T2 (S1)	86
Figure.V.18	Les contraintes tangentielles dues au creusement et soutènement du Stross en cintres HEB 180 du tunnel T2 (S1)	86
Figure.V.19	Diagrammes des efforts normaux du soutènement en cintres HEB 180 au niveau de la calotte	87
Figure.V.20	Diagrammes des efforts tranchants du soutènement en cintres HEB 180 au niveau du stross	87
Figure.V.21	Combinaison de béton projeté + cintres HEB	88
Figure.V.22	Les déplacements verticaux dues au creusement et soutènement de la calotte du tunnel T2 avec une combinaison de cintres HEB 180 et BP (S1)	89
Figure.V.23	Les déplacements horizontaux dues au creusement et soutènement de la calotte du tunnel T2 avec une combinaison de cintres HEB 180 et BP (S1)	89
Figure.V.24	Les contraintes tangentielles dues au creusement et soutènement de la calotte du tunnel T2 avec cintres HEB 180 et BP (S1)	90
Figure.V.25	Les contraintes verticales dues au creusement et soutènement de la calotte du tunnel T2 avec cintres HEB 180 et BP (S1)	90
Figure.V.26	Diagrammes des moments fléchissant du soutènement en cintres HEB 180 et BP au niveau de la calotte du tunnel T2 (S1)	91
Figure.V.27	Diagrammes des efforts tranchant du soutènement en cintres HEB 180 et BP au niveau du stross du tunnel T2 (S1)	91
Figure.V.28	Variation des déplacements Horizontaux des soutènement dans la calotte et le stross du tunnel T2 (S1)	92
Figure.V.29	Variation des déplacements verticaux des soutènements dans la calotte et le stross du tunnel T2 (S1)	93
Figure.V.30	Effet du type de type de soutènement sur la stabilité du tunnel T2 (S1) durant les phases de construction	93
Figure.V.31	modèle numérique du Tunnel T2 à l'extrados (sondage 2)	94
Figure.V.32	Le maillage initial du Tunnel T2 à l'extrados (sondage 2	95
Figure.V.33	Détail de l'emplacement des boulons d'ancrages à l'extraqos du tunnel	95
Figure.V.34	Les déplacements horizontaux dues au creusement et soutènement de la calotte du tunnel T2 avec une combinaison de BP et BA (S2)	96
Figure.V.35	Les déplacements verticaux dues au creusement et soutènement de Stross du tunnel T2 avec une combinaison de BP et BA (S2)	96

Figure.V.36	Contrainte tangentielle dues au creusement et soutènement de la calotte du tunnel T2 avec une combinaison de BP et BA (S2)	97
Figure.V.37	Contrainte tangentielle due au creusement et soutènement du Stross du tunnel T2 avec une combinaison de BP et BA (S2)	97
Figure.V.38	Diagramme de l'effort tranchants au niveau du calotte	98
Figure.V.39	Diagramme de l'effort tranchants au niveau de stross	98
Figure.V.40	Les déplacements horizontaux dues au creusement et soutènement de la calotte du tunnel T2 par du cintres et BP (S2)	99
Figure.V.41	Les déplacements verticaux dues au creusement et soutènement du Stross du tunnel T2 par cintres et BP (S2)	100
Figure.V.42	Les déplacements horizontaux dues au creusement et soutènement du Stross du tunnel T2 par cintres et BP (S2)	100
Figure.V.43	Contrainte tangentielle due au creusement et soutènement de la calotte du tunnel T2 avec une combinaison de cintres et BA (S2)	101
Figure.V.44	Contrainte tangentielle due au creusement et soutènement du Stross du tunnel T2 avec une combinaison de cintres et BA (S2)	101
Figure.V.45	Contrainte verticale due au creusement et soutènement du Stross du tunnel T2 avec une combinaison de cintres et BA (S2)	102
Figure.V.46	Diagramme les forces normales au niveau de la calotte	102
Figure.V.47	Diagramme de moment au niveau de stross	103
Figure.V.48	Les déplacements verticaux dues au creusement et soutènement de la calotte du tunnel T2 par cintres, BP et BA (S2)	104
Figure.V.49	Les déplacements verticaux dues au creusement et soutènement du Stross du tunnel T2 par cintres, BP et BA(S2)	104
Figure.V.50	Contrainte tangentielle due au creusement et soutènement de la calotte du tunnel T2 avec BP, cintres et BA (S2)	105
Figure.V.51	Contrainte tangentielle due au creusement et soutènement du stross du tunnel T2 avec BP, cintres et BA (S2)	106
Figure.V.52	Diagramme de l'effort normal au niveau de stross cotée gauche et droite	106
Figure.V.53	Diagramme de moment au niveau de stross	107
Figure.V.54	Variation des déplacements Horizontaux des soutènement dans la calotte et le stross du tunnel T2 (S2)	108
Figure.V.55	Variation des déplacements verticaux des soutènement dans la calotte et le stross du tunnel T2 (S2)	109
Figure.V.56	Effet du type de soutènement sur la stabilité du tunnel T2 (S2) durant les phases de construction	109

Liste des tableaux

<i>Chapitre I : Présentations du projet</i>		Page
Tableau I.1	Paramètres utilisés pour la modélisation du tunnel	9
Tableau I.2	Paramètres utilisés dans la tranchée couverte et portail d'entrée du Tunnel T2	9
Tableau I.3	Paramètres utilisés dans la tranchée couverte et portail de sortie du T2	9
Tableau I.4	Sondage1	10
Tableau I.5	Sondage 2	10
 <i>Chapitre II : Les Techniques de creusement du tunnel T2</i>		
Tableau II.1	Les différences principales entre terrain meuble et terrain dur	13
 <i>Chapitre III : Les procédés de soutènement et de revêtement du tunnel T2</i>		
Tableau III.1	Compositions du béton projeté	33
Tableau III.2	Les modes de soutènement et de revêtement du tunnel et du tranchée	46
 <i>Chapitre IV : Les méthodes de calcul empiriques et analytiques du tunnel T2</i>		
Tableau IV.1	Les valeurs de RQD et leurs descriptions de différentes unités géologiques	52
Tableau IV.2	Valeurs de GSI pour chaque unité géologique	52
Tableau IV.3	Paramètres de classification des roches et notes de pondération	53
Tableau IV.4	Note d'ajustement pour l'orientation des joints	54
Tableau IV.5	Classe de rocher suivant la classification de Z.Bieniawski	55
Tableau IV.6	RMR et qualité du massif rocheux suivant la classification de Z.Bieniawski	55
Tableau IV.7	Les classes RMR des unités géologiques	55
Tableau IV.8	Recommandations du soutènement d'après Z. Bieniawski	56
Tableau IV.9	Paramètres de La méthode de Bieniawski	56
Tableau IV.10	Zonage géotechnique	57
Tableau IV.11	Paramètres de la classification des roches et notes de pondération (critère de Barton)	58
Tableau IV.12	Suite paramètres de la classification des roches et notes de pondération (critère de Barton)	59
Tableau IV.13	Paramètres de la méthode de Barton	60

Tableau IV.14	Valeur de Q et qualité du massif rocheux	60
Tableau IV.15	Excavation Support Ratio (ESR) pour divers types d'ouvrages souterrains	61
Tableau IV.16	Les types de soutènement selon Barton	62
Tableau IV.17	Classifications de la résistance d'un terrain	63
Tableau IV.18	Critère de comportement mécanique	63
Tableau IV.19	Classification AFTES selon le nombre de familles de discontinuités	64
Tableau IV.20	Classification A.F.T.E.S selon l'intervalle entre les discontinuités de chaque famille	64
Tableau IV.21	Critère de Discontinuités	65
Tableau IV.22	Critère d'Altérabilité et gonflement	65
Tableau IV.23	Classes de la perméabilité du massif	66
Tableau IV.24	Classes de la charge hydraulique initiale	66
Tableau IV.25	Critère d'Hydrogéologie	67
Tableau IV.26	Classes de l'état des contraintes naturelles dans le cas des roches	67
Tableau IV.27	Critère de Couverture	67
Tableau IV.28	Critère de dimensions de la galerie et environnement	68
Tableau IV.29	Synthèse des recommandations de l'AFTES	68
Tableau IV.30	Paramètre du profil du sol	70
Tableau IV.31	Récapitulation des résultats de la méthode de convergence-confinement	71
Tableau IV.32	Paramètres de résistance des éléments de soutènement	72

Chapitre V : Modélisation numérique du tunnel ferroviaire T2 avec Plaxis2D

Tableau V.1	Propriétés géotechniques des couches de sols (Sondage 1)	79
Tableau V.2	Caractéristiques du soutènement en béton projeté et radier	79
Tableau V.3	Les déplacements horizontaux et verticaux dues au creusement et soutènement en BP du tunnel T2 (S1)	80
Tableau V.4	Les contraintes horizontaux et verticaux dues au creusement et soutènement en BP du tunnel T2 (S1)	82
Tableau V.5	Efforts normal, tranchant et moment fléchissant dans le soutènement en BP du tunnel T2 (S1)	83
Tableau V.6	Stabilité de tunnel T2 au point de sondage 1	84
Tableau V.7	Caractéristiques des cintres HEB 180	84
Tableau V.8	Les déplacements horizontaux et verticaux dues au creusement et soutènement en cintres HEB 180 du tunnel T2(S1)	85
Tableau V.9	Les contraintes horizontaux et verticaux dues au creusement et soutènement en cintres HEB 180 du tunnel T2 (S1)	86

Tableau V.10	Efforts normal, tranchant et moment fléchissant dans le soutènement en cintres HEB 180 du tunnel T2 (S1)	87
Tableau V.11	Stabilité de tunnel T2 cas soutènement par cintres HEB 180	88
	Les déplacements horizontaux et verticaux dues au creusement et soutènement du tunnel T2 par des cintres HEB 180 et BP (S1)	88
Tableau V.12		
Tableau V.13	Les contraintes dues au creusement et soutènement du tunnel T2 avec cintres HEB 180 et BP (S1)	90
Tableau V.14	Efforts normal, tranchant et moment fléchissant dans le soutènement en cintres HEB 180 et BP du tunnel T2 (S1)	91
Tableau V.15	Stabilité de tunnel T2 cas soutènement par cintres HEB 180 et BP	92
Tableau V.16	Propriétés géotechniques des couches de sols à l'extrados (Sondage 2)	94
Tableau V.17	Caractéristiques des boulons d'ancrages HA 25	95
	Les déplacements horizontaux et verticaux dues au creusement et soutènement du tunnel T2 par du Béton projeté et Boulons d'ancrages (S2)	96
Tableau V.18		
Tableau V.19	Les contraintes due au creusement et soutènement du tunnel T2 avec BP et BA (S2)	97
Tableau V.20	Efforts normal, tranchant et moment fléchissant dans le soutènement en BP et BP du tunnel T2 (S2)	98
Tableau V.21	Stabilité de tunnel T2 cas soutènement par BP et BA (S2)	99
	Les déplacements horizontaux et verticaux dues au creusement et soutènement du tunnel T2 par cintres et Boulons d'ancrages (S2)	99
Tableau V.22		
Tableau V.23	Contrainte tangentielle dues au creusement et soutènement de la calotte du tunnel T2 avec une combinaison de cintre et BA (S2)	100
Tableau V.24	Efforts normal, tranchant et moment fléchissant dans le soutènement en cintres et BA du tunnel T2 (S2)	102
Tableau V.25	Stabilité de tunnel T2 cas soutènement par cintres et BA (S2)	103
	Les déplacements horizontaux et verticaux dues au creusement et soutènement du tunnel T2 par BP, cintres et Boulons d'ancrages (S2)	103
Tableau V.26		
Tableau V.27	Contrainte dues au creusement et soutènement du tunnel T2 avec BP, cintres et BA (S2)	105
Tableau V.28	Efforts normal, tranchant et moment fléchissant dans le soutènement en BP, cintres et BA du tunnel T2 (S2)	106
Tableau V.29	Résultats de stabilité	107

Liste des Symboles

γ : Le poids volumique.

φ : angle de frottement exprimé en degrés.

Ψ : Angle de dilatance.

ν : Le coefficient de Poisson de sol.

λ_e : Taux de déconfinement.

σ_0 : Contrainte initiale

σ_c : Résistance en compression simple du terrain

σ_{Re} : Contrainte radiale correspondant à la fin de la phase élastique

σ_a : Résistance admissible de l'acier

U_0 : Déplacement radial au front de taille.

U_∞ : Déplacement radial à l'équilibre pour le tunnel soutenu.

$U_{\infty 0}$: déplacement radial au front de taille pour le tunnel soutenu.

UR_0 : Convergence à l'intersection de la courbe caractéristique du terrain en comportement élastique et de l'axe de la convergence en paroi UR.

K^{boulons} : raideur du soutènement/revêtement constitué par l'ensemble des boulons à ancrage ponctuel.

P_s^{boulons} : pression admissible dans le soutènement/revêtement.

St : surface représentative d'une section de tunnel boulonné.

e_t et e_l : espacement des boulons dans les directions transversale et longitudinale du tunnel.

T_b : Charge admissible dans le boulon.

T_{br} : Charge résistante ultime dans le boulon.

J_r : Caractérise la rugosité des joints.

J_a : Caractérise l'altération des joints en précisant le degré d'érosion, d'altération et de remplissage.

J_w : Facteur de réduction hydraulique des joints.

SRF : Facteur de réduction des contraintes.

φ : Angle de frottement exprimé en degrés.

Introduction Générale

Introduction Générale

Au fil des dernières décennies, les travaux souterrains ont connu une évolution significative, notamment dans le secteur ferroviaire où les tunnels jouent un rôle stratégique pour le développement des infrastructures de transport. Cette progression s'explique par l'amélioration des techniques d'excavation, des méthodes de soutènement, ainsi que des outils de modélisation numérique permettant de mieux anticiper les comportements mécaniques du terrain.

Le présent mémoire s'inscrit dans ce cadre et porte sur l'analyse de la stabilité d'un tunnel ferroviaire, plus précisément le tunnel d'Oued Fragha, situé entre les points kilométriques PK 43+080 et PK 43+394, soit sur une longueur totale de 314 mètres, appartenant à la ligne ferroviaire de l'Est. L'objectif principal de ce travail est d'assurer une conception fiable du soutènement, tout en évaluant les sollicitations exercées sur l'ouvrage pendant et après le creusement.

Une première phase de l'étude consiste à caractériser les formations géologiques traversées, à travers l'analyse de leurs propriétés physiques et mécaniques. Suite à cette évaluation et à la classification des roches, la méthode retenue pour l'excavation est le creusement mécanique par attaque ponctuelle, offrant un bon compromis entre sécurité, efficacité et respect des contraintes géotechniques du site.

Le tunnel est renforcé selon les principes de la Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM), qui repose sur une combinaison de soutènements tels que les boulons d'ancrage, les cintres métalliques de type HEB, et le béton projeté, utilisé comme principal matériau de revêtement.

Afin de vérifier la stabilité du tunnel et la performance du soutènement, une modélisation numérique a été menée à l'aide du logiciel PLAXIS 2D Tunnel, qui se base sur la méthode des éléments finis comme principe de calcul des déplacements induits par le creusement. Cette étape permet de simuler le comportement de l'ouvrage en conditions réelles, en tenant compte des contraintes du site ainsi que des interactions sol-structure.

Ce travail est structuré en cinq chapitres :

- ❖ Le premier chapitre présente le projet et son contexte général ;
- ❖ Le deuxième chapitre est consacré aux techniques de creusement du tunnel T2 d'Oued Fragha
- ❖ Le troisième chapitre traite des solutions de soutènement utilisées ;
- ❖ Le quatrième chapitre expose les méthodes de calcul appliquées au tunnel ;
- ❖ Enfin, le cinquième chapitre aborde la modélisation numérique du tunnel à l'aide du logiciel PLAXIS 2D 8.6.

Nous terminerons ce travail par une conclusion générale qui passera en revue tout ce qui a été abordé dans ce mémoire.

Chapitre I :

Présentations du projet

I.1 Introduction

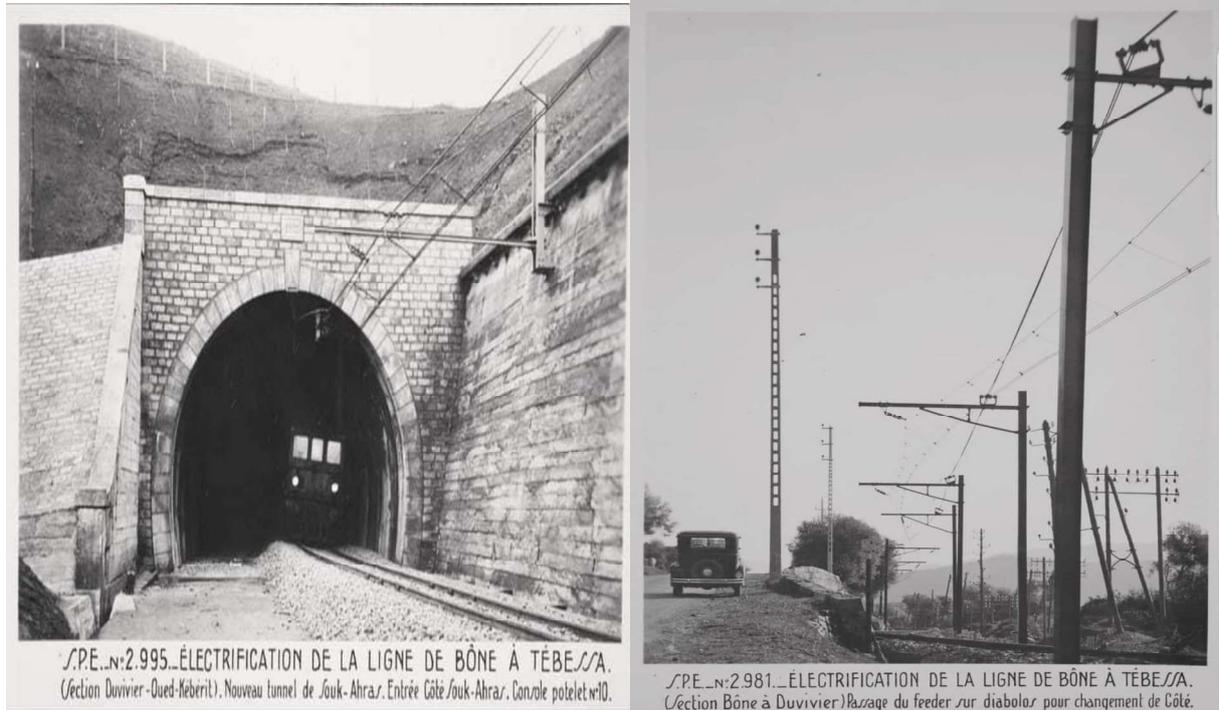
L'histoire du chemin de fer dans la wilaya de Guelma remonte à la période coloniale française, où il a joué un rôle important dans le développement des infrastructures et du transport dans la région. Le 8 avril 1857, la force d'occupation française autorise la construction de 1 357 km de lignes,

Au cours de la période 1857–1878, les lignes ou tronçons suivants ont été réalisés : Annaba–Aïn Mokra, Annaba–Boucheougouf–Guelma, Khroub–Oued Zenati, Constantine–Skikda, Constantine–Sétif, Alger–Thénia, Alger–Oran, Arzew–La Macta–Mohammadia, Mohammadia–Mécheria, Oued Tlélat–Sidi Bel Abbès.

En 1875, la Compagnie des chemins de fer Bône–Guelma est fondée dans le but de créer et d'entretenir les lignes ferroviaires en Algérie et en Tunisie.

En 1877, la ligne reliant Bône (actuelle Annaba) à Guelma est ouverte à la circulation, contribuant ainsi à améliorer la connexion entre les deux villes et à développer le transport dans la région, après l'indépendance, le réseau ferroviaire de Guelma a connu plusieurs développements et modernisations.

En décembre 2022, le projet de la ligne ferroviaire reliant Boucheougouf à Annaba a été relancé, afin d'améliorer le transport et de faciliter la circulation des marchandises dans la région, en outre, la rénovation et la modernisation des lignes ferroviaires minières, en particulier celles dédiées au transport du phosphate, ont été mises en avant, reflétant l'importance continue de ce réseau pour soutenir l'économie locale et nationale.



I.2 Présentation Du Projet

Le présent projet intitulé dédoublement et la modernisations et/ou la rectification de tracé pour augmenter la capacité de la ligne minière EST à partir du port d'Annaba jusqu'au gisement de bled el Hadba sur un linéaire total de 422 km traversant les territoires de cinq wilayas (Annaba- El Taraf- Guelma- Souk Ahras et Tébessa), de 03 million de tonnes / an actuellement à 13,5 million de tonnes/an à l'horizon 2027 et ce par rapporte aux implantation industrielles et économique existantes et futures notamment le gisement de phosphate de bled el Hadba et le minerai de fer prévenant des gisement de Boukhadra et Ouenza.

Pour une meilleure maîtrise de la réalisation de cette infrastructure le projet à été scinder en cinq tronçons dont deux lancés en aout 2023 et deux autres sont en cours de lancement et un tronçon achevé, plus le déploiement des systèmes de signalisation et électrifications sur les 422 km de cette ligne (Fig.I.2) [7]

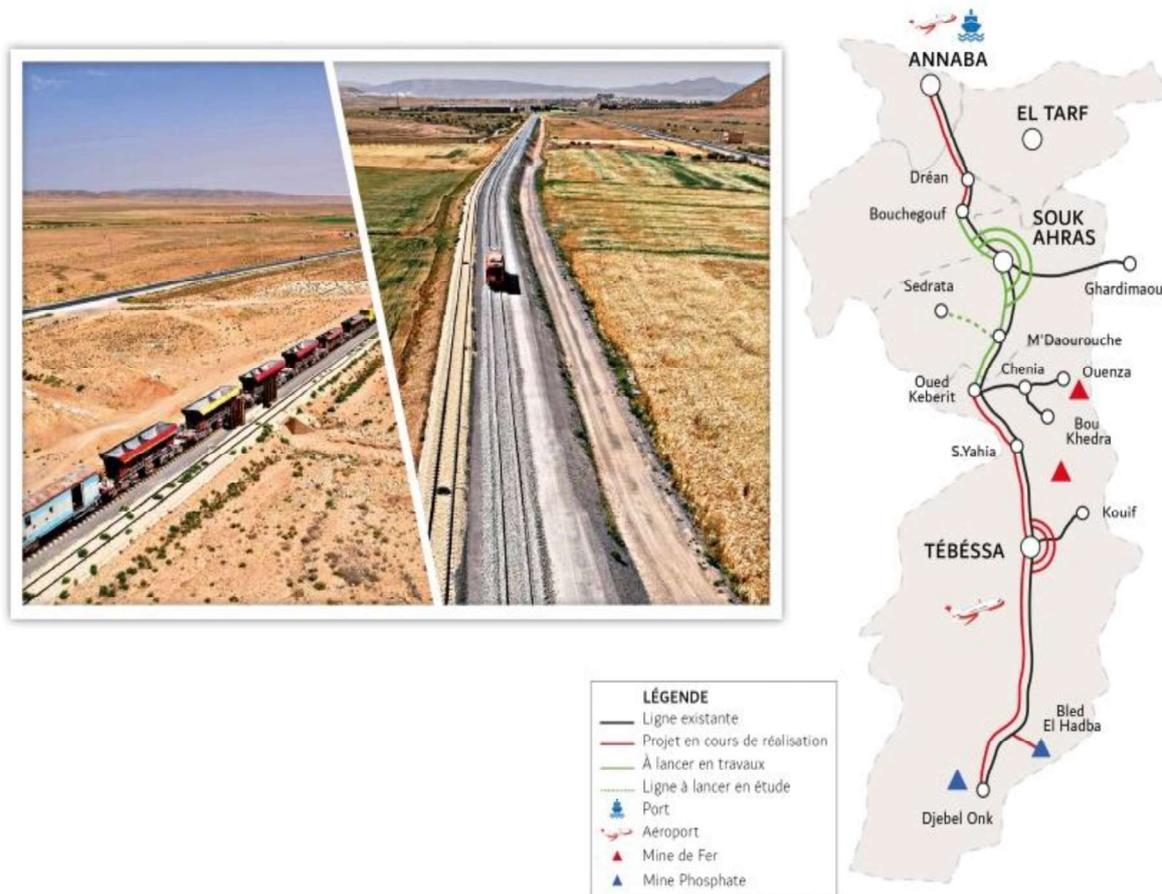


Figure. I.2 Le tracé de la ligne minière EST [7]

I.3 La ligne minière EST : Annaba – Bouchegouf

Dans le cadre du projet d'étude portant sur le dédoublement, la modernisation et/ou la rectification du tracé visant à augmenter la capacité de la ligne minière EST (Annaba – Bouchegouf – Tébessa – Djebel Onk – Bled El Hedba), une attention particulière a été portée au tronçon Annaba – Bouchegouf (54 km).[2]

Ce segment comprend trois tunnels principaux :

- ❖ Tunnel T1 (Tunnel Fernana) du PK 36+975 au PK 37+502, d'une longueur de 532 mètres.
- ❖ Tunnel T2 (Tunnel Oued Fragha) du PK 43+080 au PK 43+394, d'une longueur totale de 314 mètres dont 187 mètres en tranchée ouverte et 473 mètres en tranchée couverte.
- ❖ Tunnel T3 (Tunnel Chihani) du PK 30+088 au PK 30+615, d'une longueur de 535 mètres.



Figure I.3 Localisation du tunnel sur la carte de google earth [2]

I.3.1 Présentation du tunnel T2

Le Tunnel T2 est implanté dans des terrains sédimentaires du Paléogène et du Néogène, plus précisément dans la formation géologique de l'Éocène supérieur Oligocène. Cette formation est constituée d'un ensemble de grès et d'argiles numidiens. La profondeur maximale du tunnel atteint 25,12 mètres. (Fig.I.4) et (Fig.I.5) [1]

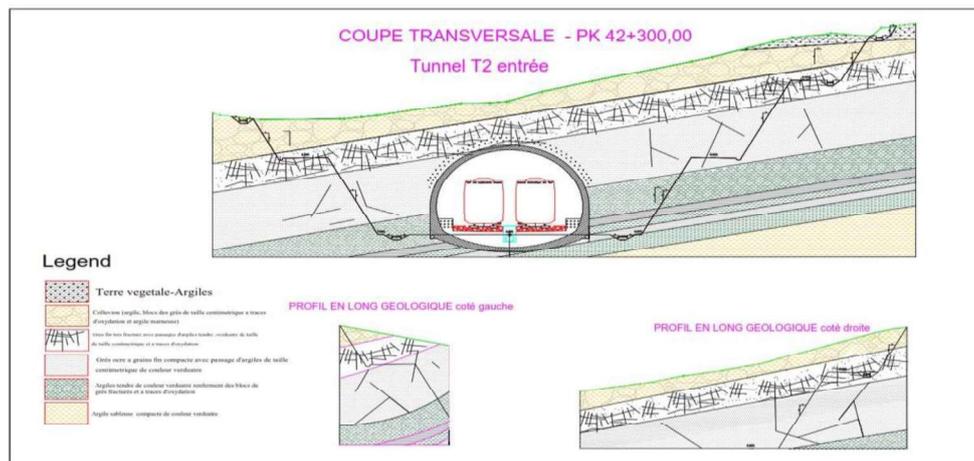


Figure I.4 Coupe transversale géologique du tunnel 2 entrée [1]

On constate dans la coupe géologique du portail d'entrée du tunnel T2, on constate la présence d'une formation gréseuse très fracturé intercalée par d'argile tendre et surmonté sur une couche d'argile sableuse par contre dans le portail de sortie on constate une dominance d'une formation marneuse très friable et très altérée surmontée par une couche d'argile peu sableuse.



Figure I.5 profils en long du tunnel T2[6]

Le profil en travers du tunnel présente une géométrie adaptée aux contraintes géotechniques et fonctionnelles du projet. Le tunnel a une hauteur totale de 11,62 m et une largeur de 13,54 m. Sa section est principalement circulaire, avec un rayon intérieur de 5,88 m et un rayon extérieur de 6,77 m, indiquant une épaisseur de revêtement structural d'environ 0,89 m.

Le radier a une épaisseur de 0,5 m, assurant la stabilité de l'ouvrage en fondation. Des banquettes latérales sont aménagées de part et d'autre, ayant chacune une hauteur de 1,40 m et une largeur de 1,20 m, permettant le passage sécurisé des équipements techniques ou du personnel.

Le tracé du tunnel traverse des formations géologiques variées comprenant principalement du grès, de l'argile, de la marne et du grès argileux. Ces variations longitudinales de la lithologie sont prises en compte dans le dimensionnement et le choix des méthodes de soutènement. La charge d'eau dans ce secteur est considérée faible, ce qui réduit les risques liés à l'infiltration et aux poussées hydrostatiques (Fig.I.6) [1]

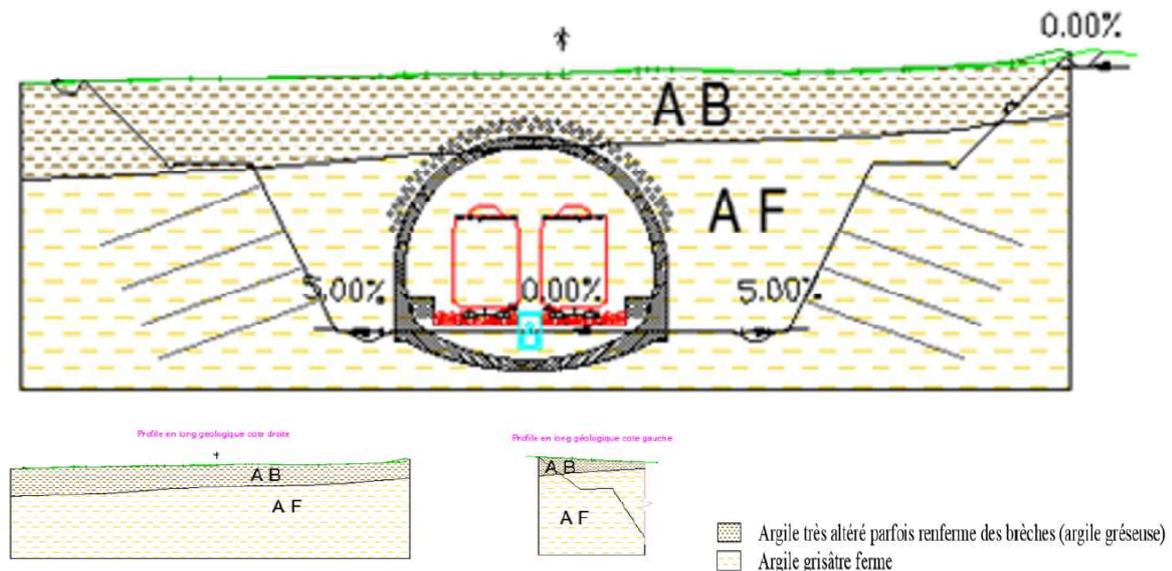


Figure I.6 Coupe géologique Tunnel T2 sortie [1]

I.3.2 Contexte géologiques

Le tunnel est implanté dans des terrains sédimentaires du paléogène et néogène le tunnel se situe dans l'anticlinal de Soltani commune d'oued Fragha wilaya de Guelma (Fig.I.7) [4]

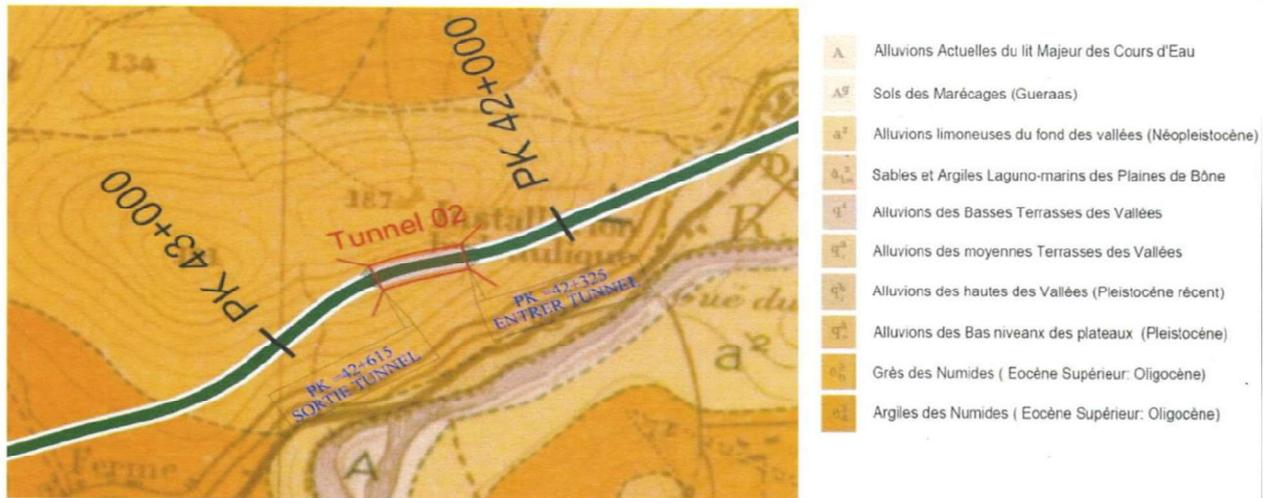


Figure I.7 tracé du tunnel T2 sur la carte géologique de Bouchegouf au 1/50000 [4]

Le tunnel traverse la formation géologique éocène supérieure oligocène il est constitué par un ensemble des grès et argiles numidiens Il est formé par une série plus ou moins rythmique dans des faciès flysch, des grès et d'argiles.

Les grès sont de teintes ocre et marron, et peuvent apparaitre friables ou cimentés Les grès et argiles se trouvent en bancs de différentes épaisseurs cette unité se caractérise par de fréquentes failles et déformation des matériaux, étant affectées par l'orogénèse alpine. [1],[5]

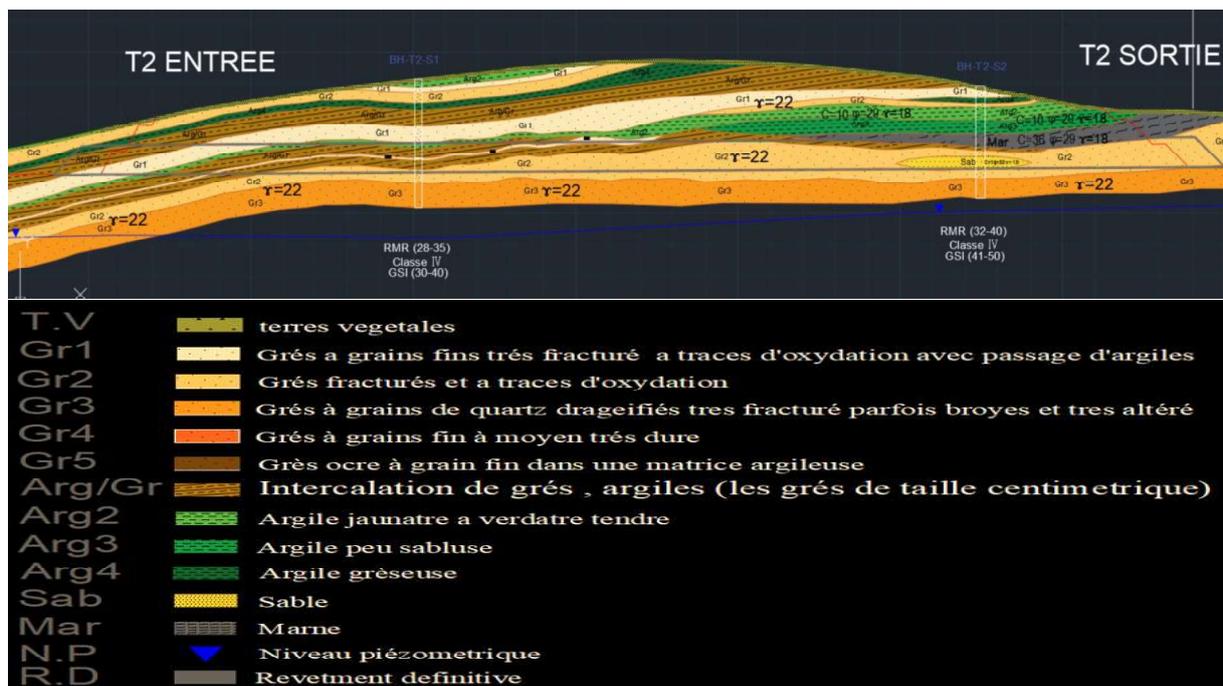


Figure I.8 Encadrements géologiques [5]

I.4 Hydrogéologie et tectonique

En ce qui concerne les aspects hydrogéologiques, les facteurs locaux ayant une plus grande influence dans ce domaine sont, au-delà de la lithologie, les aspects d'ordre tectonique comme la structure anticlinale du massif, dans la zone de franchissement des tunnels et la présence de failles et zones à plus grande fracturation.

andis que la structure en anticlinal contribue à la diminution de la présence d'eau, en comparaison avec les systèmes synclinaux, la présence de failles pourra avoir une contribution inverse en modifiant les conditions locales et en créant des barrières qui permettent l'accumulation et/ou la conduction d'eau.

En ce qui concerne la plus grande fracturation favorisée par les actions tectoniques, celle-ci, d'une façon générale, favorise une plus grande capacité d'infiltration et conduction des eaux. Pour ce qui est de la lithologie,

Nous sommes en présence d'unités à priori très contrastées en ce qui concerne la perméabilité, celle-ci étant supérieure dans les unités plus grossières de sable et inférieure dans les unités avec plus grand pourcentage d'argiles. Quant aux éléments rocheux, à priori plus imperméables, la fracturation présente contribue à l'augmentation de la perméabilité.

Compte tenu de la position des tunnels dans l'anticlinal, même si la présence de niveaux en suspension est possible en raison des contrastes de perméabilité des unités lithologiques et de la présence d'accidents tectoniques, le niveau phréatique se situera en principe à des niveaux inférieurs par rapport à ceux du développement des tunnels (à confirmer par les mesures piézométriques). Les alternances gré-argileuses de la série numidienne favorisent les circulations d'eau, particulièrement en période hivernale ce qui pourrait impacter les contraintes sur les ouvrages, et impliquer une évolution des caractéristiques des matériaux (à prendre en compte la forte sensibilité à l'eau des argiles numidiennes, et les implications sur la stabilité). L'analyse des logs de sondages confirme la présence des circulations d'eau, ainsi que leurs impacts sur les niveaux fins (notamment dans les interfaces stratigraphiques).[1]

I.5 Caractérisations sismiques

Vue la période d'exploitation et l'importance d'une construction d'infrastructure, la charge sismique sera bien considérée chaque fois que le temps d'exposition et la fréquence d'occurrence sont importants.

Selon la carte de séisme en vigueur, la région d'intérêt est classifiée par la directive de référence RPA (Zone II). Grâce à cette directive, on peut en déduire les principes de la vérification des structures en surface et donc définir l'effort sismique agissant sur la zone du tunnel. [1]



Figure I.09 Cartes de zonage sismique selon RPA 2003 [4]

I.6 Paramètre Géomécanique

Le modèle géologique présenté est le résultat du levé de surface, de la recherche bibliographique et de l'interprétation des travaux de reconnaissance effectué avant et pendant le creusement des tunnels.

Pendant la reconnaissance sur le terrain, il a été déterminé l'existence des matériaux gréseux, argile sableuse/gréseuse et aussi parfois argileux dans le portail d'entrée du tunnel, sans structure définie associée.

Les couches du modèle sont définies par trois coupes géologiques au niveau du tunnel

La 1^{ère} coupe c'est une classe de Flysch tectoniquement déformée a fortement perturbée,

La 2^{ème} coupe est modérément perturbée a fortement perturbée.

La 3^{ème} coupe c'est des couches de gris modérément perturbée avec des passages intermédiaire de pelite (Fig.I.10) [2]



Figure I.10 Les différentes classes de flysch rencontrées pendant le creusement [2]

I.7 Paramètre du massif

Les paramètres de déformation ont été établis, pour chaque zone géotechnique, selon les caractéristiques du massif qui le constitue.

Les paramètres de résistance ont été identifiés selon le critère de talus de Hoek-Brown. La résistance à la compression non confinée de la roche intacte σ_{ci} : 15 / 30 / 50 / 50 Mpa des zones (G1/G2/G3/G4) et l'indice de résistance géologique GSI (Geological Strength Index): 21 / 30 / 41/60.

Un autre paramètre du massif rocheux obtenu par le calcul est le module de déformation du massif rocheux, avec des valeurs de 198.19, 671.41 2350.38 et 7150 MPa, respectivement pour les zones G1, G2, G3 et G4.

Les paramètres géotechniques adoptés (Tableau I.1) tiennent compte des essais de caractérisation géologique et géotechnique, en particulier des aspects comme la durabilité des ouvrages, la présence de discontinuités non regroupées dans les principales familles identifiées et aussi des hétérogénéités du massif rocheux.[1]

Tableau I.1 Paramètres utilisés pour la modélisation du tunnel

Lithologie	Mohr Coulomb		γ (kN/m ³)	E (GPa)
	c (kPa)	φ (°)		
G1	78	44	22	0.198
G2	136	52	22	0.671
G3	268	60	24	2.35
G4	610	62	26	7.15

On peut distinguer deux types de couches argileuses :

La première est la couche d'argile bréchifiée (C1), avec une cohésion de 10 (C=10KPa) et un angle de frottement de 29 (29°), les résultats sont obtenus grâce à l'essai de cisaillement réalisé dans le sondage T2-S4.

La deuxième couche est de l'argile ferme (C2) avec une cohésion de 36 (C=36 KPa) et un angle de frottement de 29 (29°).

L'argile bréchifiée est considérée comme la zone de faiblesse du massif géologique dans le tunnel T2 (nappe favorise le glissement plane).

Pour la zone de tranchée couverte et portail, en considérant les conditions géométriques et géologiques et géotechniques particulières de chaque portail, on a adopté les paramètres indiqués dans Tableau pour le tunnel T2. [1]

Tableau I.2 Paramètres utilisés dans la tranchée couverte et portail d'entrée du Tunnel T2[1]

Lithologie	Mohr Coulomb		γ (kN/m ³)
	c (kPa)	φ (°)	
Argile bréchifiée	10	29	18
Grès très fracturé	78	44	22
Grès fracturé	136	52	22

Tableau I.3 Paramètres utilisés dans la tranchée couverte et portail de sortie du T2

Lithologie	Mohr Coulomb		γ (kN/m ³)
	c (kPa)	φ (°)	
Argile bréchifiée	10	29	18
Argile ferme	36	29	18
Marne grisâtre	36	29	20

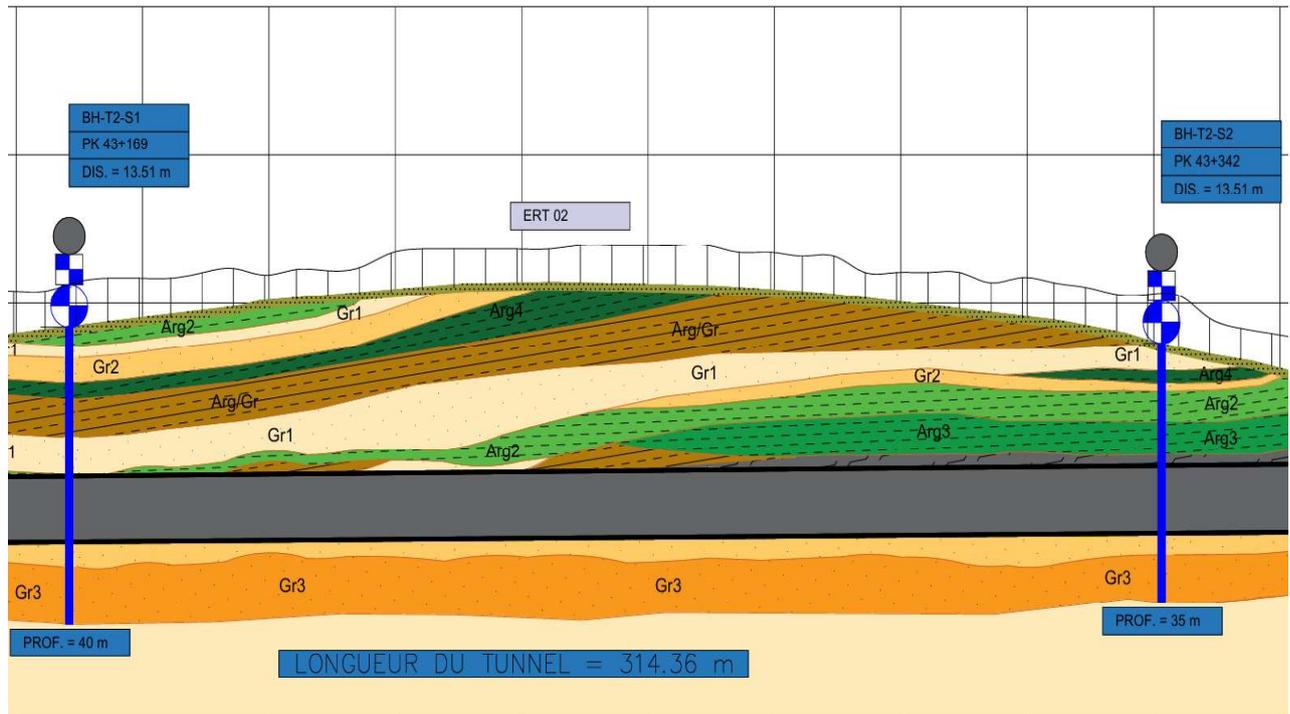


Figure I.11 Position des sondages [3]

Tableau I.4 Sondage 1 [1]

Sondage	Profondeur (m)	Description Lithologique	γ	φ	C KPa	E GPa	ν
01	0-0.5	Terre végétale	17	25	2	10	0.35
	0.5-4.5	Arg c	22	29	36	0.08286	0.35
	4.5-6	Gr1	24	44	78	0.198	0.30
	6-7.5	Gr2	24	52	136	0.671	0.30
	7.5-10.5	Arg / Gr	18	29	10	0.05	0.35
	10.5-11	Gr1	24	44	78	0.198	0.30
	11-12	Arg c	22	29	36	0.08286	0.35
	12- 15	Arg/Gr	18	29	10	0.05	0.35
	15-20.5	Gr1	24	44	78	0.198	0.30
	20.5-24.5	Arg/Gr	18	29	10	0.05	0.35
	24.5-28	Arg c	22	29	36	0.08286	0.035
	28-33	Gr2	24	52	136	0.671	0.30
33-40	Gr3	18	29	10	2.35	0.30	

Tableau I.5 Sondage 2 [1]

Sondage	Profondeur (m)	Description Lithologique	φ	γ	C KPa	E GPa	ν
02	0-3.7	Gr1	44	24	78	0.198	0.3
	3.7-5.5	Arg c	29	22	36	0.08286	0.35
	5.5-7.8	Gr2	52	22	136	0.671	0.3
	7.8-15	Arg c	29	22	36	0.08286	0.35
	15-20	Mar	29	18	36	0.67306	0,30
	20-25.5	Gr1	44	24	78	0.198	0.3
	25.5-30	Gr2	52	22	136	0.671	0.3
	30-35	Gr3	29	18	10	2.35	0.3

Pour les argiles (Arg1, Arg 2, Arg3 et Arg4) ont les mêmes propriétés mécaniques et physiques ils ont été différenciés uniquement par l'entreprise

Après validation conjointe avec laboratoire et le bureau d'étude j'ai procédé à leur regroupement en argile compacte (Arg c) [1]

I.8 Conclusion

Afin d'améliorer la compréhension des caractéristiques géologiques et géotechniques du massif au droit des portails et dans le tunnel, deux sondages ont été réalisés, accompagnés d'essais in situ et en laboratoire.

Les investigations ont mis en évidence la présence d'un massif rocheux composé de grès fortement fracturé en profondeur, ainsi que de couches de marne argileuse comportant des niveaux d'argiles gréseuses en surface. La couche superficielle, d'une épaisseur d'environ 0,5 mètre, est constituée principalement d'argiles.

Les essais réalisés ont permis de caractériser de manière plus précise les propriétés géomécaniques du massif.

Bibliographie

- [1] Rapport : réalisation des tunnels de la ligne minière est tronçon annaba – bouchegouf hypothèse géotechnique – tunnel T1 et T2 (1^{re} émission) dossier 129 COSIDER 15/11/2023
- [2] Rapport : dimensionnement du soutènement provisoire des tunnels T1, T2 et T3 situés respectivement (du pk 36+975 au pk 37+502), (du pk 43+080 au pk 43+394), et (du pk 30+088 au pk 30+615), ANESRIF 12/08/2024
- [3] Rapport : études d'exécution tunnel T2 – plans d'exécution profil en long géomécanique ANESRIF
- [4] Rapport : dimensionnement et vérifications de la stabilité des talus sortie du tunnel T2 – ANESRIF 07/03/2024
- [5] Rapport : études d'exécution – coupe géologique du tunnel T2 du pk 43+060.00 au pk 44+125.00 – ANESRIF 28/03/2024
- [6] Rapport : études d'exécution – étude d'exécution du tunnel T2 du pk 43+062.6 au pk 43+412.74 – calepinage des plots (disposition des coffrages tunnel en mine) – ANESRIF 22/02/2024
- [7] <https://www.anesrif.dz/index.php/fr/life-styles/item/131-ligne-mini-ere-est-588-km.html>

Chapitre II : Les Techniques de creusement du tunnel T2

II.1 Introduction

Un tunnel ferroviaire est un ouvrage d'art souterrain, généralement voûté, percé à travers une montagne, sous un cours d'eau ou sous une ville, destiné à permettre le passage d'une voie ferrée. Il s'agit d'une galerie linéaire entièrement fermée sur les côtés et le dessus, ouverte uniquement à ses extrémités, qui offre un passage protégé aux trains et permet de franchir des obstacles naturels ou urbains qui seraient autrement difficiles ou impossibles à traverser en surface. Les tunnels ferroviaires sont essentiels pour éviter les fortes pentes (rampes), contourner des obstacles géographiques et permettre la continuité des réseaux ferroviaires, notamment dans les régions montagneuses ou urbaines denses [7]

II.2 Méthodes de construction des tunnels ferroviaires

Il existe plusieurs méthodes de construction d'un tunnel. La méthode est choisie en prenant en compte les caractéristiques du terrain à creuser (notamment roches tendres/dures), de la géométrie de l'ouvrage (longueur, profondeur, tunnel sous-marin), le contexte (tunnel sous des constructions) ainsi que des contraintes géologiques (failles...) et hydrogéologiques (nappes phréatiques) [8].

La construction d'un tunnel ferroviaire repose principalement sur quatre grandes méthodes, choisies en fonction des caractéristiques géologiques, hydrogéologiques, géométriques et environnementales du site.

Les techniques de creusement des tunnels varient considérablement en fonction de plusieurs facteurs, notamment :

- La nature du terrain : Roche dure, sol meuble, présence d'eau, etc.
- La taille et la forme du tunnel : Diamètre, longueur, section.
- La profondeur du tunnel.
- L'environnement de travail : Zone urbaine, montagne, sous l'eau.
- Les contraintes de temps et de budget

Le tableau II.1 présente les différences principales entre le creusement des tunnels en terrain meuble et en terrain dur basé sur les informations issues des sources fournies :

Tableau II.1 les différences principales entre terrain meuble et terrain dur [1]

Critère	Terrain meuble	Terrain dur
Nature du terrain	Sables, argiles, limons, alluvions, souvent instables et saturés d'eau	Roches compactes, cohérentes, résistantes
Méthodes de creusement	Tunnelier à bouclier pressurisé, marinage hydraulique, creusement mécanique doux	Creusement à l'explosif, attaque ponctuelle, prédécoupage mécanique
Soutènement	Soutènement immédiat et continu (voussoirs préfabriqués, blindage, injections)	Soutènement limité (boulonnage, béton projeté, cintres métalliques)

Gestion de l'eau	Complexe, nécessite confinement du front (boue bentonitique, pression d'air ou de terre)	Plus simple, drainage naturel souvent suffisant
Avancement	Lent (10 à 50 m/jour), dépend du tunnelier et des conditions	Plus rapide avec explosifs ou mécaniques, mais usure élevée des outils
Coût	Élevé, lié aux équipements sophistiqués et mesures de sécurité	Moins élevé, mais nécessite équipements spécifiques et gestion des vibrations
Risques	Effondrement, tassements, mouvements de terrain, surveillance stricte	Vibrations, fissurations, sur-profondeurs locales
Applications typiques	Milieu urbain, terrains instables, zones aquifères	Zones rocheuses, terrains stables où l'usage d'explosifs est possible

II.2.1 La méthode traditionnelle à l'explosif

Cette méthode est adaptée à une roche saine et homogène aux caractéristiques géotechniques élevées. L'abattage à l'explosif nécessite la perforation préalable de trous de mine (constituant la volée) à l'aide de marteaux perforateurs (robots de foration assistés par ordinateur permettant une automatisation intégrale des opérations). Le plan de tir doit être adapté aux caractéristiques du terrain afin d'assurer un découpage soigné de l'excavation et de limiter les ébranlements. Après excavation, la voûte est généralement renforcée par un soutènement, provisoire à l'avancement des travaux, puis définitif lorsque l'ouvrage est entièrement creusé. (Fig I.1)

Le choix du soutènement provisoire est fonction de l'état des parois, suite aux dégradations provoquées par les tirs d'explosifs et aux déformations liées aux phénomènes de décompression du terrain. [9]

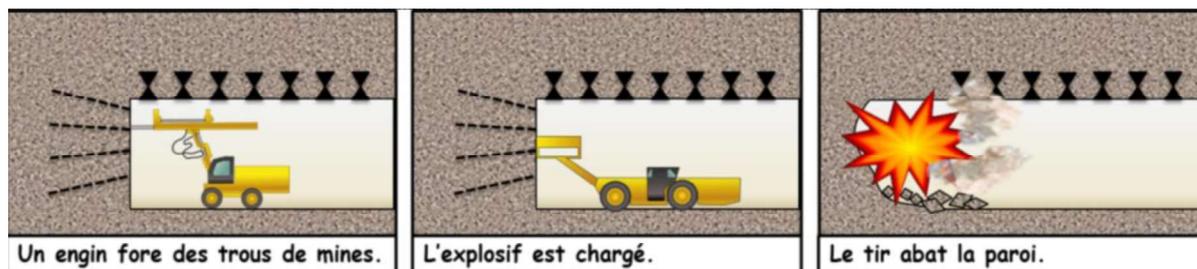


Figure.II.1 Processus d'abattage à l'explosif [10]

II.2.2 La méthode par attaque ponctuelle

Dans le cas des roches est friables, l'excavation est exécutée par une machine qui attaque ponctuellement et progressivement le sol.

Ces machines à attaque ponctuelle, automotrices sur pneus ou chenilles sont équipées de bras orientables, à l'extrémité desquels est placé l'appareil d'attaque (godet excavateur, brise-roche, tête de havage à axe longitudinal ou transversal). Les déblais sont évacués vers l'arrière. La paroi est équipée à l'avancement d'un soutènement provisoire. Cette technique est adaptée à tous les profils d'excavation. (Fig I.2)



Figure.II.2 Abattage par 'attaque ponctuelle' [11]

II.2.3 La méthode par prédécoupage mécanique

Cette méthode consiste à réaliser une succession de saignées d'épaisseur 15 à 30 cm et de 3 à 5 m de longueur dont le tracé suit le profil théorique de l'extrados de la voûte à réaliser, à l'aide d'une haveuse (machine de prédécoupage constituée d'un bâti support rigide auquel est fixé un chariot mobile pouvant se déplacer sur le contour de la section à excaver et équipé d'une scie spéciale). (Fig I.3)

La saignée est remplie de béton à prise rapide, mis en place par projection (béton projeté par voie sèche et éventuellement armé de fibres métalliques), afin de constituer une voûte porteuse dans le massif encaissant. Après durcissement, cette prévoûte en béton assure le soutènement de la cavité dont le terrassement peut-être entrepris en pleine section. Elle permet d'assurer pendant les travaux, la sécurité des ouvriers. Chaque prévoûte à une forme légèrement tronconique pour permettre la réalisation de la prévoûte suivante (recouvrement entre voûtes successives : 0,50 m à 2 m). Le béton utilisé est un béton à très haute résistance à court terme. Ces performances sont de l'ordre de 8 MPa à 4 heures et de 24 MPa à 24 heures.

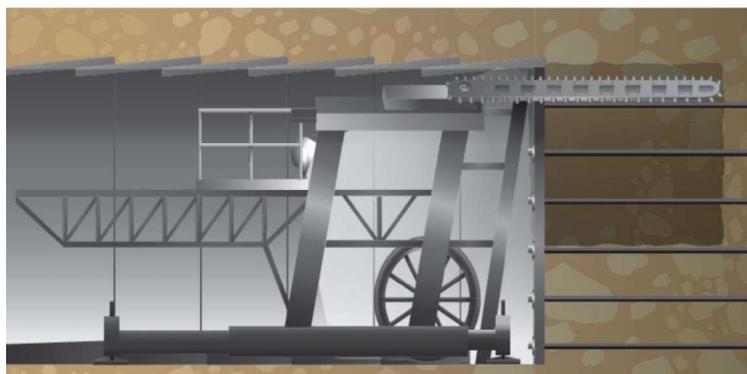


Figure.II.3 Prédécoupage mécanique [12]

II.2.4 La méthode de creusement NATM

La méthode NATM (Nouvelle Méthode Autrichienne de Tunnelage) est une technique de construction de tunnels ferroviaires développée en Autriche dans les années 1960. Elle consiste à creuser le tunnel par étapes, en utilisant la roche ou le sol environnant comme soutien temporaire jusqu'à la mise en place d'un revêtement permanent. Cette méthode repose sur le principe que le terrain autour du tunnel peut être transformé en un élément porteur, ce

qui permet d'optimiser le soutènement en fonction des conditions géologiques rencontrées. La NATM est particulièrement adaptée aux terrains instables, aux terrains présentant des variations géologiques ou aux terrains avec des risques de déformations importants. (Fig I.4)

Le processus de la NATM comprend plusieurs étapes clés :

- Creusement séquentiel du tunnel par petites sections.
- Mise en place d'un soutènement provisoire, souvent constitué de béton projeté, d'ancrages et d'armatures.
- Installation du revêtement définitif pour assurer la stabilité à long terme de la galerie.

Le soutènement peut comprendre des éléments tels que le boulonnage, le béton projeté et des treillis métalliques, utilisés pour stabiliser le massif rocheux et éviter les effondrements. [13]



Figure II.4 La méthode NATM

II.2.5 Le creusement au bouclier

Le creusement au bouclier est une méthode mécanisée utilisée pour la construction de tunnels, particulièrement adaptée aux terrains meubles ou instables. Le principe général consiste à faire avancer une structure cylindrique en acier, appelée bouclier, qui soutient mécaniquement la partie excavée du tunnel, assurant ainsi la stabilité du front de taille et empêchant l'effondrement des parois pendant le creusement

La stabilisation peut se faire par différents moyens selon la nature du terrain : soutènement naturel, mécanique, à air comprimé, à la boue bentonitique ou par pression de terre. Ces techniques permettent de maintenir la stabilité du sol au fur et à mesure de l'avancement

Juste derrière le bouclier, des voussoirs préfabriqués en béton sont automatiquement mis en place pour constituer le revêtement provisoire ou définitif du tunnel. Les vérins du tunnelier s'appuient sur ces voussoirs pour pousser le bouclier en avant et répéter le cycle. (Fig I.5) [14]



Figure.II.5 Bouclier

II.3 Les Techniques de creusement du tunnel T2

Chaque projet exige une étude approfondie du milieu géologique afin de choisir la technique la plus adaptée à la nature des formations rencontrées, qu'elles soient meubles ou rocheuses. Le succès des projets souterrains dépend en grande partie de la capacité à adapter les techniques d'excavation aux spécificités géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du site, garantissant ainsi la sécurité des intervenants, la stabilité de l'ouvrage, le contrôle des impacts environnementaux, tout en optimisant les coûts et les délais de réalisation

II.3.1 Creusement du tunnel T2 à l'explosif

L'excavation à l'explosif est une méthode traditionnelle de creusement, largement utilisée depuis les débuts du creusement des tunnels, notamment dans les mines. Malgré l'évolution des techniques, elle demeure l'une des solutions les plus économiques pour traverser des formations rocheuses dures. Autrefois, on utilisait de la poudre noire (un mélange de nitrate de potassium, de charbon et de soufre), tandis qu'aujourd'hui, on a recours à des explosifs plus puissants tels que la dynamite ou les émulsions. Bien que plus dangereux, ces explosifs permettent une découpe précise de la roche, sans provoquer de destruction massive.

Cette méthode a été adoptée par l'entreprise Cosider pour le creusement du tunnel T2, situé entre les points kilométriques PK 43+225 et PK 43+300, où les travaux traversent des formations de grès de dureté moyenne à élevée selon des étapes bien définies

II.3.1.1 Le plan de tir

C'est une étape obligatoire du cycle de creusement. Il consiste en un schéma de la voûte d'un tunnel sur lequel on place toutes les informations nécessaires au bon déroulement du tir. Ces informations portent principalement sur la localisation des différentes mines, leur puissance (type de charges), les détonateurs utilisés ainsi que l'ordre d'explosion des charges et le temps d'écart. Cela permet de visualiser la séquence de tir des charges pour mieux l'adapter au terrain. Un chantier peut sur son parcours faire appel à différents plans de tir selon le type de roches rencontrées (Fig. II.6) [2]

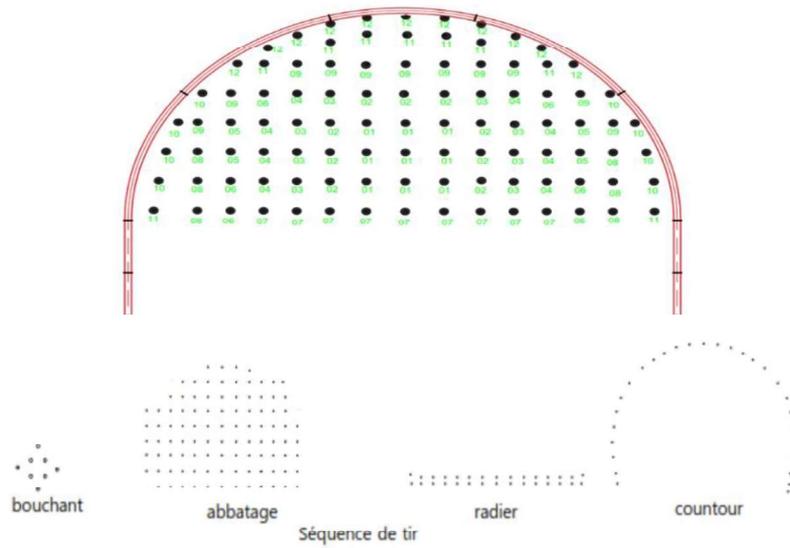


Figure.II.6 Plan de tire [2]

II.3.1.2 La foration

Après l'élaboration du plan de tir, on creuse les emplacements des charges ainsi que le bouchon à l'aide d'un Jumbo (Fig.II.7)



Figure.II.7 Plan de Foration [2]

II.3.1.3 Chargement de la volée

Il existe différents types de mines, chaque type étant utilisé à des endroits différents du front de taille :

Les mines d'abbatage sont utilisées dans le bouchon. Ce sont ces mines qui créent l'espace libre nécessaire au bon déroulement du tir.

Les mines de contours sont utilisées pour creuser les contours du front de taille. Elles sont moins puissantes que les autres.

Les mines de coins sont placées dans la partie basse du front de taille. Elles doivent former la voûte finale d'après le tir et c'est pourquoi elles ne sont déclenchées qu'à la fin. (Fig.I.8) [15]

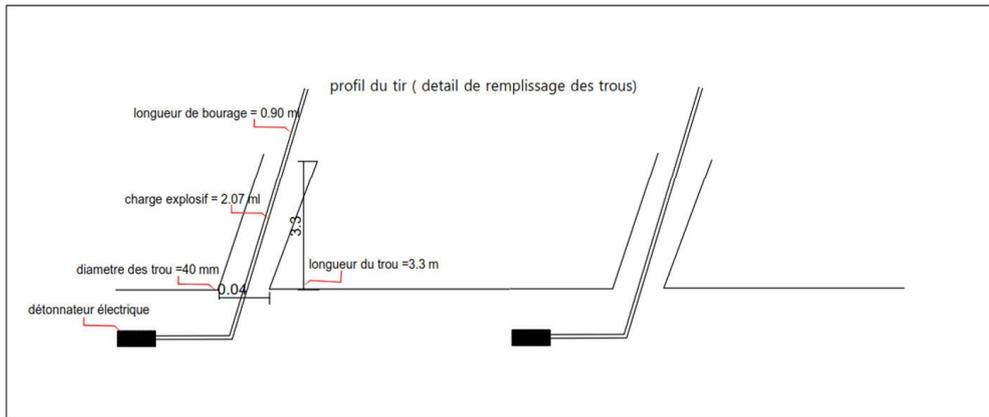


Figure.II.8 Chargement de la volée [2]

II.3.1.4 Le tir

Le tir ne se fait qu'après être assuré que tout le matériel et tout le personnel ont été évacués de la galerie. Il est aujourd'hui interdit d'utiliser des mèches lentes pour amorcer les explosifs car la technique a été jugée trop peu fiable. Tous les détonateurs sont donc électriques ce qui engendre alors d'autres contraintes. Il faut, en effet, s'assurer qu'aucune onde ne vienne créer un départ de tir intempestif qui pourrait avoir des conséquences désastreuses. Lors du déclenchement du tir, la sécurité est la règle primordiale. (Fig. I.9).

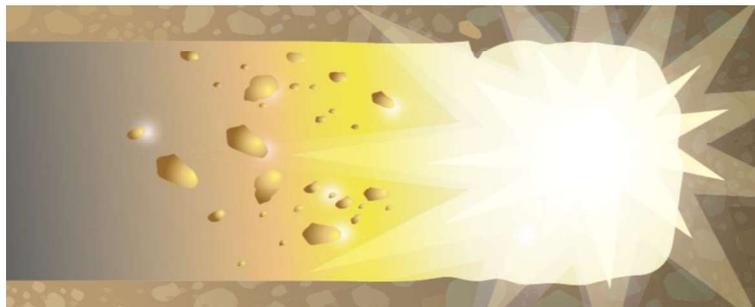


Figure.II.9 Le tir [16]

II.3.1.5 La ventilation

Après chaque tir, d'importantes quantités de gaz ou de poussières toxiques créées par l'explosion s'amassent dans le tunnel. La ventilation permet d'évacuer tous ces gaz avant de reprendre les travaux. Elle se fait soit par ventilation soufflante, soit par ventilation aspirante ou par les deux à la fois. Le temps d'évacuation de ces gaz dépend du type des explosifs utilisés ainsi que de la nature de la roche. (Fig.II.10)



Figure II.10 La ventilation

II.3.1.6 La purge

Après la ventilation, une machine spéciale appelée « pince à purger » est utilisée pour faire tomber les blocs de roche non stable. Elle est suivie du boulonnage, opération qui consiste à solidifier la voûte de la galerie fragilisée par le tir. (Fig.II.11)

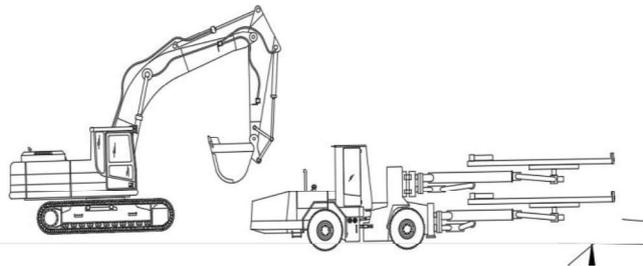


Figure II.11 L'opération da purge [3]

II.3.1.7 Le marinage

Consiste à l'évacuation de tous les déblais occasionnés par le tir. Il se fait à l'aide de pelles mécanisées et de camions de remorquage (Fig II.12)

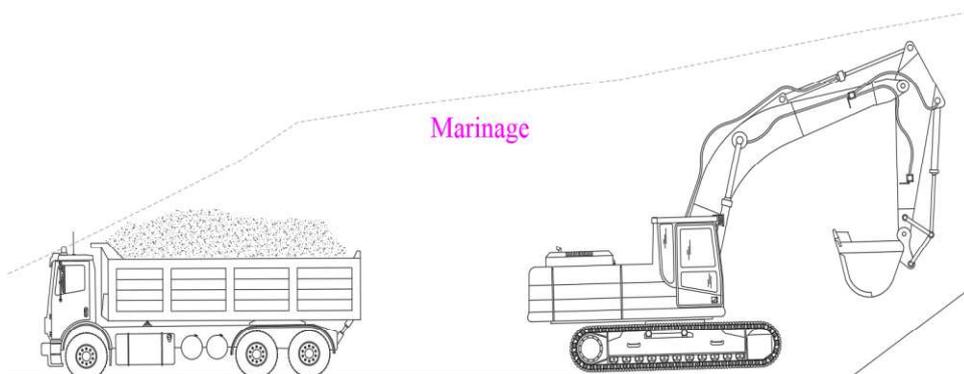


Figure.II.12 Marinage [3]

II.3.1.8 Le gunitage

Le gunitage des tunnels est un procédé de projection de béton à haute vitesse sur les parois d'un tunnel dans le but de renforcer et protéger la structure. Ce béton projeté, appelé aussi gunité ou shotcrete, est appliqué mécaniquement à l'aide d'un canon sous pression, sans nécessiter de coffrage. Le béton adhère fermement à la surface, formant un revêtement durable, résistant et souvent imperméable. (Fig.II.13)

- Le béton est préparé en centrale, puis acheminé sur le chantier.
- Il est projeté sur le support (parois du tunnel) à l'aide d'un canon sous pression, parfois avec armatures.
- Le béton projeté est adapté pour des épaisseurs de revêtement généralement inférieures à 15-20 cm. Au-delà, le béton coffré est souvent plus économique.
- La finition peut être brute ou talochée selon le besoin

Il est utilisé sur les parois du tunnel pour atteindre les objectifs suivants :

- Renforcement des structures et maçonneries (voûtes, murs emboués, pertuis, etc.).
- Protection contre les infiltrations d'eau et remontées capillaires.
- Réparation de structures endommagées.
- Stabilisation des terrains autour du tunnel.
- Adapté aux accès difficiles et aux formes complexe



Figure.II.13 Gunitage [17]

II.3.2 Creusement mécanique du tunnel T2

Le creusement de tunnel avec un brise-roche hydraulique est une méthode mécanique d'abattage de la roche qui utilise un outil spécifique combinant des ondes de choc et un effet de coin généré par la forme de la pointe de l'outil (Fig.II.14). Cette technique permet de fragmenter efficacement la roche en surface pour faciliter son évacuation. Cette méthode a été utilisée du PK 43+215 au PK 43+320. (Fig.II.15)



Figure.II.14 Creusement au brise roche hydraulique

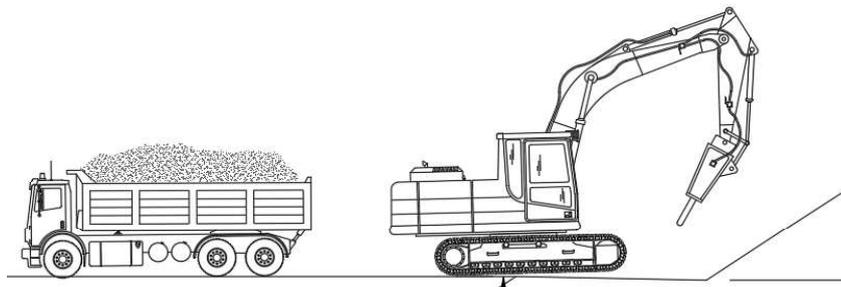


Figure.II.15 Creusement mécanique [3]

Le creusement du tunnel a été réalisé selon un phasage représentatif du cycle d'excavation, basé sur une méthode à section divisée en calotte, stross et radier. Cette modélisation tient compte des caractéristiques géologiques complexes du terrain, constitué de grès fracturé, de grès argileux et de marne. (Fig.II.16)

Creusement de la calotte : 72 m²

Creusement du stross : 45,36 m²

Creusement du radier : 12,18 m²

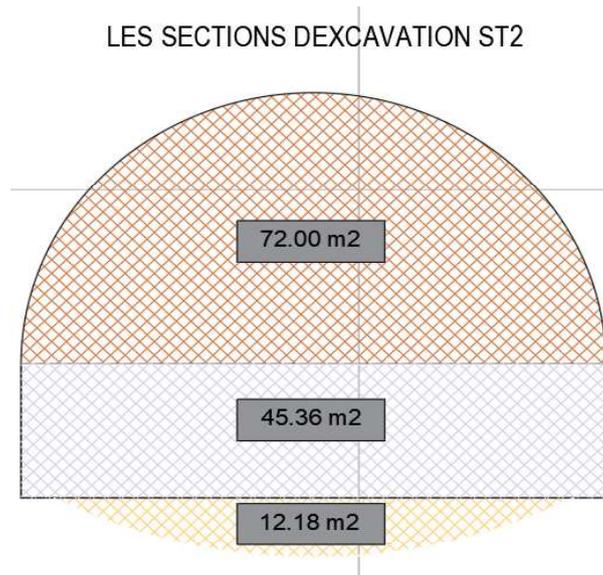


Figure II.16 Méthodes à section divisée [4]

II.3.2.1 Phase 1 Traitement du massif au front de taille et pré soutènement

- Renforcement du massif au front de taille par action de pré confinement réalisé à l'aide des boulons en fibres de verre scellés avec mortier de ciment
- Confortement du front par réalisation de tampon en PB renforcé doit être réalisé avant les travaux de boulonnage.
- Réalisation du pré-soutènement en voûte parapluie tronconique à l'aide des tubes pétroliers en acier injectés avec coulis de ciment voir la (Fig I.17) [4]

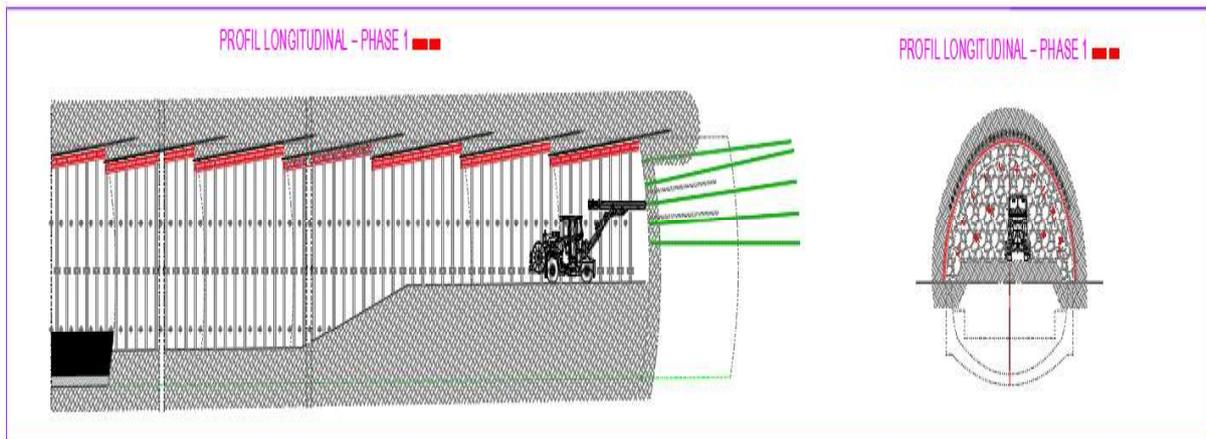


Figure II.17 Traitement du massif au front de taille et pré soutènement

II.3.2.2 Phase 2 Creusement de la calotte

- Abattage et marinage

Excavation de la calotte au moyen de brise roche hydraulique ques (BRH)

Réalisation d'une coque de 5 cm de BP sur le front et sur les parois du tunnel à chaque pas d'avancement. (Fig I.18)

Marinage de matériaux d'excavation à l'aide des pelles et dumpers/camion [4]

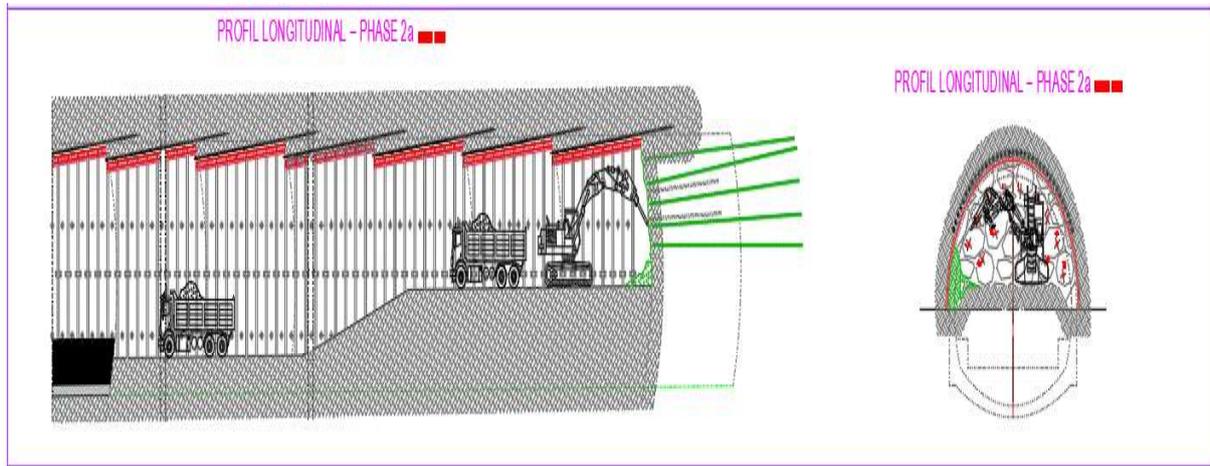


Figure II.18 Creusement de la calotte-Abattage et marinage [4]

b) Soutènement provisoire boulons et cintres : Réalisation des boulons radiaux passifs à l'aide des barres en acier scellés sur toute la longueur avec mortier de ciment à chaque pas d'avancement ;

Installation du cintre à chaque pas d'avancement. (Fig I.19)

Réalisation des doubles boulons en acier pour le fixage du cintre à chaque pas d'avancement

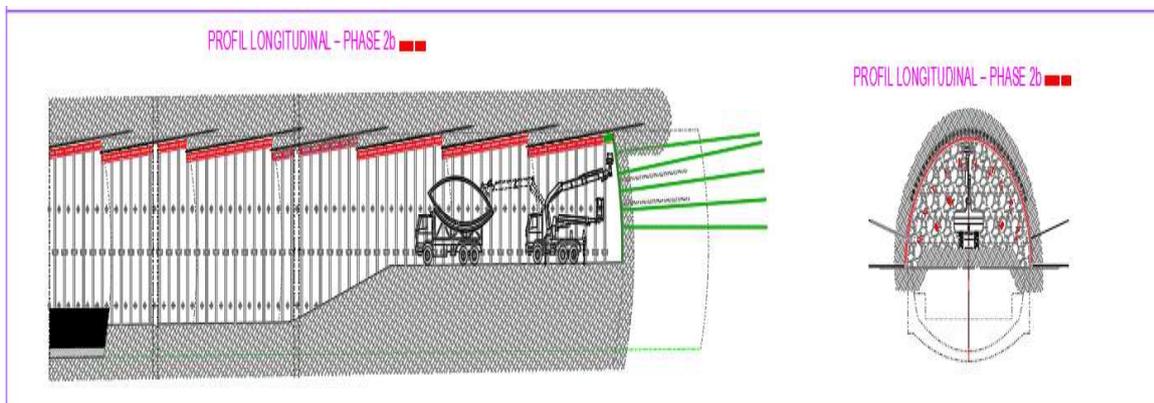


Figure II.19 Soutènement provisoire de la calotte par boulons et cintres [4]

c) Achèvement de la coque en béton projeté (BP) renforcé avec treillis soudé à chaque pas d'avancement (Fig I.20) [4]

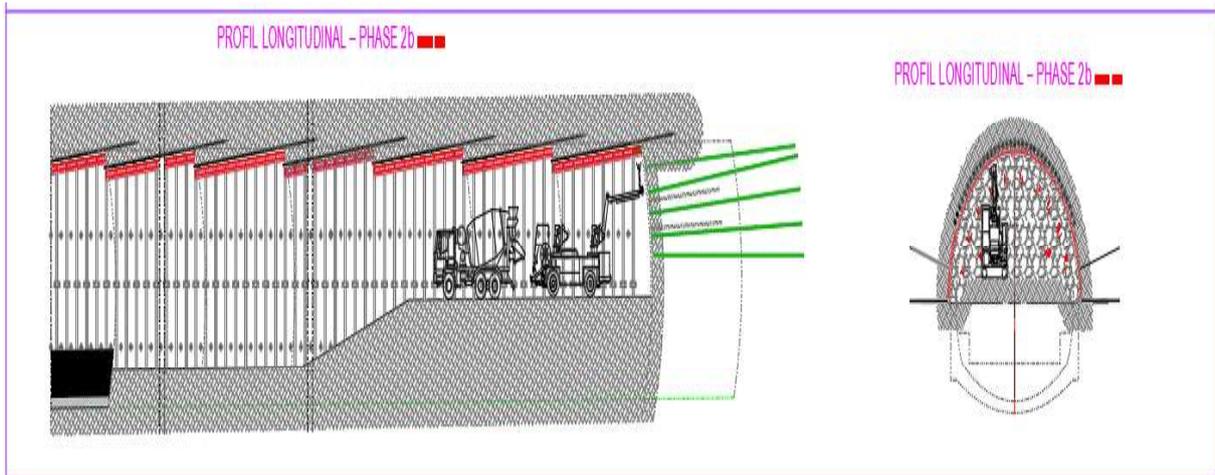


Figure II.20 Soutènement provisoire par béton projeté

II.3.2.3 Phase 3 : Creusement de stross

Excavation du stross à l'aide des moyens mécaniques (BRH)

Réalisation d'une coque de 5 cm de BP sur les parois du tunnel à chaque pas d'avancement-
Marinage de matériaux d'excavation à l'aide des pelles et dumpers/camion (Fig I.21) [4]

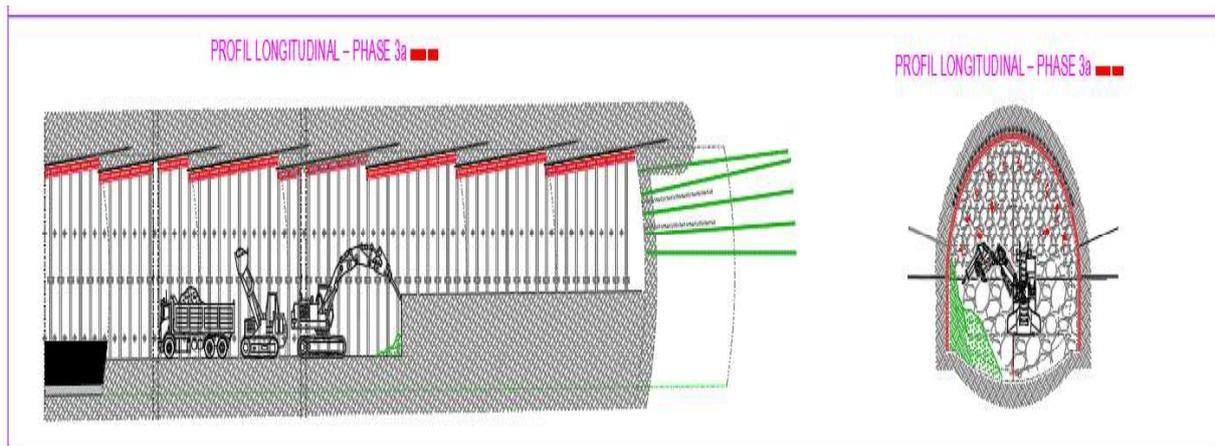


Figure II.21 Creusement de stross- Abattage et marinage

b) Soutènement provisoire par boulons et cintres par l'installation du cintre à chaque pas d'avancement (Fig I.22)

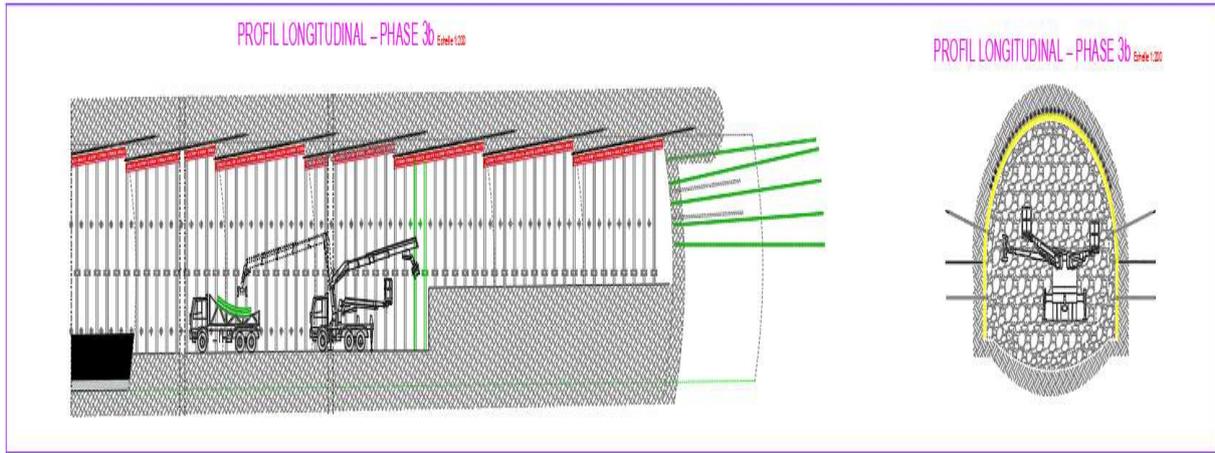


Figure. II.22 Creusement de stross- Soutènement provisoire

c) Soutènement provisoire par béton projeté

Achèvement de la coque en BP renforcé avec treillis soudé à chaque pas d'avancement. (Fig I.23) [4]

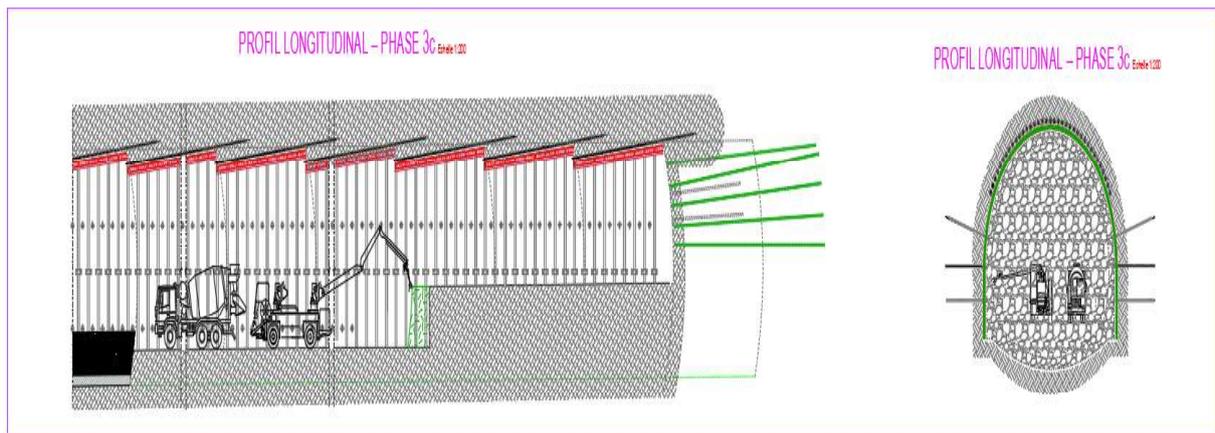


Figure. II.23 Creusement de stross-c) Soutènement provisoire [4]

II.3.2.4 Phase 4 : creusement de radier

a) Excavation du radier d'épaisseur 0.5 m à l'aide des moyens mécaniques (BRH)

b) Réalisation d'une coque de 5 cm de BP sur le radier à chaque pas d'avancement

c) Marinage de matériaux d'excavation à l'aide des pelles et dumpers/camion. (Fig I.24) [4]

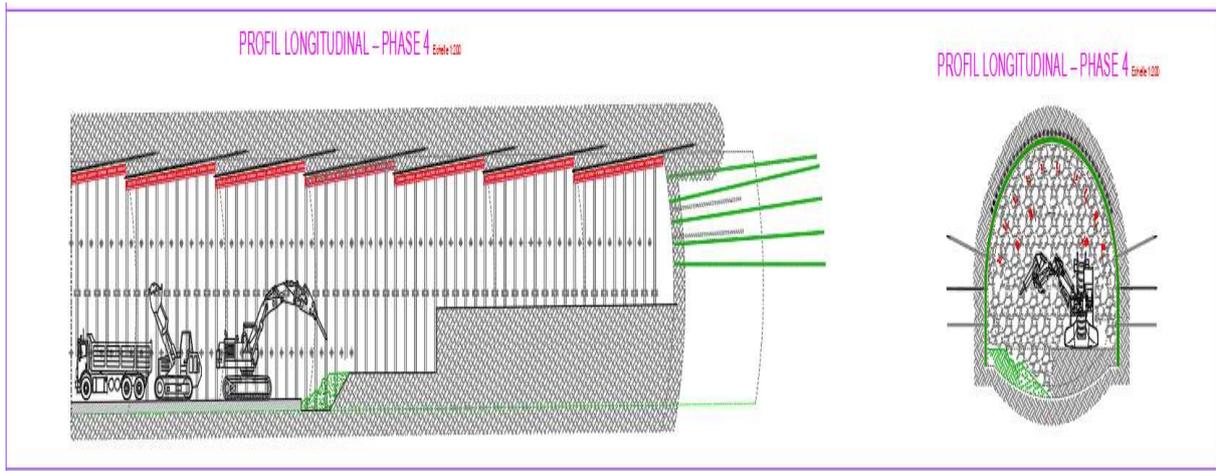


Figure. II.24 Creusement de radier

II.4 Creusement de la tranchée à ciel ouvert

La tranchée à ciel ouvert, située au PK 43+408 au pk 43+555 consiste à excaver le sol depuis la surface sur une longueur de 147 m, une largeur de 120 m et une profondeur de 64 m, afin d'y construire l'ouvrage, puis de refermer la tranchée et de rétablir l'état initial de la surface. Cette méthode, simple et efficace, est bien adaptée lorsque les conditions géotechniques et environnementales permettent un travail depuis la surface. (Fig.II.25) [5]

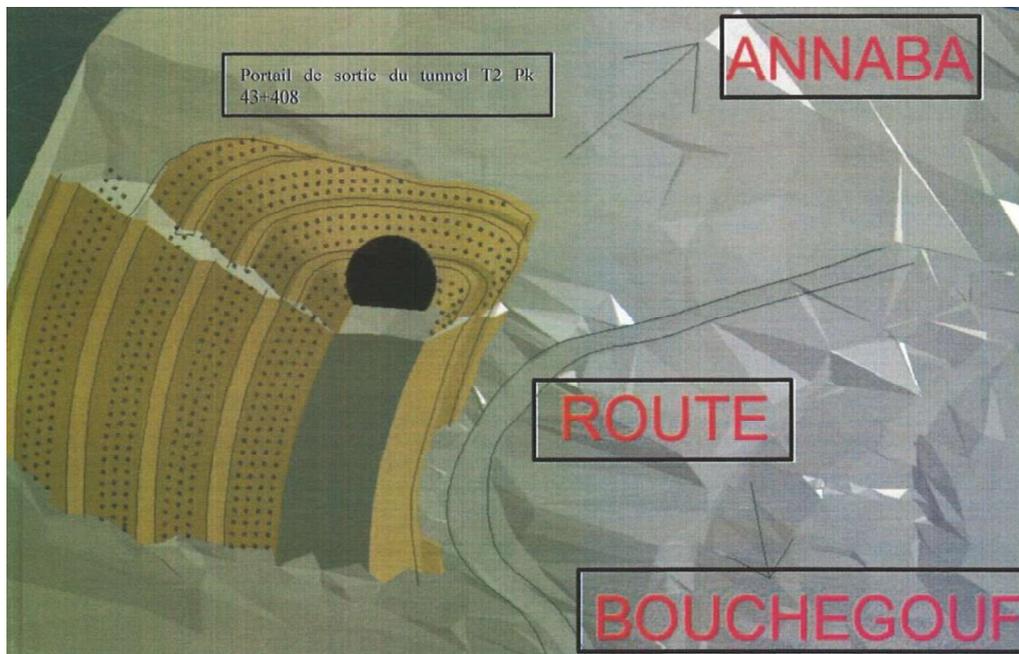


Figure.II.25 Dessin présentatif du portail de sortie du tunnel T2 et le tranché à ciel ouvert [3]

La tranchée à ciel ouvert consiste à creuser une tranchée depuis la surface, à construire l'ouvrage à l'intérieur, puis à refermer la tranchée et remettre la surface en état. Cette méthode est simple, efficace, et bien adaptée lorsque les conditions permettent un travail depuis la surface. (Fig I.26)

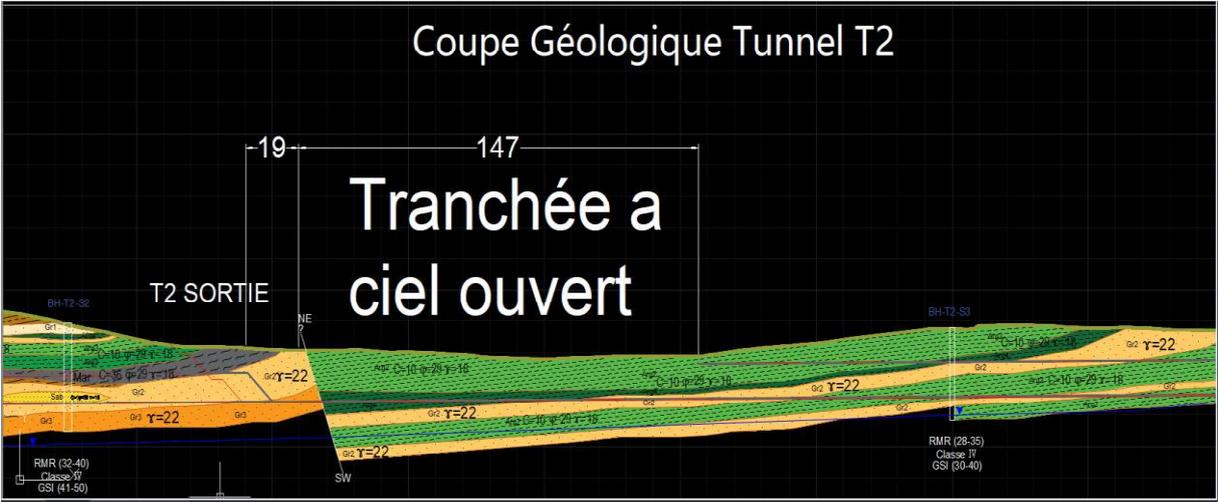


Figure. II.26 Coupe géologique de tranchée à ciel ouvert [6]

II.4.1 Phasages de réalisation de la tranchée à ciel ouvert

a) Réalisation de la piste d'accès, nettoyage d'emprise, découverte, et installation de la clôture autour du chantier (Fig I.27) [5]

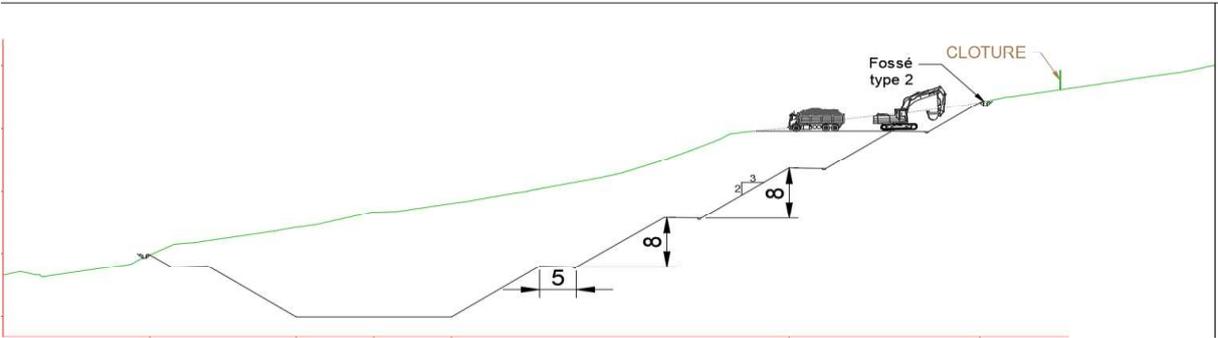


Figure. II.27 Creusement à ciel ouvert de la piste d'accès [5]

b) creusement du deuxième talus (Fig I.28)

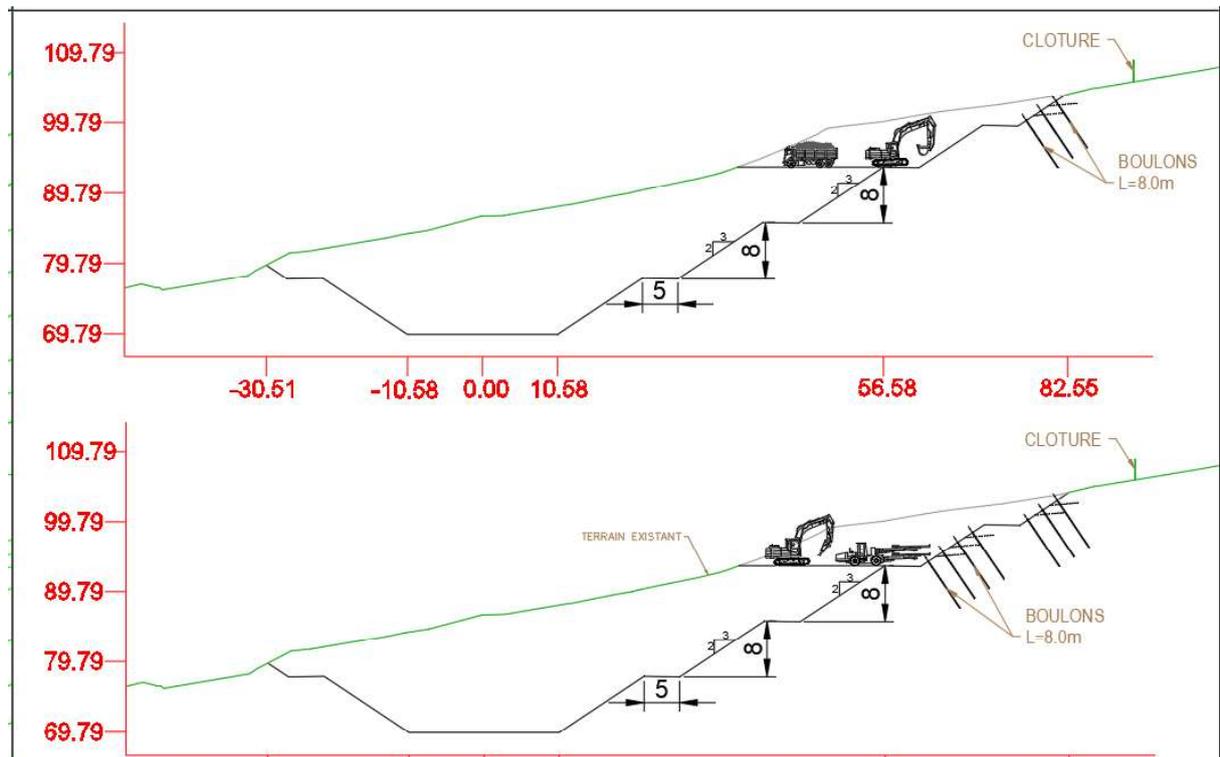


Figure. II.28 Soutènement du talus amont par ancrages [5]

c) creusement de troisième talus (Fig I.29)

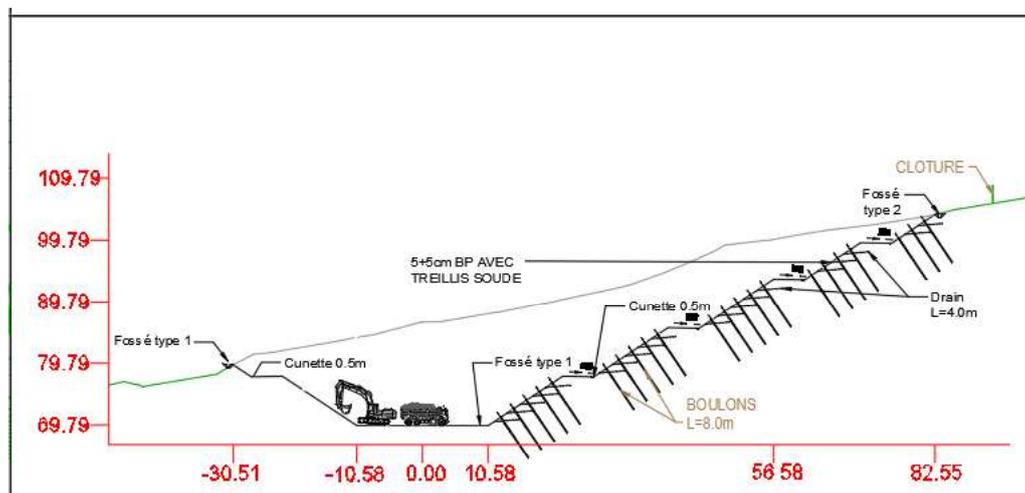


Figure. II.29 Creusement de talus aval [5]

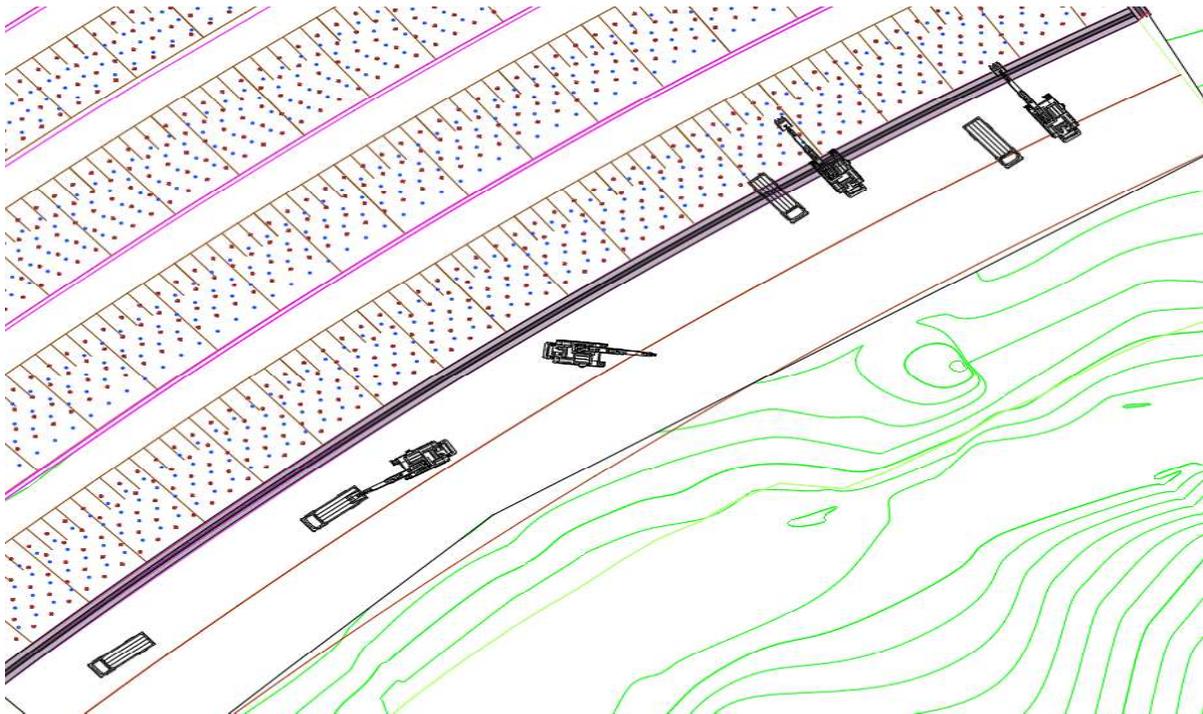


Figure. II.30 Soutènement de la tranchée ouverte [5]

II.5 Conclusion

Le creusement du tunnel a été adapté aux caractéristiques géologiques du terrain, composé d'argile, de marne et de grès. La méthode de creusement par section dévissée (calotte, stross, radier) a permis une progression sécurisée et maîtrisée. Dans le grès, des techniques d'explosifs ont été utilisées entre les PK 43+225 et PK 43+300, tandis que le creusement mécanique a été privilégié dans les zones argileuses. Enfin, pour les zones d'entrée et de sortie du tunnel, la technique de tranchée à ciel ouvert a été appliquée du PK 43+408 au PK 43+555, sur une longueur de 147 m et une largeur de 120 m

Bibliographie

- [1] Kahoul Ines, Université Annaba thèse de doctorat étude et évaluation du soutènement d'un tunnel de communication cas : métro d'alger pages 43-48 13/11/2011
- [2] Rapport : plan de tir relatif à l'excavation d'un tunnel t2 situé au pk 43+225 et pk 43+300 – COSIDER 12/05/2024
- [3] Rapport : réalisation d'une tranchée à ciel ouvert et tranchée couverte du tunnel T2, situé du pk 43+071,67 au pk 44+051,67 – étude de sécurité relative à l'excavation des tranchées à ciel ouvert et tranchée couverte du tunnel T2 en terrain rocheux au moyen des explosifs
- [4] rapport : études d'exécution du tunnel T2 – phasage d'avancement 1 sur 2 et 2 sur 2 – creusement en section divisée – ANESRIF 31/03/2024
- [5] rapport : phasage de réalisation des talus pour la tranchée à ciel ouvert entre pk 43+428 et pk 43+575 – ANESRIF 20/04/2024
- [6] rapport : études d'exécution – coupe géologique du tunnel T2 du pk 43+060.00 au pk 44+125.00 – ANESRIF 28/03/2024
- [7] <https://fr.wikipedia.org/wiki/Tunnel>
- [8] <https://fr.wikipedia.org/wiki/Tunnel>
- [9] <https://www.infociments.fr/espaces-souterrains/tunnels-les-differentes-methodes-dexecution>
- [10] http://ressources.unit.eu/cours/RMDI/RMDI5/co/grain3_2_2.html
- [11] chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgclefindmkaj/https://www.infociments.fr/sites/default/files/article/fichier/CT-T98.pdf
- [12] <https://www.constructioncayola.com/terrassements-carrieres/article/2009/12/13/33944/la-ligne-predecoupage-mecanique-avec-prevoute>
- [13] <https://sisgeo.com/fr/applications/tunnels-et-fouilles-profondes/surveillance-des-tunnels-natm/>
- [14] <https://tunnel.ita-aitec.org/fr/how-to-go-underground/construction-methods/mechanized-tunnelling/shield-tgm>
- [15] <https://implenia.com/fr/medias/article-de-presse/schweizer-premiere-sprengvortrieb-erstmal-mit-nachhaltigem-hypex-bio-sprengstoff/>
- [16] chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgclefindmkaj/https://www.infociments.fr/sites/default/files/article/fichier/CT-T98.pdf
- [17] <https://can.sika.com/fr/construction/beton-projete-tunnelsetmines.html>

**Chapitre III : Les procédés de
soutènement et de revêtement
du tunnel T2**

III.1 Introduction

Dans les ouvrages souterrains, le soutènement et le revêtement jouent un rôle fondamental pour garantir la stabilité et la sécurité des structures. Le soutènement, qu'il soit temporaire ou permanent, sert à maintenir les parois du terrain pendant l'excavation. Le revêtement, lui, est une couche protectrice qui assure la solidité de l'ouvrage à long terme, en le protégeant contre les pressions du sol, l'eau et l'usure. Le choix et la mise en œuvre de ces deux éléments dépendent des conditions géotechniques du site et des exigences du projet.

Le soutènement est un élément essentiel dans la construction des ouvrages souterrains. Il sert à stabiliser les parois et à éviter les effondrements pendant les travaux de creusement. Il peut être provisoire, utilisé uniquement pendant l'excavation, ou définitif, intégré à la structure finale. Le soutènement provisoire permet de sécuriser les parois jusqu'à la mise en place de la structure permanente, et il aide aussi à réduire les efforts exercés plus tard sur le revêtement.

III.2 Type de soutènement

III.2.1 Le béton projeté

Le béton projeté, également appelé gunite, est un béton propulsé à grande vitesse sur un support à l'aide d'un jet d'air comprimé, permettant de réaliser des couches de béton adhérentes et conformes à des formes complexes ou difficiles d'accès, comme les tunnels, les talus ou les réparations d'ouvrages en béton ou maçonnerie

III.2.1.1 Techniques de projection

Il existe deux principales techniques de projection du béton projeté :

III.2.1.1.1 Projection par voie sèche

Le mélange sec (granulats, ciment, adjuvants) est propulsé par de l'air comprimé dans un tuyau jusqu'à la lance, où il est humidifié juste avant la projection sur le support. Cette méthode permet une forte adhérence grâce à un accrochage mécanique, une grande résistance et un retrait réduit. Elle est particulièrement adaptée aux travaux de réparation, renforcement, rejointoiement de murs à joints larges, projection sur falaises ou talus, et béton réfractaire. Elle est aussi privilégiée pour les chantiers de faible importance ou nécessitant des arrêts fréquents.

(Fig.III.1) [8]

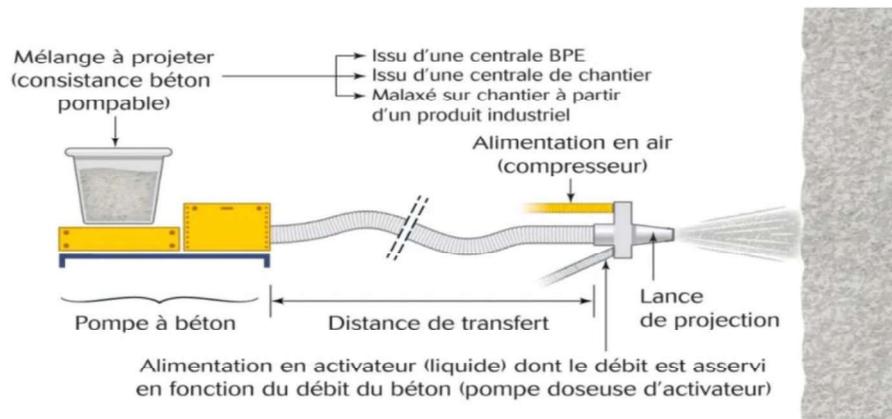


Figure.III.1 Projection par voie sèche [8]

III.2.1.1.2 Projection par voie mouillée

Le béton est préparé avec de l'eau en centrale et pompé jusqu'à la lance où il est projeté. Cette technique génère peu de poussière, permet un fort débit de projection, et est utilisée pour le soutènement souterrain, la protection des berges, la projection verticale vers le bas, ou sur supports fragiles. Elle est adaptée aux chantiers demandant une cadence élevée et des résistances mécaniques moindres que la voie sèche (Fig.III.2) [8]

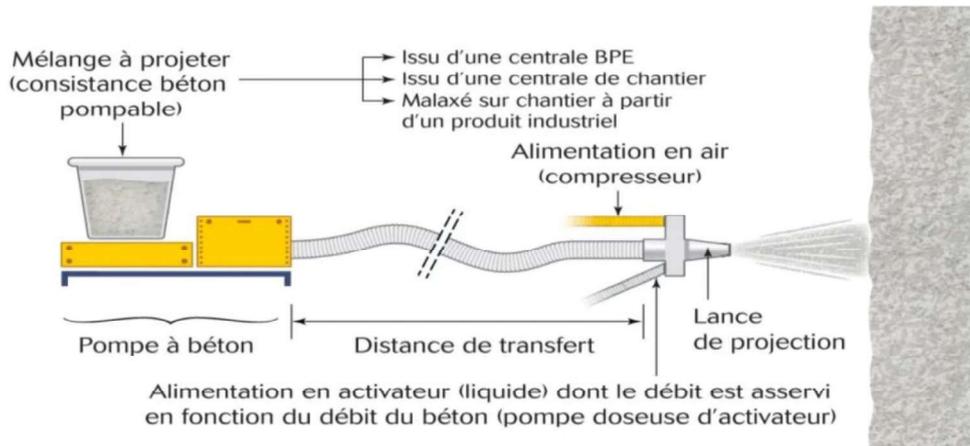


Figure.III.2 Projection par voie mouillée [8]

III.2.1.2 Avantages du béton projeté

- Le béton projeté adhère au support par collage de la pâte cimentaire et, en voie sèche, par accrochage mécanique, ce qui évite l'utilisation de coffrages, réduisant ainsi les coûts, la main-d'œuvre et les délais de chantier
- Il permet de réaliser des couches fines qui épousent parfaitement le profil du support, utile pour des sections variables ou des intersections d'ouvrages et il est adaptable aux formes complexes
- La projection permet de réduire jusqu'à 50 % le temps de réalisation des ouvrages, notamment en travaux souterrains comme le creusement de tunnels.
- L'ajout de fibres métalliques ou synthétiques améliore la cohésion, la ductilité et la résistance du béton projeté, limitant les effets du retrait et renforçant la tenue mécanique. Le béton projeté contribue au renforcement structurel du soutènement.

III.2.1.3 Composition du béton projeté

Le tableau III.1 présente les compositions du béton projeté conformément à la norme algérienne NA 5285. La méthode de formulation utilisée est celle de Dreux-Gorisse. [7]

Constituant	Dosage (Kg/m ³)
Ciment II GICA	350
Sable de dune (0/1)	180
Sable de carrière (0/3)	730
Gravier 3/8	395
Gravier 8/15	590
Eau	195
Adjuvant SIKA-Visco 4073 Superplastifiant	0.8

- Rapport

G/S = 1.08, E/C = 0.57, Densité de béton projeté = 2.38

III.2.1.4 Les applications du béton projeté en travaux souterrains

La technique du béton projeté est utilisée en travaux souterrains comme :

- **Soutènement de parois de galeries ou de puits** : Ce soutènement est mis en œuvre immédiatement après excavation du front de taille, ou ultérieurement si le terrain est stable.
- **Soutènement provisoire de front de taille de tunnels en cours de creusement** : Le béton projeté est en général utilisé en association avec des boulons, des cintres ou des treillis, le béton peut dans certains cas être fibré.

III.2.1.5 Les principaux modes de fonctionnement du béton projeté

Selon la nature du terrain et les caractéristiques géométriques de l'ouvrage, la technique du béton projeté peut assurer trois principaux types de soutènement.

III.2.1.5.1 Béton projeté utilisé comme peau protectrice

Le soutènement est constitué d'une faible épaisseur (inférieure à 50 mm) de béton projeté mis en place à la surface de l'excavation et pouvant être renforcé par un treillis soudé ou des fibres.

Cette « peau protectrice » ne joue pas de rôle structurant, la stabilité de l'excavation est assurée par le terrain seul, par un boulonnage du terrain ou par une coque plus épaisse en béton projeté mis en place ultérieurement (Fig.III.3) [8]

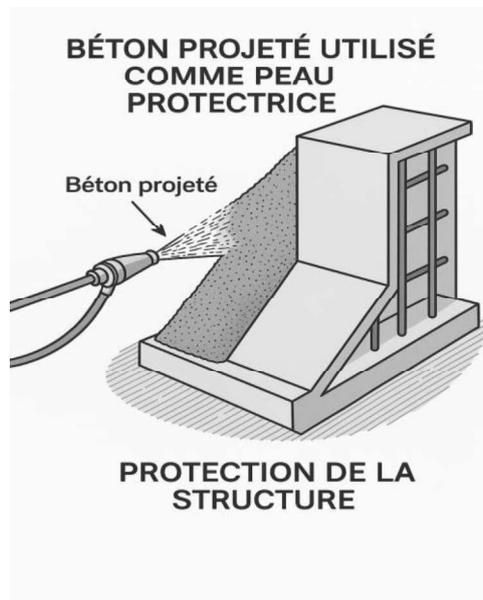


Figure.III.3 Béton projeté utilisé comme peau protectrice [9]

Elle a pour rôle de protéger les terrains en place contre une altération superficielle (dessiccation du sol, migration d'eau interstitielle,) en assurant le jointement des grains du sol. Les exigences de résistances mécaniques de ce type de béton sont faibles, mais il est indispensable que le béton présente une bonne adhérence au support et supporte son poids propre.

III.2.1.5.2 Béton projeté utilise comme peau résistante

Le soutènement est constitué d'une peau de béton projeté associée à un treillis soudé, un boulonnage ou des cintres. Le béton projeté permet dans ce cas un renforcement local du terrain en s'opposant aux ruptures et déplacements locaux éventuels de blocs de sol. Sa résistance mécanique à court terme doit être importante (de l'ordre de 10 MPa à 24h). Ces résistances élevées à court terme sont obtenues par utilisation d'accélérateur de prise au moment de la projection (Fig.III.4) [8]

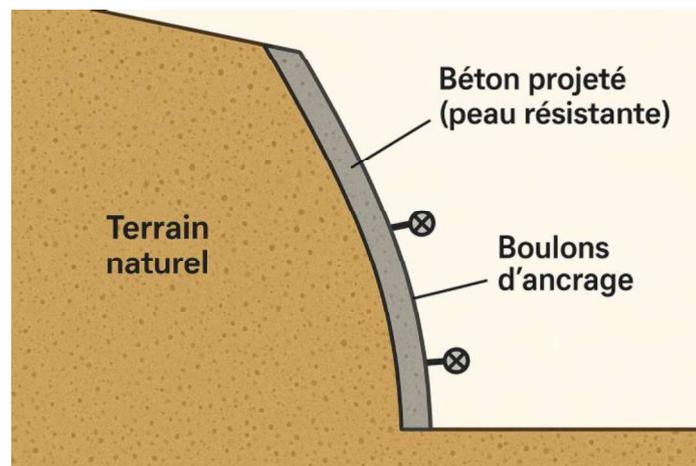


Figure.III.4 Béton projeté utilise comme peau résistante [9]

III.2.1.5.3 Béton projeté utilisé comme anneau de structure

Le soutènement est constitué d'une coque épaisse (décimétrique) en béton projeté. Cette coque joue un rôle structurel, participe à la stabilité d'ensemble de l'excavation. Le béton projeté est en général armé ou fibré. L'épaisseur minimale de l'anneau est fonction des contraintes d'exécution (hors profil, défauts d'excavation,).

La capacité de fluage du béton projeté au jeune âge, lui permet de s'adapter aux déformations du terrain, en maintenant l'excavation en place. (Fig.III.5) [11]



Figure.III.5 Opérateur de projection en voie mouillée [11]

III.2.1.6 Les étapes d'exécution du béton projeté

Les étapes spécifiques de préparation du support avant la projection du béton dans les tunnels sont les suivantes :

III.2.1.6.1 Purge des éléments non adhérents ou instables

- Éliminer les parties friables, polluées ou non adhérentes du support, notamment sur les supports en béton ou maçonnerie existants, par repiquage ou hydrodémolition (manuelle ou robotisée) pour obtenir une surface saine et stable
- Sur terrain naturel, décaper les éléments instables de l'excavation pour assurer une bonne stabilité du support [12]

III.2.1.6.2 Nettoyage du support

- Nettoyer la surface par projection d'eau à haute pression afin d'éliminer poussières, débris et particules détachées.
- Sur supports en béton, dégager les armatures si elles sont présentes et nettoyer leur surface pour assurer une bonne adhérence du béton projeté.

III.2.1.6.3 Humidification du support

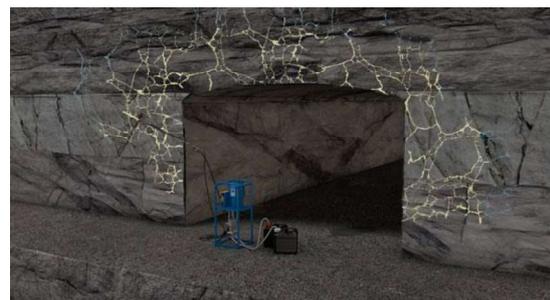
- Humidifier le support juste avant la projection, jusqu'à saturation sans ruissellement (aspect mat, non ruisselant), pour éviter que le support n'absorbe l'eau du béton frais, ce qui pourrait provoquer des fissurations dues à un gradient hydrique.
- Cette humidification est indispensable quelle que soit la technique de projection (voie sèche ou voie mouillée).

III.2.1.6.4 Colmatage des venues d'eau

Cette injection a pour but de bloquer de fortes venues d'eau qui empêchent la production/l'avancement du chantier. Le but n'est pas d'étancher l'eau complètement, mais d'en réduire suffisamment le débit pour redémarrer le chantier dans des conditions acceptables. Le colmatage de venues d'eau nécessite l'utilisation de mousses bi-composantes aqua-réactives avec de fort taux d'expansion. Des accélérateurs de prise sont disponibles si nécessaire. Injectée dans les joints ou les fissures drainants l'eau, la mousse obstrue le passage de l'eau au fur et à mesure de l'injection (Fig.III.6) [13]



Avant



Après

Figure.III.6. Colmatage des venues d'eau [13]

III.2.1.6.5 Préparation spécifique selon le type de support

- ❖ Pour un support en béton projeté jeune, la nouvelle couche doit être appliquée dans les 72 heures suivant la prise de la couche précédente afin d'assurer une bonne liaison.

- ❖ Pour les supports fragiles ou friables, privilégier la projection par voie mouillée ou prendre des précautions particulières au démarrage de la couche.

Ces étapes garantissent un support stable, propre et humide, conditions essentielles pour assurer l'adhérence, la compacité et la durabilité du béton projeté dans les tunnels.

III.2.1.7 Le treillis soudé pour béton projeté

Le treillis soudé est une armature métallique préfabriquée constituée de fils d'acier longitudinaux et transversaux soudés électriquement aux points de croisement, formant un maillage régulier. Fils d'acier ronds et lisses, généralement en acier doux soudable à faible teneur en carbone, laminé à froid pour une meilleure résistance et adhérence au béton.

- ❖ Diamètres des fils : généralement de 2,8 mm à 8 mm selon les besoins, avec des espacements variables entre 100 mm et 300 mm pour les fils porteurs et répartiteurs.
- ❖ Dimensions standards : largeur classique de 2,4 m, longueur en rouleaux de 25 m ou en panneaux aux dimensions spécifiques selon la demande. [14]

Il est principalement utilisé pour renforcer les dalles en béton, notamment les dalles sur terre-plein ou les dalles de compression, en assurant une meilleure répartition des contraintes et en limitant les fissurations. Les treillis soudés de structure et certains treillis de surface sont conformes à la norme NF A 35-080-2 (acier B500A). Les treillis de surface en acier B600A suivent la norme NF A 35-024-2. (Fig.III.7) [15]

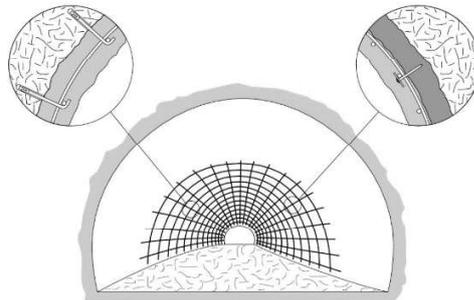


Figure III.7 Treillis soudé pour tunnel [15]



Figure.III.8 Treillis soudé B500 sur chantier

III.3 Les cintres

Les cintres utilisés dans le tunnel T2 sont des structures métalliques provisoires utilisées pour le soutènement immédiat lors de l'excavation des tunnels. Ils assurent la stabilité du terrain en supportant les parois jusqu'à la mise en place du revêtement définitif, souvent en béton projeté ou en béton armé.

III.3.1 Types de cintres utilisés dans le projet

L'entreprise a opté pour l'utilisation de cintres lourds en profilés métalliques normalisés pour le soutènement provisoire des tunnels, notamment des cintres fabriqués à partir de profilés HEB180 de nuance S275. Ces cintres lourds sont privilégiés dans les terrains poussants ou de mauvaise qualité, ainsi que dans les zones où les sollicitations mécaniques sont importantes et où un soutènement rigide est nécessaire. Le choix des cintres lourds permet de limiter les déformations et d'assurer une reprise efficace des charges pendant la phase d'excavation (Fig.III.9) [16]



Figure.III.9 Cintres métalliques lourds de type HEB180[16]

III.3.1.1 Usage et avantages des cintres

Les cintres HEB180 sont des profilés métalliques largement utilisés dans le génie civil, notamment pour les ouvrages provisoires et le soutènement en travaux souterrains.

Ils servent principalement de cintres de soutènement dans les tunnels, galeries et autres ouvrages souterrains, où ils supportent les charges du terrain et des bétons projetés.

Ils peuvent être intégrés dans des structures provisoires comme des tables coffrantes, des sablières d'appuis ou des cadres de ripage.

Leur section est adaptée pour des portées et charges intermédiaires, souvent en combinaison avec du béton projeté pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

Ils sont aussi utilisés dans des systèmes de soutènement combinés, où leur raideur contribue à la résistance globale (raideur K_c du cintre HEB180 prise en compte dans les calculs de soutènement). [17]

III.3.1.2 Avantages des cintres HEB180

Le profilé HEB est plus résistant aux chocs et manipulations grâce à ses épaisseurs plus importantes, ce qui est un avantage sur chantier lors de la manutention et la mise en place.

Par rapport à d'autres profilés standards (HEA, IPN), le HEB180 offre une capacité portante plus élevée, permettant des structures plus compactes ou plus performantes.

Le HEB180 peut être renforcé ponctuellement avec des goussets amovibles sans soudure, facilitant les adaptations sur chantier. Il est compatible avec divers accessoires pour l'assemblage et la continuité des structures.

Ce profilé optimise la résistance tout en limitant le poids, ce qui facilite la manutention et réduit les charges sur les fondations provisoires. [18]

Les cintres HEB180 S275 sont adaptés pour supporter des charges importantes et résister aux contraintes du terrain lors des travaux.

Leur poids et dimensions standard facilitent la conception et la mise en œuvre des soutènements.

En résumé, le cintre HEB180 est un profilé métallique robuste, performant et polyvalent, très utilisé dans les ouvrages souterrains pour le soutènement provisoire ou définitif, grâce à sa capacité mécanique élevée, sa durabilité et sa facilité d'adaptation sur chantier. (Fig.III.10)



Figure.III.10 Cintres HEB180 sur chantier du tunnel T2

III.4 Les boulons d'ancrage

Dans les tunnels, il est très important de stabiliser le sol pour éviter les accidents et protéger la structure, quand la roche est fragile ou sous pression, on utilise des systèmes pour la renforcer. L'un des plus courants est le boulonnage d'ancrage : on fixe des tiges en métal dans la roche pour l'empêcher de bouger.

Pour renforcer le soutènement du tunnel T2 au niveau de l'intrados et l'extrados, l'entreprise a renforcé le soutènement composé de cintres et béton projeté par des boulons d'ancrage à ancrage réparti de type HA25 pour des plusieurs raisons techniques et pratiques :

- Les boulons HA25 assurent une adhérence optimale sur toute la longueur grâce au scellement, garantissant ainsi une répartition uniforme des efforts dans la masse rocheuse ou le béton, ce qui est essentiel pour la stabilité des ouvrages
- L'ancrage réparti protège la barre contre la corrosion en l'enrobant complètement dans le scellement, ce qui augmente la durée de vie du soutènement et réduit les risques de défaillance
- Ce type de boulons permettent de résister efficacement aux efforts de traction, cisaillement et flexion rencontrés dans les contextes complexes des tunnels et autres infrastructures, offrant ainsi une solution fiable et éprouvée. (Fig.III.11) [19]

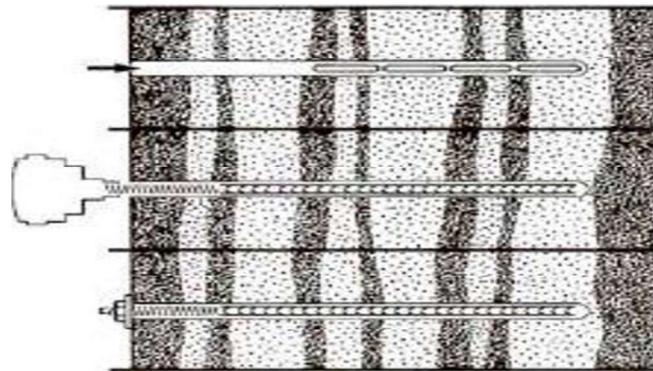


Figure.III.11 Boulons à ancrage réparti [1]

III.4.1 Les phases d'installation des boulons d'ancrages

III.4.1.1 Forage à sec

Un forage à sec de diamètre 76 mm est réalisé afin de mieux distribuer le terrain

(Fig.III.12) [2]

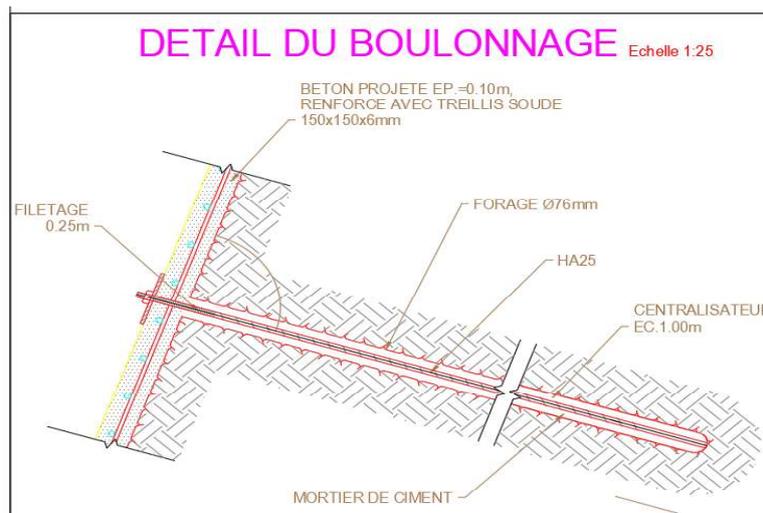


Figure.III.12 Détail du boulon d'ancrage [2]

III.4.1.2 Enfilage du boulon et des tuyaux d'injection

Introduction du bar d'acier lié à un tuyau de purge d'air et un tuyau d'injection en PVC semi rigide microfissures, Ø 50 mm, ép=5 mm (Fig.III.13) [2]

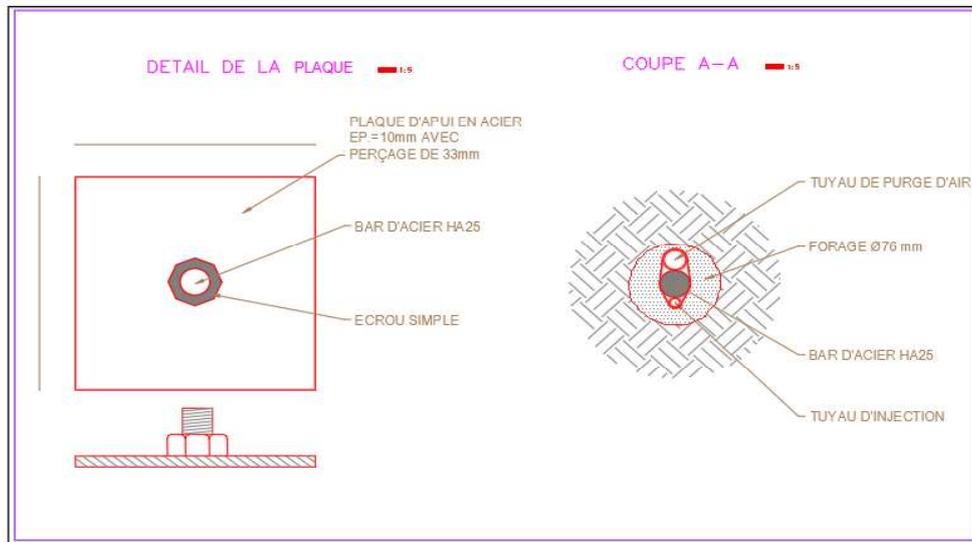


Figure.III.13 Enfilage du boulon et des tuyaux d'injection [2]

III.4.1.3 Scellement

Le scellement de boulon d'ancrage consiste à insérer une barre métallique dans un trou foré puis à la bloquer mécaniquement grâce à un matériau de scellement (ciment ou résine chimique) qui durcit et assure la liaison entre le boulon et le terrain. Ce procédé inclut également l'injection du coulis de ciment à basse pression (≈ 1 bar) ainsi que le retrait du tuyau d'injection à la fin de l'opération. Ce procédé est crucial pour garantir la stabilité et la sécurité des structures soutenues par ces boulons, notamment en géotechnique et construction. (Fig.III.14) [2]

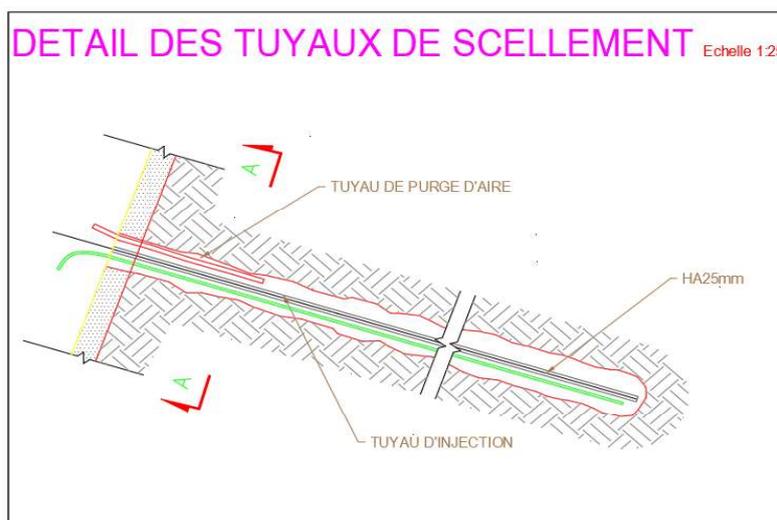


Figure.III.14 Détail du tuyau de scellement [2]

III.4.1.4 Le soutènement en intrados et extrados du tunnel T2

Dans le cadre des travaux de soutènement provisoire en tunnel, un système de soutènement approprié a été défini en tenant compte de la nature du terrain et des conditions d'excavation.

Ce système est composé de plusieurs éléments structurels performants :

Des boulons d'ancrage de type HA25, assurant une bonne adhérence et une répartition homogène des efforts dans la masse rocheuse ;

Des cintres métalliques lourds de type HEB180, installés à un espacement régulier de 0,68 mètre, offrant une résistance élevée aux pressions latérales et maintenant la forme du tunnel durant le creusement ;

Une couche de béton projeté de 30 cm d'épaisseur, contribuant à la cohésion de l'ensemble et à la stabilisation durable de l'ouvrage

Ce système représente une solution complète et efficace pour garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage pendant la phase d'exécution (Fig.III.15) [4]

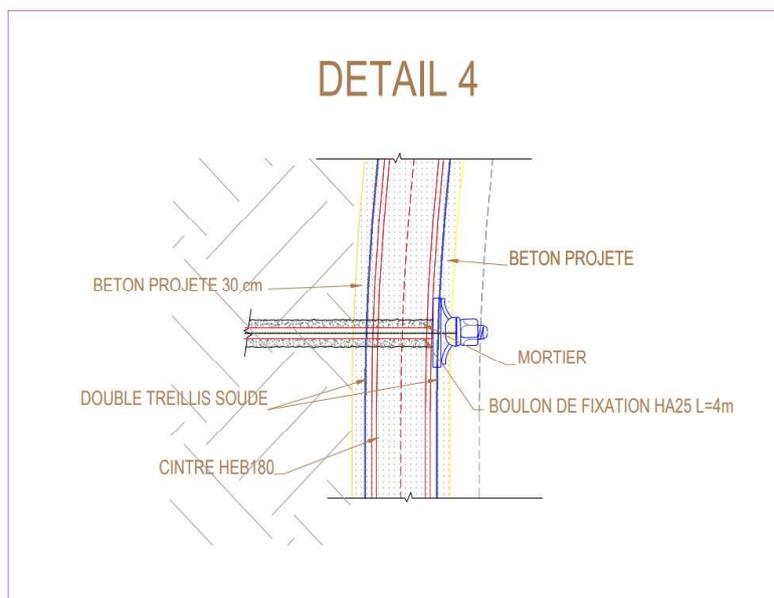


Figure.III.15 Les différents types de soutènements sur le tunnel d'oued fragha [4]

III.5 Le Revêtements

Les revêtements de tunnel sont essentiels pour assurer la sécurité, la stabilité et la longévité des infrastructures souterraines. Ils incluent plusieurs éléments techniques, tels que le drainage pour prévenir l'accumulation d'eau, le coffrage pour la formation du béton, et les géomembranes pour garantir l'étanchéité. Le radier et les banquettes renforcent la structure, tandis que le ferrailage permet d'assurer la résistance du béton. Ces différents systèmes travaillent ensemble pour protéger le tunnel contre les infiltrations d'eau et garantir sa pérennité

III.5.1 Réalisation de revêtement définitif

III.5.1.1 Radier et banquettes

Le revêtement de tunnel joue un rôle essentiel dans la durabilité, la sécurité et la fonctionnalité de l'ouvrage. Le radier assure la stabilité de la structure et doit résister aux charges et aux infiltrations d'eau. Les banquettes, quant à elles, permettent le passage sécurisé des piétons et le support des équipements techniques.

Ferraillage et coffrage du revêtement définitif du radier (épaisseur 0,50 m) et des banquettes (hauteur 1,40 m, largeur 1,20 m). (Fig.III.16) [3]

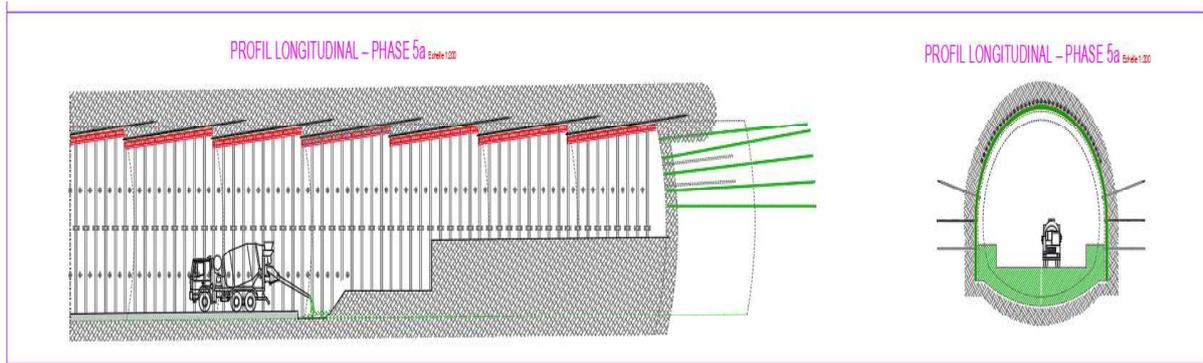


Figure.III.16 Coulagés de radier et banquettes les photos sur chantier

III.5.2 Étanchéité des revêtements

L'étanchéité des revêtements est un élément clé dans la construction pour garantir la durabilité et la sécurité des structures face aux effets de l'humidité. Que ce soit par des membranes, des enduits, des géomembranes, ou des traitements spéciaux, l'objectif est de créer une barrière

efficace contre l'eau et d'assurer la protection des bâtiments ou des infrastructures contre les infiltrations. (Fig.III.17) [6]

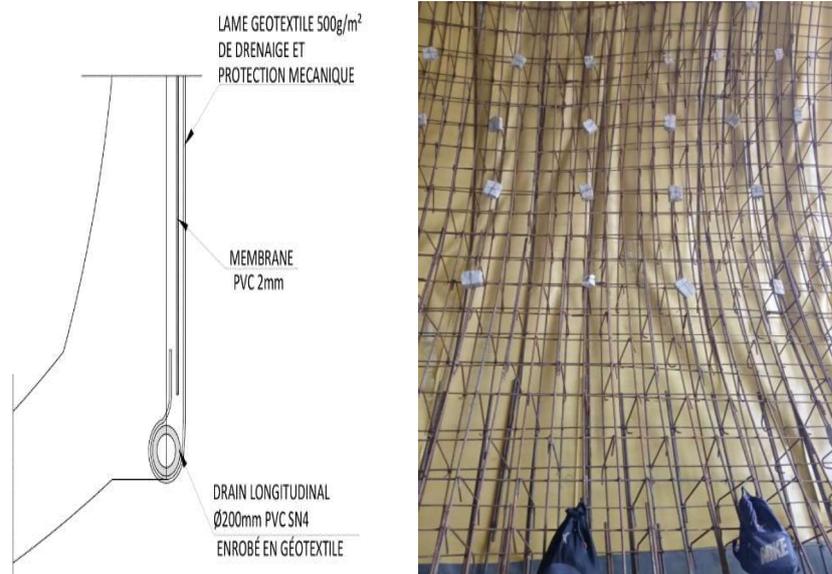


Figure.III.17 Installation de la membrane géotextile en voûte photo sur chantier [6]

III.5.3 Réalisation du revêtement définitif

- Installation de la membrane géotextile en voûte.
- Ferrailage et coffrage du revêtement définitif de la voûte

III.5.4 Ferrailage et coffrage du revêtement définitif de la voûte

Le coffrage est une étape essentielle dans la réalisation des ouvrages souterrains. Il permet de mouler et soutenir le béton jusqu'à sa prise, en lui donnant la forme finale prévue par le projet. La voûte, élément supérieur du tunnel, joue un rôle crucial dans la répartition des charges et la stabilité structurelle.

Ce coffrage est généralement réalisé à l'aide d'un équipement métallique roulant, conçu pour épouser précisément la géométrie du tunnel. Il doit répondre à des exigences élevées en termes de résistance, précision, sécurité et cadence d'avancement, surtout dans les tunnels de grande longueur.

Le choix du coffrage dépend de plusieurs facteurs : le type de revêtement (béton armé ou non), la géométrie de la voûte, la méthode de construction du tunnel, et les contraintes du site.

(Fig.III.18)

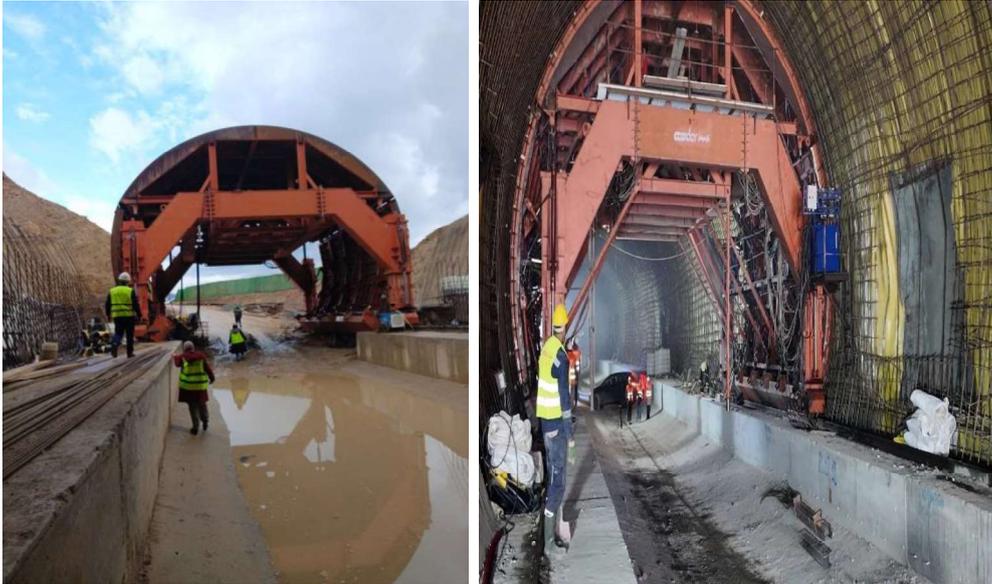


Figure.III.18 Installation de coffrage sur chantier

III.5.5 Réalisation du revêtement définitif

- Pose d'une membrane géotextile non-tissé thermo liée de 500 g/m² en voûte, associée à une géomembrane en PVC de 2 mm d'épaisseur pour assurer l'étanchéité. [6]
- Ferrailage et coffrage du revêtement définitif de la voûte (Fig.III.19)

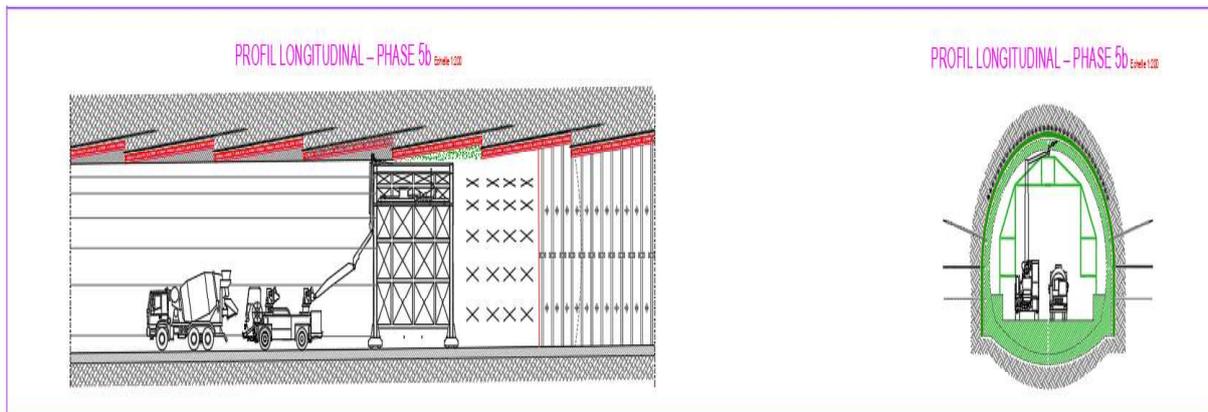


Figure.III.19 Réalisation du revêtement définitif [3]

III.5.6 Synthèse sur les modes de soutènement

Le tableau III.2 présente les modes de soutènement et de revêtement du tunnel étudié.

Tableau III.2 présente les modes de soutènement et de revêtement du tunnel et du tranchée

	Béton projeté avec renforcement	Radier	Boulons	Cintre	Voûte parapluie	Front tunnel - Enfilages	Front tunnel Scellement avec béton projeté	Revêtements définitif
Tunnel	0.3m avec treille a soudée 15cm* 15 cm Φ 6mm	Béton arme C25/30 50 cm avec treille a soudé 15*15cm Φ6 mm	BOULON EN ACIER HA25 L=4.00 m avec espacement 1.5m	HEB 180 avec espacement 0.68 m	VOUTE PARAPLUIE Ø103 MM INJECTE S AVEC COULIS DE CIMENT L=12.00 m recouvrement 3.4	BOULONS EN FIBRE DE VERRE L=12.00 m (SI NECESSAIRE)	Ep. 0,5m	BÉTON DE REMPLISSAGE C12/15 DRAIN Ø110 Membrane PVC 26.75 m ² Lamé Géotextile 28.75 m ² , Géomembrane 28.75 m ²
Tranchées	0.5 m avec treille a soudée 15cm* 15 cm Φ 6mm	Béton de propre C12/15 25 cm avec treille a soudé 15*15cm Φ6 mm	BOULON EN ACIER HA25 L=8.00 m avec espacement 2.5m	-----	-----	-----	-----	Béton c 12/15 0,25 m Fondation

III.6 Drainage

Le drainage est très important dans la construction des tunnels, surtout quand il fait partie du revêtement final. Il sert à gérer l'eau souterraine et empêche qu'elle s'accumule dans le tunnel, ce qui pourrait l'endommager. Il dirige l'eau vers des endroits prévus, ce qui protège le tunnel de l'humidité et de la corrosion. Un bon drainage aide à garder le tunnel stable, prolonge sa durée de vie, et améliore la sécurité en évitant les inondations ou l'eau stagnante. (Fig.III.20)

[20]

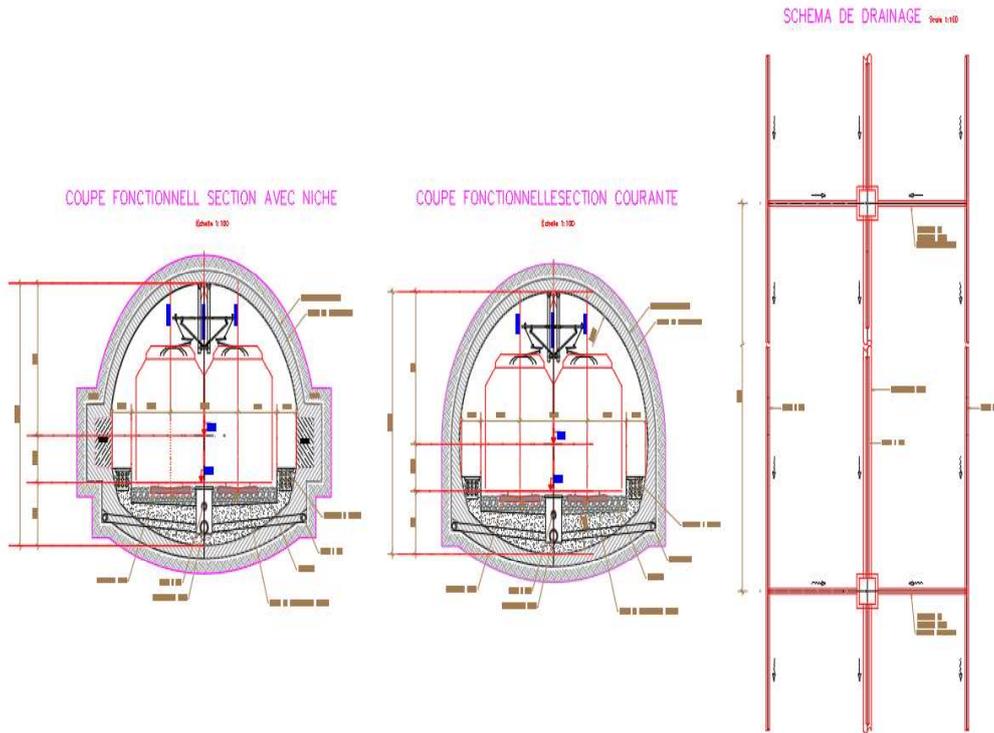


Figure.III.20 schémas de drainage [5]

III.7 Les regards

Le système de drainage permet d'évacuer efficacement les eaux souterraines ou accidentelles. Une conception soignée et intégrée de ces éléments est indispensable pour garantir la pérennité du tunnel et la sécurité des usagers.

Les regards dans un tunnel sont des ouvertures ou des dispositifs d'accès placés le long du système de drainage. Ils permettent d'inspecter, d'entretenir et de nettoyer les canalisations. Ces éléments sont essentiels pour assurer le bon fonctionnement du drainage et éviter les problèmes comme les bouchons ou les inondations. (Fig.III.21) [6]

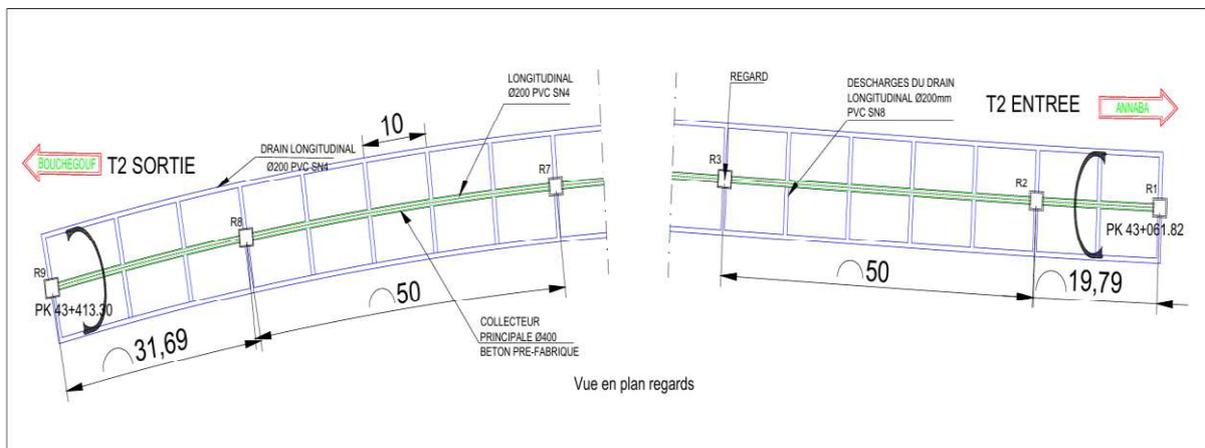


Figure.III.21 Plans des regards [6]

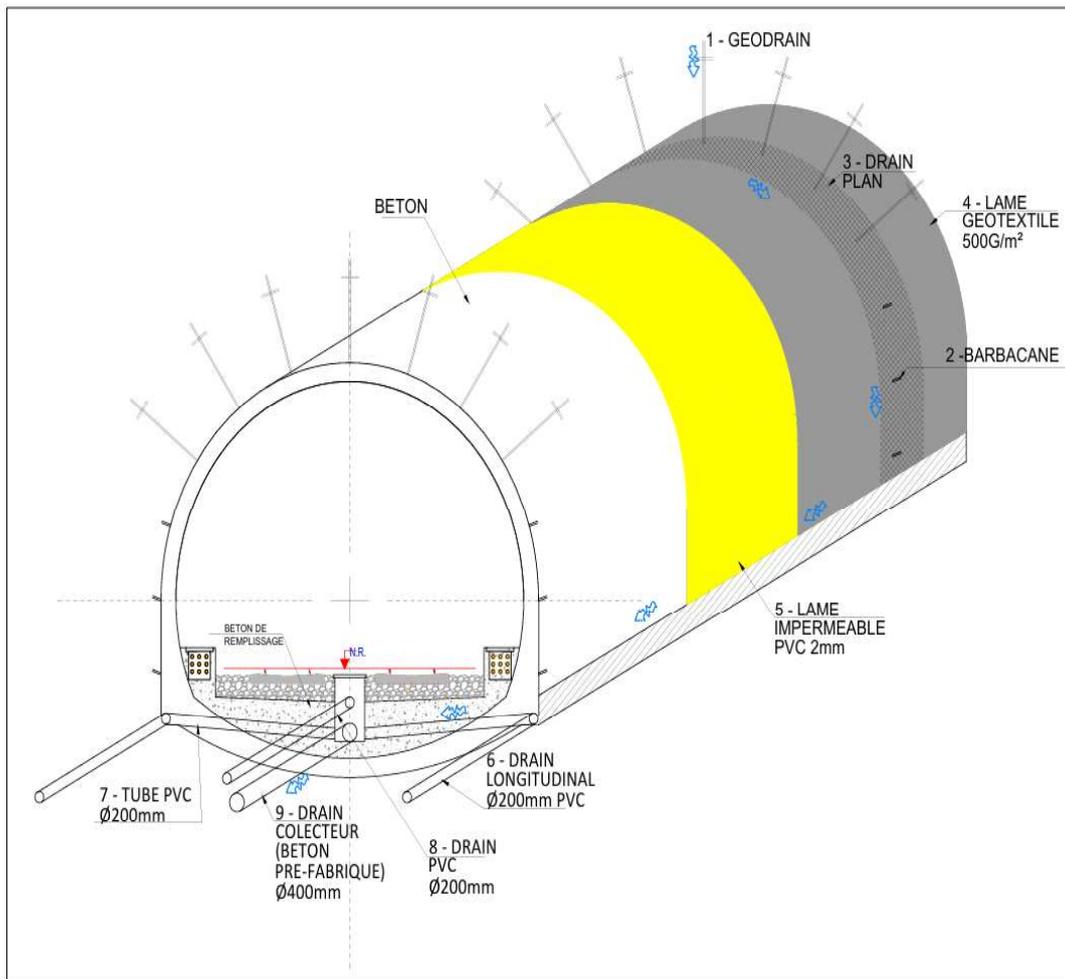


Figure.III.22 Différents types de revêtements réalisés dans le tunnel T2 [6]

III.8 Conclusion

Le creusement du tunnel d'Oued Fragha a été réalisé avec un soutènement robuste combinant du béton projeté de 30 cm d'épaisseur, un treillis soudé de 15×15 cm (Ø6 mm), et des cintres lourds HEB180 espacés de 0,68 m. Des boulons d'ancrage de type HA25 ont été disposés tous les 1,5 m en entrée et sortie du tunnel. Le revêtement comprend un radier de 0,5 m d'épaisseur, des banquettes, un coffrage avec géotextile et géomembrane, ainsi qu'un système complet d'étanchéité, de drainage et de regards, assurant la durabilité et la sécurité de l'ouvrage.

Bibliographie

- [1] derghoum ilyes, guerroui youcef Université 08 Mai 1945 Guelma thème de Mémoire de master : conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique 2016
- [2] Rapport : étude d'exécution de portails sortie tunnel T2 du pk 43+408.03 au pk 43+428.03 – ANESRIF12/03/2024
- [3] Rapport : études d'exécution du tunnel T2 – phasage d'avancement 1 sur 2 et 2 sur 2 – creusement en section divisée – ANESRIF 31/03/2024
- [4] Rapport : études d'exécution toutes zones tunnel T1, T2, T3 – plans d'exécution profil type du soutènement T2 – ANESRIF 23/04/2024
- [5] Rapport : études d'exécution – étude d'exécution des tunnels T1 et T2 – coupe fonctionnelle – intrados – ANESRIF 31/03/2024
- [6] Rapport : études d'exécution du tunnel T2 du pk 43+062.38 au pk 43+412.73 – drainage – regards – ANESRIF 15/04/2024
- [7] Rapport document technique de béton projeté étude de formulation groupe GICA 14/10/2021
- [8] <https://www.infociments.fr/betons/les-betons-projetes-definition-techniques-de-projection-formulation-utilisations-avantages-et-inconvenients>
- [9] <https://www.infociments.fr/espaces-souterrains/espaces-souterrains-beton-projete>
- [10] <https://www.infociments.fr/espaces-souterrains/beton-projete>
- [11] <https://www.infociments.fr/Betons-projetes-definition-techniques-de-projection-formulation-utilisations-avantages-et-inconvenients>
- [12] <https://www.infociments.fr/espaces-souterrains/espaces-souterrains-beton-projete>
- [13] <https://weber-mining.fr/traitement-des-venues-eau#:~:text=Le%20colmatage%20de%20venues%20d,%C3%A0%20mesure%20de%20l'injection.>
- [14] <https://fr.scribd.com/document/472655258/51-17>
- [15] <https://www.hilti.ch/content/hilti/E3/CH/fr/ingenierie/application-stories/tunnel/reinforcing-mesh-for-shotcrete.html>
- [16] <https://www.roigcurvados.es/fr/types-de-produit/profile-structurel/item/102-profiles-heb-hea-hem>
- [17] <https://di.univ-blida.dz/jspui/bitstream/123456789/10143/1/Untitled.pdf>
- [18] <https://locapal.fr/wp-content/uploads/2023/01/Catalogue-LOCAPAL-2023-ouvrages-provisaires-acier-de-reemploi-genie-civil-batiment.pdf>
- [19] Source : <https://www.cfm-roches.org/sites/default/files/manifestations/2013-12-05-Blanco-Martin.pdf>
- [20] https://www.cetu.developpement-durable.gouv.fr/IMG/pdf/assainissement_tunnels_routiers_bdef-2.pdf

**Chapitre IV : Les méthodes de
calcul empiriques et analytiques du
tunnel T2**

IV.1 Introduction

La réalisation de tunnels ferroviaires représente un défi technique majeur en génie civil. Contrairement aux ouvrages en surface, les tunnels doivent être conçus en tenant compte d'un environnement souterrain souvent complexe, instable et difficilement prévisible. L'un des enjeux principaux réside dans le choix d'un soutènement adapté et dans la vérification de la stabilité à long terme de la structure, notamment face aux charges dynamiques générées par le passage répété des trains.

Dans ce mémoire, l'accent est mis sur les méthodes de conception des tunnels en contexte ferroviaire, appliquées à un environnement géologique complexe, composé principalement de grès et d'argiles numidiens. Trois grandes approches de calcul sont examinées :

- La méthode empirique : qui repose sur l'observation de projets similaires réalisés dans des conditions comparables.
- La méthode analytique : qui utilise des formulations mathématiques simplifiées pour estimer les efforts et déformations. Méthode convergence confinement
- La méthode numérique : qui recourt à des logiciels de simulation avancés pour modéliser de façon réaliste l'interaction sol-structure, y compris sous l'effet des charges dynamiques. (Fig.IV.1)



Figure IV.1 Affleurement de l'entrée du tunnel T2 (Grès et argile numidiens)

IV.2 Les méthodes empiriques

Les premières méthodes empiriques appliquées aux tunnels reposaient sur l'idée que le soutènement ou le revêtement devait supporter le poids d'un volume de terrain relâché, contenu dans une zone en forme de cloche. Les dimensions de cette zone étaient définies à partir de formules tirées de l'expérience pratique.

Avec l'amélioration des techniques de creusement, les effets liés à la décompression du terrain ont été considérablement réduits, rendant ces méthodes de moins en moins appropriées aujourd'hui.

IV.2.1 La désignation de la qualité de la roche R.Q.D

Des sondages carottés ont été réalisés afin de permettre l'identification de la nature des différents matériaux traversés, définir le profil géologique et obtenir des informations qui définiront la géométrie des talus.

Le RQD fut proposé par D. DEERE en 1964. Il est déterminé à partir des observations faites sur les échantillons prélevés dans un sondage carotté. L'indice RQD (Rock Quality Designation) est défini comme le pourcentage des carottes de roches qui ont une longueur égale ou supérieure à 10 cm sur la longueur totale du forage [2]

$$\text{R.Q.D} = \frac{\sum \text{longeurs totales des morceaux} > 10 \text{cm} \times 100}{\text{longeur de la passe de carottage}} \quad (\text{IV.1})$$

Le RQD sert aujourd'hui de paramètre standard pour les échantillons de forage et constitue une valeur de base pour les principaux systèmes de classification des masses rocheuses.

Les résultats sont présentés dans le tableau IV.1 (la description des unités géologiques)



Figure IV.2 Photographie de la caisse à carottes BH-T2-S1/20.00-25.00 [1]

Tableau IV.1 Les valeurs de RQD et leurs descriptions de différentes unités géologiques [1]

Unité géologique	RQD (%)	Description
G1	25	Très mauvaise
G2	45	Mauvaise
G3	60	Passable (Moyen)
G4	80	Bonne

IV.2.2 Indice de résistance géologiques GSI

L'indice de résistance géologique (GSI) est un système de classification des masses rocheuses qui permet d'évaluer la résistance des roches, tant en surface qu'en sous-sol, pour la conception des excavations et le choix du soutènement. Il est particulièrement utile pour décrire des roches difficiles à classer, comme le flysch, un type de roche sédimentaire composé de grès et de marnes, qui présente une grande hétérogénéité et une structure souvent perturbée.

Le flysch peut former des masses rocheuses faibles, ce qui nécessite une classification géotechnique spécifique. En raison de sa nature complexe, les échantillons prélevés peuvent ne pas représenter fidèlement la masse rocheuse. Les essais en situation réelle (in situ) peuvent aussi être peu fiables ou difficiles à réaliser, et leur représentativité demeure incertaine.

Pour chaque unité géotechnique, Grès très fracturé (G1) représente le massif le plus altéré et parfois broyé, Grès moyennement fracturé (G2) avec des caractéristique moyennes, Grès peu fracturé (G3) comprend les zones de bonne qualité géotechnique, Grès sain (G4) de très bonne qualité géotechnique [1]

Tableau IV.2 Valeurs de GSI pour chaque unité géologique [1]

Unité géologique	Valeur GSI
G1	21-30
G2	30-40
G3	40-51
G4	>60

- ❖ Le type de la roche est : type V : Roches modérément à fortement altérées, interstratifiées grès/marne (Fig.IV.2)[1]

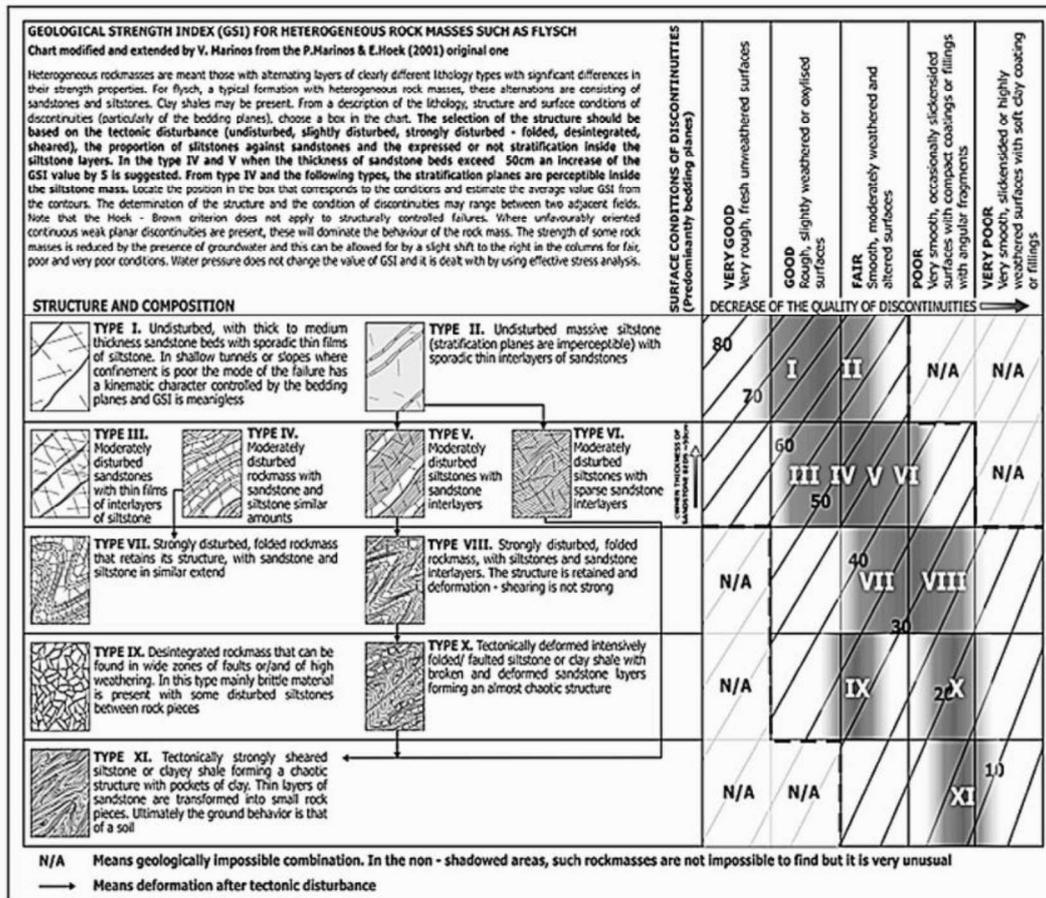


Figure IV.3 Classification géotechnique révisé pour les masses rocheuses [1]

Pour le grès 2 ce type de roche a besoin d'un soutènement renforcé dans les tunnels ou excavations (boulons d'ancrage, béton projeté, cintres moyenne)

IV.2.3 Méthode de Bieniawski

Bieniawski (1973-1983) utilise 6 paramètres pour classer les roches ;

- 1) La résistance à la compression simple ou essai Franklin (pour les roches dures).
- 2) La Qualité de la roche via RQD de Deere.
- 3) L'espacement des discontinuités de la roche.
- 4) La qualité des discontinuités de la roche.
- 5) Les conditions hydrologiques.
- 6) Orientation des discontinuités.

Chaque paramètre reçoit une note pour aboutir par addition à une note globale caractérisant la qualité de la roche [3]

Tableau IV.3 Paramètres de classification des roches et notes de pondération

Paramétré		Coefficient				
Resistance de la roche	Indice de Franklin	>08 MPa	04-08 MPa	02-04 MPa	01-02 MPa	Indic de franklin non utilisable

Chapitre IV : Les méthodes de calcul empiriques et analytiques du tunnel T2

	Resistance a la compression	>200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	Note	15	12	7	4	2	1	0
	RQD	90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	Note	20	17	13	8	3		
	Espacement de joints	>3m	1-3m	0,3-1m	50-300mm	<50mm		
	Note	30	25	20	10	05		
	Nature de joints	Surface très rugueuse, Non continue En pontes en contacte En pontes non altérées	Surface légèrement Rugueuse, Epaisseur <1mm En pontes non altérées	Surface légèrement Rugueuse, Epaisseur <1mm En pontes altérées	Surface Lustrées Ou remplissage épaisseur <5mm Joints continue	Remplissage mou épaisseur >5mm Ou joints ouverts > 5mm avec des Joints continus		
	Note	25	20	12	06	0		
Venue d'eau	Débit sur 10m	Aucun	Venu d'eau	<25 Litre /min	25-125 Litre/min	>125 Litre/min		
	Pression d'eau/ contrainte principale	0	Ment sec	00-0,2	0,2-0,5	>0,5		
	Hydrogéologie	Complete		Suintement eau Interstitielle	Pression d'eau modéré	Problème sérieux de venue d'eau		
	Note	10		7	4	0		

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

Tableau IV.4 Note d'ajustement pour l'orientation des joints

Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel		
Creusement du tunnel dans le sens du pendage		Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage		Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	Pendage 0-20°
Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	Pendage 45-90°	Pendage 20-45°			
Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très Défavorable	Moyen	Défavorable
Orientation des joints	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable	
Notes d'ajustement	0	-2	-5	-10	-12	

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

La classe de la roche.

Le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement.

Tableau IV.5 Classe de rocher suivant la classification de Bieniawski

Note globale RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Qualité du rocher	Très bon rocher	Bon rocher	Rocher moyen	Rocher Médiocre	Rocher très médiocre
Classe de la roche	01	02	03	04	05
Temps de tenue moyen	10 ans pour 5m de portée	06 mois pour 4m de portée	1semaine pour 3m de portée	5h pour 1.5 m de portée	10min pour 0.5 m de portée

Tableau IV.6 RMR et qualité du massif rocheux suivant la classification de Bieniawski

Note globale RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Classe du massif	A	B	C	D	E
Qualité du rocher	Très bon rocher	Bon rocher	Rocher moyen	Rocher Médiocre	Rocher très médiocre
Temps de tenue moyen	10 ans pour 5m de portée	06 mois pour 4m de portée	1semaine pour 3m de portée	5h pour 1.5 m de portée	10min pour 0.5 m de portée
Cohésion du massif (kPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Angle de frottement du massif (°)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

IV.2.3.1 Classification de Bieniawski des zones (G1, G2, G3 et G4)

Les valeurs choisies pour chaque unité géologique de la classification RMR sont indiquées dans le tableau ci-dessous [1] :

Tableau IV.7 Les classes RMR des unités géologiques [1]

Unité géologique	RMR	Classe	Description roche
G1	0-20	5	Très médiocre
G2	21-40	4	Faible à moyen
G3	41-60	3	Moyenne à bonne qualité
G4	>60	1	Bonne qualité

IV.2.3.2 Le choix de soutènement selon Bieniawski

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

Tableau IV.8 Recommandations du soutènement d'après Bieniawski

Classe de la roche	TYPE DE SOUTÈNEMENT						
	BOULONS D'ANCRAGE (1)		BETON PROJETÉ			CINTRES METALLIQUES	
	Espace-ment	Complément d'ancrage	Voûte	Piédroits	Complément de soutènement	Type	Espace-ment
1	GÉNÉRALEMENT PAS NECESSAIRE						
2	1,5-2,0 m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50 mm	néant	néant	non rentable	
3	1,0-1,5 m	treillis soudé + 30 mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100 mm	50 mm	occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	cintres légers	1,5-2,0 m
4	0,5-1,0 m	treillis soudé + 30-50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm	100 mm	treillis soudé et boulons de 1,5 à 3 m d'espacement	Cintres moyens + 50 mm de béton projeté	0,7-1,5m
5	Non recommandé		200 mm	150 mm	treillis soudé boulons et cintres légers	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement	0,7 m

IV.2.3.3 Détermination du soutènement à partir du RMR pour le grès 2

A partir de l'analyse des éléments de la campagne géotechnique, notamment les sondages et les levés de surface. La valeur du RMR (Rock Mass Rating) de Bieniawski, 1989 a été évaluée pour les trois zones géotechniques considérées.

La classification de Bieniawski et ses recommandations sont conçues pour des tunnels de section fer à cheval de 10 m de diamètre, creusés par des explosifs et dans un état tensionnel avec $\sigma_v < 25 \text{ MPa}$.

Un exemple est présenté pour la couche du Grès 2.

Tableau IV.9 Paramètres de La méthode de Bieniawski [3]

Paramètre	Désignation	Note
RQD	45	8
σ_c	$\sigma_c = 50$	7
Espacement	150mm	10
Nature des joints	Surface Lustrées Ou remplissage épaisseur <5mm	6

Venue d'eau	$H_w = 3.74 \text{ m}$ $\sigma_w = 3.74 * 10 = 37.4 \text{ kN/m}^2$ $37.4 * 10^{-2} = 0.374 \text{ kg/cm}^2$ $< 1 \text{ kg/cm}^2$	4
		35

Ajustement du RMR

Pour un pendage = 50° et la direction du creusement perpendiculaire à l'axe du tunnel on a 50 ∈ [45-90°], donc l'orientation des joints est très favorable donc la note d'ajustement égale à 0. Le RMR après ajustement = 35 donc la roche est de classe 4 (moyenne). [1]

D'après le tableau IV.9 : **Le soutènement composé de béton projeté d'épaisseur 150 mm en voûte et 100 mm au piédroit + des cintres moyens d'espacement de 0.7 m à 1.5 m + 50 mm de béton projeté + des boulons d'ancrages d'espacement de 0.5 m à 1m avec complément par treilles a soudé + 30 mm à 50 mm de béton projeté en voûte et en piédroit**

Le tableau IV.3 présente la zone géotechnique du terrain [1]

Tableau IV.10 Zonage géotechnique

Zone géotechnique	Formation	Pourcentage de récupération	RQD	Resistance a la compression MPa	RMR	GSI
Gr1	Grés très fracturé et altéré et parfois broyé (Grés argileux)	50-60	0-25	15	0-20	21-30
Gr2	Grés fracturé	60-80	25-50	30	21-40	30-40
Gr3	Grés peu fracturé	80-100	25-75	50	41-60	41-50
Gr4	Grés sain	100	>75	50	>60	>60

IV.2.4 Méthode de N. Barton

La méthode de Barton est une classification empirique des massifs rocheux. Le principe de cette classification est basé sur la qualité du massif rocheux par l'intermédiaire des paramètres.

La qualité du massif rocheux est représentée par l'indice Q, calculé à partir de six paramètres géotechniques combinés de la façon suivante :

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n}\right) \left(\frac{J_r}{J_a}\right) \left(\frac{J_w}{SRF}\right) \quad (IV. 2)$$

RQD : est le Rock Quality Designation de Deere.

J_n : est l'expression du nombre de familles principales de discontinuités

J_r : caractérise la rugosité des faces des joints.

J_a : définit le degré d'altération des joints (épaisseur du joint et nature du matériau de remplissage).

Chapitre IV : Les méthodes de calcul empiriques et analytiques du tunnel T2

J_w : spécifie les conditions hydrogéologiques : importance des venues d'eau et pression.

SRF : (Stress Reduction Factor) précise l'état des contraintes

Tableau IV.11 Paramètres de la classification des roches et notes de pondération (critère de Barton)

Nombre de famille de diaclases		J_n			
Massif, peu ou pas de diaclases		0,5-1			
Une famille de diaclases		2			
Une famille et diaclases aléatoires		3			
Deux familles de diaclases		4			
Deux familles et diaclases aléatoires		6			
Trois familles de diaclases		9	1. Pour une intersection, utilisez 3 x J_n		
Trois familles et diaclases aléatoires		12			
Quatre familles et plus, diaclases aléatoires très nombreuses		15	2. Pour un portail, utilisez 2 x J_n		
Roche concassée, semblable à un sol		20			
Rugosité des diaclases					
<i>parois en contact</i>		J_r			
Diaclases discontinues		4			
Rugueuses, irrégulières, ondulées		3			
Lisses, ondulées		2			
Très lisses, ondulées		1,5	1. Ajoutez 1,0 si l'espacement moyen de la famille dominante > 3m		
Rugueuses ou irrégulières, planaires		1,5			
Lisses, planaires		1			
Très lisses, planaires		0,5			
<i>parois séparées lorsque cisailé</i>		J_r			
Zones avec remplissage de minéraux argileux assez épais pour empêcher le contact des parois		1			
Zones sableuses, de gravier ou concassée assez épaisse pour empêcher le contact des parois		1			
Altération des diaclases					
<i>parois en contact</i>		J_a	<i>parois en contact lorsque cisailées</i>		
<i>parois séparées lorsque cisailées</i>		J_a	J_a		
Dure, élastique, remplissage imperméable	0,75	Particules sableuses, sans argile	4	Zones de roche concassée	6
Non altérées, salissage de surface seulement	1	Minéraux argileux, sur-consolidés, épaisseur < 5 mm	6	Roche et argile	8-12
Légèrement altérées, minéraux non déformables, particules sableuses etc.	2	Minéraux argileux, moyennement sur-consolidés, épaisseur < 5 mm	8	Zones silteuses, sableuses, avec une faible fraction d'argile	5
Remplissage silteux, sableux, avec une faible fraction d'argile	3	Remplissage argileux gonflant, épaisseur < 5 mm	8-12	Zones ou bandes épaisses d'argile	10-13
Matériaux déformables, i.e kaolinite, mica etc. épaisseur < 1-2 mm	4				

Tableau IV.12 Suite paramètres de la classification des roches et notes de pondération (critère de Barton)

Infiltration d'eau	Jw	Pression d'eau (kgf/cm²)			
Sec ou infiltration mineure < 5 l/m	1	< 1,0			
Infiltration moyenne, lessivage occasionnel	0,66	1,0-2,5			
Infiltration importante, roc compétant sans remplissage	0,5	2,5-10			
Infiltration importante	0,33	2,5-10			
Infiltration exceptionnellement importante après sautage, réduction dans le temps	0,2-0,1	> 10			
Infiltration exceptionnellement importante	0,1-0,05	> 10			
Facteur de réduction de contrainte					
Zone de faiblesse interceptant l'excavation	SRF	Roc compétant, problèmes de contraintes élevées	σ_1/σ_3	σ_1/σ_3	SRF
Occurrences multiples de la zone, remplissage argileux, massif désenchevêtré	10	Faibles contraintes, près de la surface	> 200	> 13	2,5
Zone unique, profondeur de l'exc. < 50 m	5	Contraintes moyennes	10-200	0,66-13	1
Zone unique, profondeur de l'exc. > 50 m	2,5	Contraintes élevées	5-10	0,33-0,66	0,5-2
Zones multiples dans du roc compétant, sans argile	7,5	Coups de terrain faibles	< 2,5	< 0,16	10-20
Zone unique dans du roc compétant, sans argile, profondeur < 50 m	5				
Zone unique dans du roc compétant, sans argile, profondeur > 50 m	2,5				
Diaclases ouvertes, massif très fracturé	5				
Roc comprimé, déformations plastiques, contraintes élevées		Roche gonflante			
Pression de compression relativement faible	5-10	Pression de gonflement faible			5-10
Pression de compression élevée	10-20	Pression de gonflement élevée			10-15

Tableau IV.13 Paramètres de la méthode de Barton

Paramètre	Désignation	Note
RQD	45%	45%
Jn	3 familles plus diaclases aléatoires	9
Jr	Zone avec remplissage de minéraux argileux assez épais pour empêcher le contact des parois	1
Ja	Minéraux argileux Moyennement sur consolidés épaisseur < 5mm	8
Jw	Hw = 3.74 m $\sigma_w = 3.74 \cdot 10 = 37.4 \text{ kN/m}^2$ $3.74 \cdot 10^{-2} = 0.374 \text{ kg/cm}^2$ < 1 kg / cm ²	1
SRF	$\sigma_c / \sigma_1 = 50 / 0.55264 = 95.68$ [10-200]	1

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n}\right) \left(\frac{J_r}{J_a}\right) \left(\frac{J_w}{SRF}\right) = 0.625$$

Tableau IV.14 Valeur de Q et qualité du massif rocheux

Valeur Q	Classe	Qualité du massif rocheux
400-1000	A	Exceptionnellement bon
100-400	A	Extrêmement bon
40-100	A	Très bon
10-40	B	Bon
4-10	C	Moyen
1-4	D	Mauvais
0.1-1	E	Très mauvais
0.01-0.1	F	Extrêmement mauvais
0.001-0,01	G	Exceptionnellement mauvais

D'après le te tableau IV.14 la classe de la roche est **très mauvaise**

IV.2.4.1 Le type de soutènement proposé par Barton

Le coefficient ESR (Excavation Support Ratio) est un coefficient correcteur de dimension qui varie de 0.8 à 3.5 selon la nature de l'ouvrage et le caractère temporaire ou permanent pré dimensionné. BARRTON définit la dimension équivalente de l'ouvrage (Fig.IV.3)

$$De = \frac{\text{Largeur ,diamètre ou hauteur (en m)}}{ESR} \quad (IV.3)$$

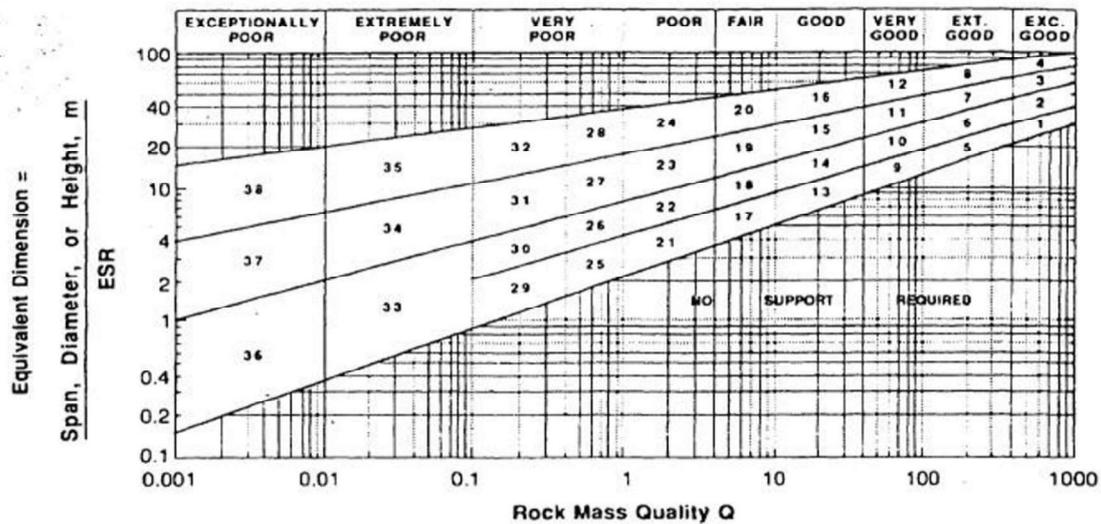


Figure. IV.4 Relation entre (Q - De) et les catégories de soutènement [3]

Tableau IV.15 Excavation Support Ratio (ESR) pour divers types d'ouvrages souterrains

Type d'excavation	ESR
A.Ouvertures temporaires dans les mines	3-5
B.Ouvertures permanentes dans les mines Conduites forcées pour usines hydroélectriques Galeries pilotes pour grandes excavations	1.6
C.Chambres de stockage Tunnels routiers et ferroviaires d'importance mineure Tunnels d'accès Cheminées d'équilibre	1.3
D.Centrales électriques Tunnels routiers et ferroviaires d'importance majeure Abris souterrains Têtes et intersections de galeries	1.0
E.Centrales nucléaires souterraines Aménagements sportifs et publics Entreprise	0.8

Le type d'excavation du tunnel ferroviaires est d'importance majeure car il contient 2 voies de largeur 13.54 m, donc ESR=1

$$\text{Alors : } De = \frac{13.54}{1} = \mathbf{13.54}$$

Barton a proposé une relation empirique donnant la portée maximale (en mètres) en deçà de laquelle la cavité peut rester stable sans soutènement

$$\text{Portée non soutenue} = 2 \cdot \text{ESR} \cdot Q^{0.4} = \mathbf{1.66 \text{ m}} \quad (\text{IV. 4})$$

Lorsque la portée d'une excavation excède la portée limite prédite par l'équation ci-dessus, il est nécessaire d'installer un système de soutènement en vue de maintenir le massif rocheux entourant l'excavation dans des conditions acceptables de stabilité.

En 1974, Barton, Lien et Lude ont proposé 38 catégories de support (à base de boulonnage, de béton projeté, de revêtement en béton, ou de toute autre combinaison de ces types de

renforcement) en fonction des paramètres Q et de De. Ces catégories sont déterminées à l'aide de la valeur de Q, et du quotient De. Les soutènements sont ensuite déterminés en fonction de la classe de soutènement et à l'intérieur de cette classe à partir des valeurs de sous paramètres comme (RQD/Jn), (Ja/Jr), et (De).

Tableau IV.16 Les types de soutènement selon Barton [4]

Méthode de N. BARTON
Soutènement des massifs de qualité
« extrêmement médiocre, exceptionnellement mauvaise » $Q = 0,1$ à $0,001$

Catégorie Soutènement	Facteurs déterminants			Soutènement	Voir Notes
	RQD Jn	Jr Ja	Portée ESR		
33*	≥ 2	-	-	B (tg) 1 m + S (mr) 2,5-5 cm	IX
	< 2	-	-	S (mr) 5-10 cm	IX
	-	-	-	S (mr) 7,5-15 cm	VIII.X
34	≥ 2	$\geq 0,25$	-	B (tg) 1 m + S (mr) 5-7,5 cm	IX
	< 2	$\geq 0,25$	-	S (mr) 7,5-15 cm	IX
	-	$< 0,25$	-	S (mr) 15-25 cm CCA (sr) 20-60 cm + B (tg) 1 m	IX VIII.X.XI
35 Voir note XII	-	-	≥ 15 m	B (tg) 1 m + S (mr) 30-100 cm	II.IX
	-	-	≥ 15 m	CCA (sr) 60-200 cm + B (tg) 1 m	VIII.X.XI II
	-	-	< 15 m	B (tg) 1 m + S (mr) 20-75 cm	IX.III
	-	-	< 15 m	CCA (sr) 40-150 cm + B (tg) 1 m	VIII.X.XI. III
36*	-	-	-	S (mr) 10-20 cm	IX
	-	-	-	S (mr) 10-20 cm + B (tg) 0,5-1,0 m	VIII.X.XI
37	-	-	-	S (mr) 20-60 cm	IX
	-	-	-	S (mr) 20-60 cm + B (tg) 0,5-1,0 m	VIII.X.XI
38 Voir note XIII	-	-	≥ 10	CCA (sr) 100-300 cm	IX
	-	-	≥ 10	CCA (sr) 100-300 cm + B (tg) 1 m	VIII.X.XI XI
	-	-	< 10	S (mr) 70-200 cm	IX
	-	-	< 10	S (mr) 70-200 cm + B (tg) 1 m	VIII.X. III.XI

D'après la figure IV.3, on peut tirer la catégorie du soutènement = 35

On se référant au tableau IV.16 on peut déduire le type de soutènement : **B(tg) boulonnage systématique précontraint scellés au coulis du ciment espacés de 1.5m + Béton projeté d'épaisseur entre 30 cm et 100 cm.**

IV.2.5 Méthode de AFTES

IV.2.5.1 comportement mécanique

D'après le tableau de classification de la résistance d'un terrain, la résistance moyenne du grès et 50 MPa est compris entre 40 et 60 MPa elle appartient à la catégorie R3a

Tableau IV.17 classifications de la résistance d'un terrain[5]

CATEGORIE	DESIGNATION	EXEMPLES	Rc (MPa)
R ₁	Roche de résistance très élevée	Quartzites, basaltes de résistance élevée	> 200
R _{2a}	Roche de résistance élevée	Granits très résistants, porphyres, grès et calcaires de très haute résistance	200 à 60
R _{2b}		Granits, grès et calcaires de très bonne tenue ou légèrement dolités, marbres, dolomies	120 à 60
R _{3a}	Roche de résistance moyenne	Dolites, marbres, dolomies, conglomérats compacts, grès ordinaires, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss	60 à 40
R _{3b}		Schistes argileux, grès et calcaires de résistance moyenne	40 à 20
R ₄	Roche de faible résistance	Marnes compactes, conglomérats peu consistants, schistes ou calcaires tendres ou très fracturés, gypses, grès très fracturés ou marneux, poudingues, craie	20 à 6
R _{5a}	Roche de très faible résistance et Sols cohérents consolidés	Marnes sableuses ou argileuses, sables marneux, gypses ou craies altérées	6 à 0,5
R _{5b}		Alluvions graveleuses, sables argileux normalement consolidés	< 0,5
R _{6a}	Sols plastiques ou peu consolidés	Marnes altérées, argiles franches, sables argileux, limons fins	-
R _{6b}		Tourbes silts, vases peu consolidées, sables fins sans cohésion	

Tableau IV.18 Critère de comportement mécanique

Tableau 1

Comportement mécanique	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons				Cintres		Voûsoirs		Tubes perforés	Bouclier ou pousse-tube	Procédés spéciaux		
			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres trellées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton	injection			air comprimé	congélation	
R1	•		•					×	×	×	×		×	×	
R2a	•		•					×	×	×	×		×	×	
R2b		•	•	•				×	×	×	×		×	×	
R3a		•	•	•		•		×	×	×	×		×		
R3b		•	•	×		•		×	×	×	×				
R4	×	•	×			•	•								
R5a	×	•	×			•	•	•							
R5b	×		×	×		•	•	•	•	•	•	•			
R6a	×	×	×	×	×	•	•	•	•		•	•			
R6b	×	×	×	×	×	Ent Blf	Ent Blf	Ent Blf	Bcl		•	•		•	

Légende

Ent : avec enfilage

Blf : avec blindage du front

Bcl : avec bouclier

IV.2.5.2 Discontinuité

D'après le tableau de Classification AFTES selon le nombre de familles de discontinuités
 La roche sur le site de projet présente 03 famille de diaclases avec un espacement >200 cm
 Donc nous choisissons la classe N4b S1

Tableau IV.19 Classification AFTES selon le nombre de familles de discontinuités

CLASSE		DESCRIPTION
N 1		Pas de discontinuité ou quelques discontinuités diffuses
N 2	a	Une famille principale
	b	Une famille principale et des discontinuités diffuses
N 3	a	Deux familles principales
	b	Deux familles principales et des discontinuités diffuses
N 4	a	Trois (et plus) familles principales
	b	Trois (et plus) familles principales et des discontinuités diffuses
N 5		Nombreuses discontinuités sans hiérarchisation ni constance dans la répartition

Tableau IV.20 Classification A.F.T.E.S selon l'intervalle entre les discontinuités de chaque famille

ESPACEMENT	EPAISSEUR	(S) OU (E) EN CM	ESPACEMENT DES DISCONTINUITES D'UNE FAMILLE	EPAISSEUR DES BANCS
S 1	E 1	>200 cm	discontinuités très espacées	bancs très épais
S 2	E 2	60 à 200 cm	discontinuités espacées	bancs épais
S 3	E 3	20 à 60 cm	discontinuités espacées	bancs moyennement épais
S 4	E 4	6 à 20 cm	discontinuités rapprochées	bancs minces
S 5	E 5	<6 cm	discontinuités très rapprochées	bancs très minces

Tableau IV.21 Critère de Discontinuités

Discontinuités (cas de l'excavation mécanique)			Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons				Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	Injection	Procédés spéciaux		
Nombre de familles	Orientation	Espacement (1)			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres forçées	lourds	légers coulisants	plaques métal assemblées	béton	lourds				légers coulisants	air comprimé	congélation
1 — Matériaux rocheux (R1 à R4)			•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
N1																		
N2	Or2 ou Or3	S1 à S3																
N2		S1 S2																
N3		S3																
N4		S4																
N5		S5	×	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•

2 — Soils (R5 et R6) sans objet

Tableau 2 ter

Nota 1 — Pour la famille la plus dense

2 — Scellement au mortier de préférence à la résine lorsque les fissures sont ouvertes

Légende Gr = avec grillage continu

Bp = avec béton projeté

Bl = avec blindage bois ou métallique

IV.2.5.3 Altérabilité -gonflement de la roche :

On a considéré que les tunnels traversent la formation géologique éocène supérieure oligocène il est constitué par un ensemble des grès et argiles numidiens donc les terrains gonflent

Tableau IV.22 Critère d'Altérabilité et gonflement

Tableau 3

Altérabilité - gonflement	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons				Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	Injection	Procédés spéciaux				
			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres forçées	lourds	légers coulisants	plaques métal assemblées	béton	lourds				légers coulisants	air comprimé	congélation		
Terrains susceptibles de délitage	×	•	Gr ou Bp	Gr ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp	•	•									
Terrains susceptibles de dissolution (1)	×	•	×	×	×	Bl	Bl	•	•									•
Terrains gonflants	×	• (2)	×		Bp	Bp	Bl ou Bp	Bl ou Bp										
Autres terrains																		

Nota 1 — Dans la mesure où ils sont placés dans des conditions où le risque existe (circulation d'eau)

2 — Le béton n'est recommandé qu'en absence de circulations d'eau dans le terrain

Légende Gr = avec grillage continu

Bp = avec béton projeté

Bl = avec blindage bois ou métallique

IV.2.5.4 Hydrologie

Les résultats des essais de perméabilité de Lefranc montrent que les formations argilo-sableuses présentent une perméabilité significative. La valeur mesurée, $K = 3,37 \times 10^{-4}$ m/s, indique une formation perméable, conformément aux attentes

Chapitre IV : Les méthodes de calcul empiriques et analytiques du tunnel T2

Ce niveau de perméabilité peut s'expliquer par la nature fortement tectonisée de la zone étudiée, caractérisée par la présence de nombreuses discontinuités. L'association de ces fractures avec la compacité relative des couches géologiques contribue à accentuer la perméabilité du milieu. Donc la classes de la perméabilité du massif K3

Tableau IV.23 Classes de la perméabilité du massif

CLASSES	VALEURS DE LA PERMEABILITE DU MASSIF K_M (m/s)	TERMES DESCRIPTIFS DE LA PERMEABILITE DU MASSIF
K1	$< 10^{-8}$	Perméabilité faible
K2	10^{-8} à 10^{-6}	Perméabilité moyenne
K3	10^{-6} à 10^{-4}	Perméabilité forte
K4	$> 10^{-4}$	Perméabilité très forte
K5	Pratiquement infinie	De type karstique

Pour la charge hydraulique $H_e = 3.74$ m la valeur de charge hydraulique < 5 faible

Tableau IV.24 classes de la charge hydraulique initiale

CLASSES	VALEURS DE LA CHARGE HYDRAULIQUE INITIALE H (comptée en mètres au dessus du radier du tunnel)	TERMES DESCRIPTIFS DE LA CHARGE HYDRAULIQUE
H0	Niveau situé en dessous du radier	Charge nulle
H1	< 5	Charge faible
H2	5 à 20	Charge moyenne
H3	20 à 100	Charge forte
H4	> 100	Charge très forte

Tableau IV.25 Critère d'Hydrogéologie

Hydrologie			Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons				Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux				
					à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres tendues	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton	injection			air comprimé	congélation			
Hors d'eau																			
Roches R1 à R4	Charge	Perméabilité	K1 K2 ou K3		Dr	•	•	•	•	•					•				
			K4		•	•	•	•					•						
			K1 ou K2		•	•	•	•					•						
Sols R5 et R6	Charge	Perméabilité	K3 ou K4		•	•	•	•	•	•	•	•		•	•	•	•	•	
			K1 ou K2	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
			K3	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
			K4	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	

Tableau 4

Nota 1 — Scellement au mortier ou aux résines spéciales à durcissement en présence d'eau
2 — Ou bentonite (préférable dans les cas de très forte perméabilité)

Légende Dr = avec drainage Enf = avec enfilage Blf = avec blindage front Bcl = avec bouclier

IV.2.5.5 Couverture

On a le rapporte $\frac{\sigma_c}{\sigma_0} = \frac{50}{0,55264} = 0,79 < 2$ donc la classe CN3

Tableau III.26 Classes de l'état des contraintes naturelles dans le cas des roches

CLASSES	RAPPORT σ_c / σ_0	DESCRIPTION DE L'ETAT DES CONTRAINTES NATURELLES
CN 1	> 4	Faible (a)
CN 2	4 à 2	Moyen (b)
CN 3	< 2	Fort (c)

Tableau IV.27 Critère de Couverture

Couverture		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons				Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Boudoir ou pousse tube	Procédés spéciaux		
				à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal. assemblées	béton	injection			air comprimé	congélation	
Roches R1 à R4	Couverture < D	×		×	×	×	•	•				×	×			
	CN1	•										×				
	CN2	×										×				
	CN3	×	×	• Sf	• Sf		×	• Sf	• Sf	• Sf	• Sf	×				
Sols R5 et R6	Couverture < 1,5 D	×	×	×	×	×	•	•	•	•	•	•	•			
	σ_0 modéré	×	×	×	×	×										
	$\sigma_0 > 10$ MPa	×	×	×	×	×	Sf	Sf	Sf	Sf	•	Sf	• Sf	•		

Tableau 5

Légende Sf = avec soutènement du front (éventuel)

IV.2.5.6 Dimension

La largeur du tunnel D = 13.54 m > 10 m

Tableau IV.28 Critère de dimensions de la galerie et environnement

Dimension de la galerie	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons				Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Boudoir ou pousse tube	Procédés spéciaux			
			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal. assemblées	béton	injection			air comprimé	congélation		
D < 2,50 m		×	×	×	×		•	•			•					
2,5 m < D < 10 m											(1)					
D > 10 m		Bo	•	•	•	×	Bo, Rev				×					

Tableau 6

Nota 1 — Pousse tube en principe à exclure pour D > 4

Légende Bo = avec boulonnage obligatoire

Rev = avec mise en place rapprochée du revêtement définitif

IV.2.5.7 Synthèse

Tableau IV.29 Synthèse des recommandations de l'AFTES

Critères	Classes	Types de soutènement													
Comportement mécanique	R3a		●	●	●	☒		●	×	×	×	☒		×	
Discontinuités	N3 S1			●		☒			×	×	☒	☒	×	☒	☒
Altérabilité	Gonflent	×	●	×				●		●					
Hydrologie	K3 H1			●	●	☒	●	●					×		
Couverture	CN3	☒		×	●	●	☒	×				×			
Dimension			●	●	●		×					×			
Synthèse		☒	●	×	●	☒	☒	×	×	×	☒	☒	×	☒	☒

- 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).

Les recommandations sont : **un soutènement composé de Béton projeté + boulons à ancrages répartis.**

IV.3 Conclusion sur les méthodes empiriques

À partir des données géologiques du site, où le RQD du grès est de 45 %, ce qui traduit une qualité médiocre à moyenne du massif rocheux, et en tenant compte que le type de roche est classé type V (roches modérément à fortement altérées, interstratifiées grès/marne), plusieurs méthodes de classification ont été mobilisées pour définir un système de soutènement approprié.

Selon la méthode de Bieniawski, le soutènement recommandé consiste en du béton projeté de 150 mm en voûte et 100 mm au piedroit, associé à des cintres métalliques de type moyen, espacés de 0,7 m à 1,5 m, complétés par 50 mm de béton projeté, des boulons d'ancrage espacés de 0,5 m à 1 m, renforcés par des treillis soudés, et une dernière couche de 30 à 50 mm de béton projeté sur voûte et piedroit.

La méthode de N. Barton recommande un soutènement de type B(tg) : boulons d'ancrage précontraint avec un espacement de 1,5 m, combiné à S(m), soit 30 cm de béton projeté, Enfin, selon les recommandations de AFTES, il est conseillé d'utiliser des boulons à ancrage répartie et cintres légers en raison de la résistance relativement faible du massif et du comportement hétérogène du terrain.

IV.4 Prédimensionnement du tunnel par la méthode analytique convergence-confinement

Le calcul Convergence - Confinement a pour but principal d'étudier le comportement d'un ouvrage souterrain et de dimensionner en première approche son soutènement.

La méthode de convergence confinement est couramment utilisée dans l'ingénierie des ouvrages souterrains. Son objectif est d'obtenir un ordre de grandeur des déplacements des parois du tunnel ainsi que les efforts repris par la roche et le soutènement. Cette méthode permet de simplifier le calcul d'un ouvrage tridimensionnel par un calcul bidimensionnel, par l'introduction d'un paramètre adimensionnel λ appelé taux de déconfinement. [6]

IV.4.2 Mode de calcul

Le tableau IV.30 présente les Paramètre du profil du sol

Tableau IV.30 Paramètre du profil du sol

Paramètres	Caractéristiques
Le poids volumique γ	22 kN/m ³
Angle de frottement exprimé en degrés ϕ	52°
La cohésion du terrain C	136 KPa = 0.136 MPa
Module de déformabilité de la roche intacte E	0.671 kPa = 671 MPa
Le coefficient de Poisson de sol ν	0.3

➤ IV.4.2.1 Calcul de la contrainte initiale

$$\sigma_0 = \gamma * H = (22 * 25.12) = 552.64 \text{ kPa} \quad (IV.5)$$

$$\sigma_0 = 0.55264 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul de la résistance à la compression du massif du sol**

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{2 \cdot 0.136 \cdot \cos 52}{1 - \sin 52} = 0.79 \text{ MPa} \quad (\text{IV.6})$$

➤ **Vérification du comportement du massif de sol**

On a $\frac{\sigma_c}{2} = 0.395 \text{ MPa}$ donc $\sigma_0 > \frac{\sigma_c}{2} \rightarrow$ le sol a un comportement élastoplastique

➤ **La courbe caractéristique du massif sol (la courbe de convergence)**

Calcul du déplacement à la fin de la phase élastique

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p + 1} (K_p - 1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_0}) \quad (\text{IV.7})$$

Calcul du coefficient de butée

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{1 + \sin 52}{1 - \sin 52} = 8.43 \quad (\text{IV.8})$$

Donc $\lambda_e = 0.94$

➤ **Calcul de la convergence initial**

$$U_{R0} = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \sigma_0 \cdot R = \frac{1 + 0.3}{671} \cdot 0.55264 \cdot 6.77 = 0.00725 \text{ m} = 7.25 \text{ mm} \quad (\text{IV.9})$$

Donc le déplacement à la fin de la phase élastique $U_{Re} = \lambda_e \cdot U_{R0}$ (IV.10)

$$U_{Re} = 0.94 \cdot 7.25 = 6.815 \text{ mm}$$

Calcul de la contrainte radiale la fin de la phase élastique σ_{Re}

$$\sigma_{Re} = (1 - \lambda_e) \cdot \sigma_0 = (1 - 0.94) \cdot 0.55264 = 0.03 \text{ MPa} \quad (\text{IV.11})$$

➤ **Calcul du rayon plastique**

$$\frac{R_p}{R} = \left[\frac{2 \cdot \lambda_e}{(1 - \lambda_e)(K_p - 1) + \frac{\sigma_c}{\sigma_0}} \right]^{\frac{1}{(K_p - 1)}} \quad (\text{IV.12})$$

A la fin de la phase plastique $\lambda = 1$

$$\frac{R_p}{R} = \left[\frac{2 \cdot 0.94}{(1 - 1)(8.43 - 1) + \frac{0.79}{0.55264}} \right]^{\frac{1}{(8.43 - 1)}} = 1.03 \quad (\text{IV.13})$$

$$R_p = 6.973 \text{ m}$$

➤ **Calcul du déplacement global à la fin de phase plastique**

$$\frac{U_R}{R} (\lambda \cdot \sigma_0) = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \lambda \cdot \sigma_0 \left(\frac{R_p}{R} \right)^{\alpha + 1} = \frac{U_R}{R} \lambda \left(\frac{R_p}{R} \right)^{\alpha + 1}$$

$$\alpha = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \text{ avec } \psi = \varphi - 30 = 52 - 30 = 22 \quad (\text{IV.14})$$

Donc $\alpha = \frac{1 + \sin 22}{1 - \sin 22} = \frac{1.3746}{0.6253} = 2.20$

$$\frac{UR}{R}(\lambda, \sigma_0) = \frac{1+0.3}{671} * 0.94 * 0.55264(1,03)^{3.2} = 0.0011062 \text{ m}$$

$$U_R = 0.00749 \text{ m} = 7.49 \text{ mm}$$

Tableau IV.31 Récapitulation des résultats de la méthode de convergence-confinement

λ	$\frac{Rp}{R}$	Rp (m)	σ_R (MPa)	UR (mm)
0.95	1.007	6.81	0.027632	7.41

➤ **Les courbes de confinement pour les différents soutènements**

Calcul de déplacement à la mise du soutènement

$$\xi = \frac{URe}{URp} = \frac{7.25}{7.22} = 1.004 \quad (IV.15)$$

$$U_{s0} = \frac{1}{\xi} [\alpha_0 + (1 - \alpha_0) \alpha_d] \frac{\sigma_0 * R}{2G} \quad (IV.16)$$

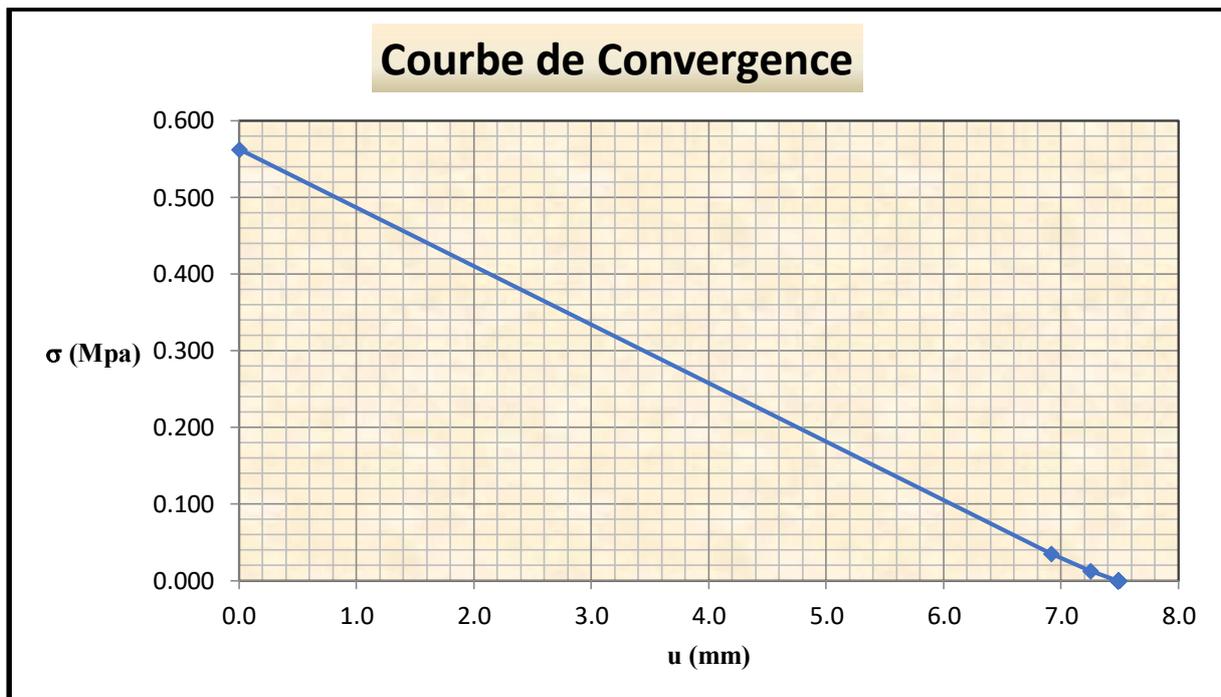
($\alpha_0 = 0,25$ et $m = 0,75$) α_d = Fonction de forme

$$\alpha_d = 1 - \left[\frac{mR}{mR + \xi d} \right]^2 \quad \text{on adopt } d = 7 \quad (IV.17)$$

$$\alpha_d = 1 - \left[\frac{0.75 * 6.77}{0.75 * 6.77 + 1 * 7} \right]^2 = 0.823$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{671}{2(1+0.3)} = 258.076 \text{ MPa}$$

$$U_{s0} = \frac{1}{1.004} [0.25 + (1 - 0.25) * 0.823] * \frac{0.55264 * 6.77}{2 * 258.076} = 0.006261 \text{ m} = 6,26 \text{ mm} \quad (IV.18)$$



➤ Calcul des rigidités et des pressions des soutènements

Tableau IV.32 Paramètres de résistance des éléments de soutènement

Caractéristiques soutènements									
Béton projeté			Cintre HEB180			Boulon d'ancrage HA25			
E [MPa]	e [m]	ν	E [MPa]	A [cm ²]	e [m]	E [MPa]	e ₁ [m]	e ₂ [m]	Q [m/MN]
33000	0.3	0.2	210000	65.25	0.68	210000	1.5	1.5	0.2

IV.4.2.10 Rigidité normale d'une coque cylindrique en béton projeté

$$R = 6.77 \text{ m}$$

On a pour $R > 10 \cdot e$ $10 \cdot e = 10 \cdot 0.3 = 3 \text{ m}$

$6.77 \text{ m} > 3 \text{ m}$ → On applique les équations du tube épais.

$$K^{\text{béton}} = \frac{E \cdot e}{(1 - \nu^2) R} = \frac{33000 \cdot 0.3}{(1 - 0.2^2) 6.77} = 1523.26 \text{ MPa} \quad (\text{IV.19})$$

➤ Calcul de la pression admissible dans le soutènement

$$P_S^{\text{béton}} = 0.5 \sigma_a \left(1 - \frac{R_i^2}{R^2}\right) \text{ Avec } R_i : \text{ rayon intérieur}$$

$$R_i = R - e \rightarrow R_i = 6.77 - 0.3 = 6.47 \text{ m}$$

La contrainte admissible du béton $\sigma_a = f_{c28} \cdot f_{sb}$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa e } f_{sb} = 0.85/1.5 = 0.5667$$

$$\sigma_a = f_{c28} \cdot f_{sb} = 0.5667 \cdot 25 = 14.17 \text{ MPa} \quad (\text{IV.20})$$

$$P_S^{\text{béton}} = 0.5 \cdot 14.17 \left(1 - \frac{41.8609}{45.8329}\right) = 0.614 \text{ MPa}$$

➤ Calcul de la rigidité des cintres coulissants

$$K_S^{\text{cintres}} = \frac{Ea \cdot A}{e \cdot R} = \frac{210000 \cdot 65.25 \cdot 10^{-4}}{0.68 \cdot 6.77} = 297.647 \text{ MPa} \quad (\text{IV.21})$$

➤ Calcul des pressions admissible dans le cintre P_S^{cintre}

$$P_S^{\text{cintre}} = \frac{\sigma_a \cdot A}{e \cdot R}$$

La nuance d'acier des cintres S275 (HEB180) = 410 MPa

$$\gamma^s = 1.15$$

$$\sigma_a = \frac{Fu}{\gamma^s} = \frac{410}{1.15} = 356.52 \text{ MPa} \quad (\text{IV.23})$$

$$P_S^{\text{cintre}} = \frac{356.52 \cdot 65.25 \cdot 10^{-4}}{0.68 \cdot 6.77} = 0.58 \text{ MPa}$$

➤ Calcul de la rigidité des boulons d'ancrages

$$\frac{1}{K^{\text{boulons}}} = \frac{e_r \cdot e_L}{R} \left[\frac{4L}{E_a \cdot \pi d^2} + 0.2 \right] \quad (\text{IV.24})$$

$$\frac{1}{K^{\text{boulons}}} = \frac{1.5 \cdot 1.5}{6.77} \left[\frac{4 \cdot 4}{210000 \cdot 3.14 \cdot (0.025)^2} + 0.20 \right] = 0.06274$$

$$K^{\text{boulons}} = 12.60 \text{ MN/m}^2$$

On a $P_s^{\text{boulons}} = \frac{\tau_b}{e_t \cdot e_L}$ avec $T_b = F_{sb} \cdot T_{br}$ (IV.25)

$$F_{sb} = 0.60 \quad \text{à long terme}$$

$$T_{br} = \sigma_{yb} \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4} = 570 \cdot 3.14 \cdot \frac{(0.025)^2}{4} = 0.28 \text{ MN} \quad (\text{IV.26})$$

$$T_b = F_{sb} \cdot T_{br} = 0.6 \cdot 0.28 = 0.168 \text{ MN} \quad (\text{IV.27})$$

$$P_s^{\text{boulons}} = \frac{\tau_b}{e_t \cdot e_L} = \frac{0.168}{1.5 \cdot 1.5} = 0.07467 \text{ MPa} \quad (\text{IV.28})$$

$$P_s = \min (P_s^{\text{max}}, (u_R - u_{s0}) \cdot K_s / R) \quad (\text{IV.29})$$

K_s : Raideur de l'ensemble des soutènements / Revêtements

P_s^{max} : Pression maximale des admissible de l'ensemble des soutènements / revêtements

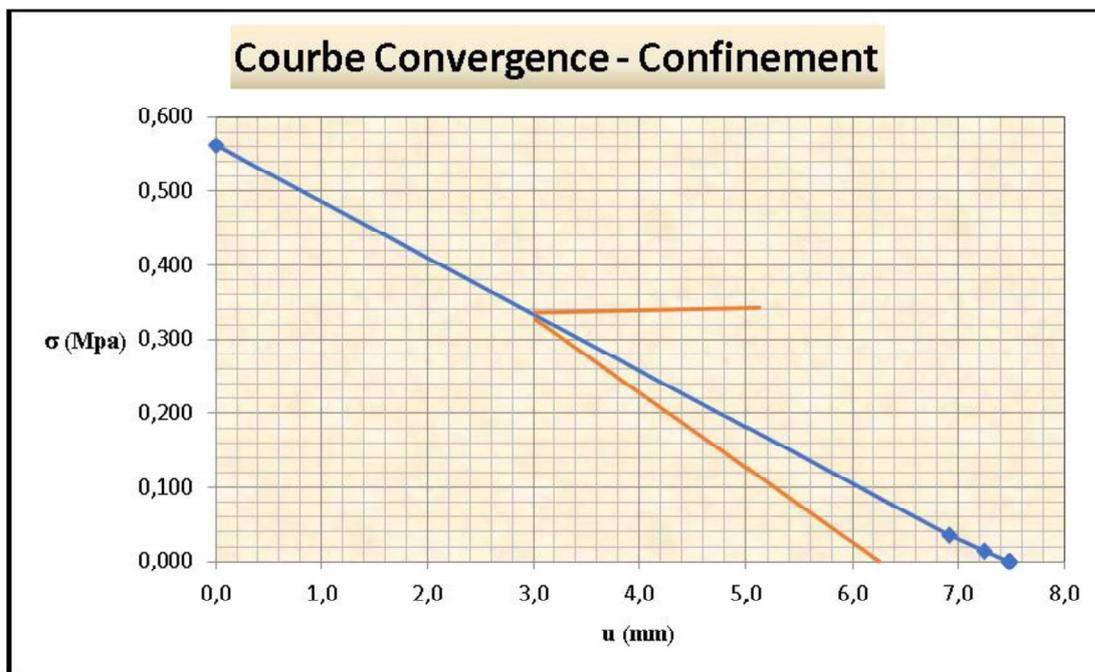
$$P_s^{\text{max}} : P_s^{\text{béton}} = 0.614 \text{ MPa}$$

$$K_s = K^{\text{béton}} + K^{\text{cintre}} + K^{\text{boulons}} = 1833.507 \text{ MPa} \quad (\text{IV.30})$$

$$\frac{(u_R - u_{s0}) \cdot k_s}{R} = \frac{(7.49 - 6.26) \cdot 1833.507}{6.77 \cdot 10^3} = 0.333 \text{ MPa}$$

$$P_s = \min (0.614, 0.333) = 0.333 \text{ MP} \quad (\text{IV.31})$$

➤ La courbe convergence confinement



Bibliographie

- [1] Rapport : réalisation des tunnels de la ligne minière est tronçon annaba – bouchegouf hypothèse géotechnique – tunnel T1 et T2 (1^{re} émission) dossier 129 COSIDER 15/11/2023
- [2] D. Deere 1964
- [3] Bieniawski, Z. T. (1984). Rock mechanics design in mining and tunneling (p. 272). Rotterdam: A. A. Balkema.
- [4] Barton, N., Lien, R., Lunde, J., “Engineering Classification of Rock Masses for the design of Tunnel Support”, Rock Mechanics, Vol. 6 n° 4, pp. 189-236, 1974.
- [5] Aftes Group de Travail N° 7, “Recommandations Relatives à la méthode convergence-confinement ”, Tunnels et Ouvrages Souterrains, N° 170, mars/avril, pp. 79 – 89, 2002
- [6] Aftes, "L'emploi de la méthode de Convergence - Confinement", 1983.

**Chapitre V : Modélisation
numérique du tunnel ferroviaire
T2 avec Plaxis2D**

V.1 Introduction

Ce chapitre a pour objectif de présenter la modélisation numérique des principales étapes de réalisation du tunnel T02 d'Oued Fragha à l'aide du logiciel Plaxis 2D, basé sur la méthode des éléments finis. Le creusement est simulé selon une approche séquentielle en trois phases : Calotte et Stross conformément aux méthodes traditionnelles utilisées pour les tunnels en terrain complexe.

À chaque étape, des systèmes de soutènement provisoires sont mis en œuvre, notamment du béton projeté, des cintres métalliques, ainsi que des boulons d'ancrage, afin de garantir la stabilité immédiate du terrain et la sécurité de l'ouvrage. En outre, les déplacements, les contraintes, les moments et les efforts tranchants sont calculés à chaque étape de réalisation pour garantir la stabilité du tunnel et analyser son comportement sous l'effet du creusement et des soutènements.

V.2. Présentation du code de calcul PLAXIS2D 8.6

Le code de calcul par éléments finis PLAXIS a été développé en premier à l'Université Technologique de Delft (TUD) en 1987. Dans les années suivantes, ce code initialement réalisé pour analyser les digues en argile molles, a vu un développement afin de pouvoir traiter différents types de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastique en 2D en déformations plane ou axisymétrique. En 1998, la première version de PLAXIS pour Windows est développée durant la même période une version 3D du logiciel a été développée. [8]

V.2.1 Les modèles de comportements utilisés par PLAXIS

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-viscoplastique des sols, ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments fini. Dans ce schéma, la modélisation par éléments fini permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Dans la présente étude on s'intéresse qu'aux modèles : élasto-plastiques de Mohr-Coulomb. [1]

V.2.2 Le modèle élastique

C'est celui d'un ressort lorsqu'on supprime la force Q , la déformation revient en arrière, on dit qu'il y a élasticité. Si la courbe de décharge coïncide avec la courbe de charge (Fig.V.1) et ceci quel que soit la vitesse de déformation, l'élasticité est dite parfaite. Cependant, rigoureusement le comportement idéal ne se rencontre jamais. La Figure.V.1 b, montre un comportement réel : il y a élasticité mais imparfaite [1]

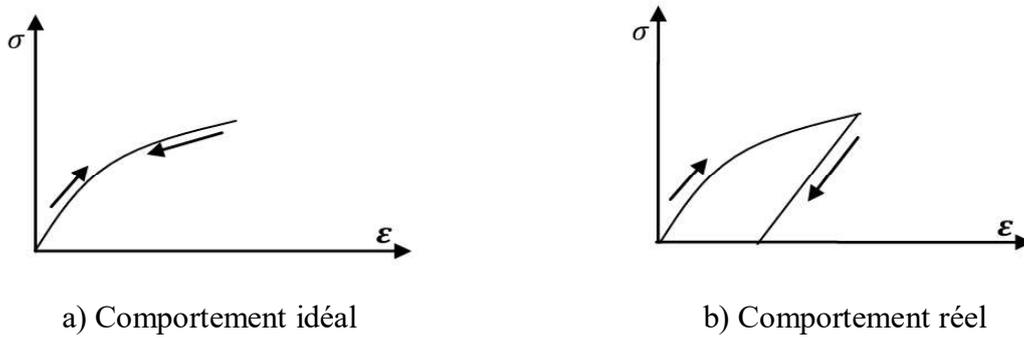


Figure.V.1 Courbe de comportement élastique [1]

V.2.3 Le modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb représente le comportement élastique parfaitement plastique (EPP) sans écouissage, il est généralement utilisé comme première approximation du comportement du sol, les paramètres nécessaires pour ce modèle sont :

- Le module de Young E .
- Le coefficient de poisson.
- La cohésion c .
- L'angle de frottement.
- L'angle de dilatance ψ .

Qui sont des paramètres classiques de la géotechnique. (Fig.V.2) [1]

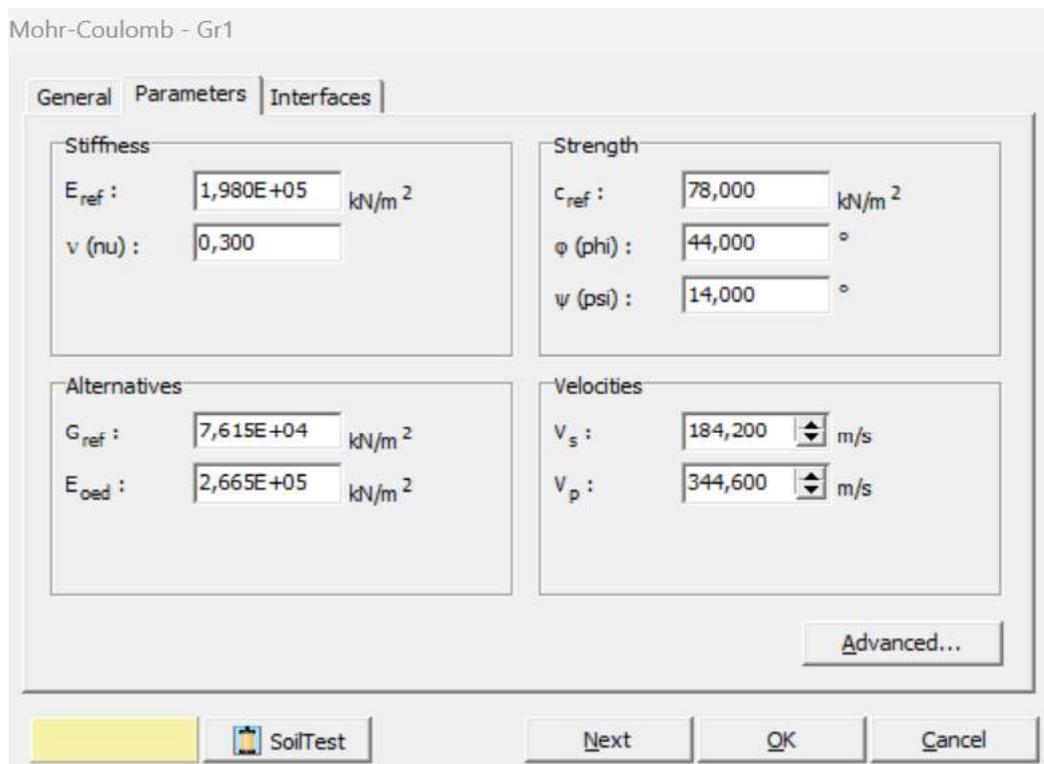


Figure.V.2 Fenêtre des paramètres du modèle Mohr Coulomb

V.3 Modélisation numérique du tunnel T2

V.3.1 Les profils transversaux du tunnel T2

La figure V.3 présente la coupe transversale et la géométrie du tunnel T2 à l'intrados et l'extrados du tunnel [2]

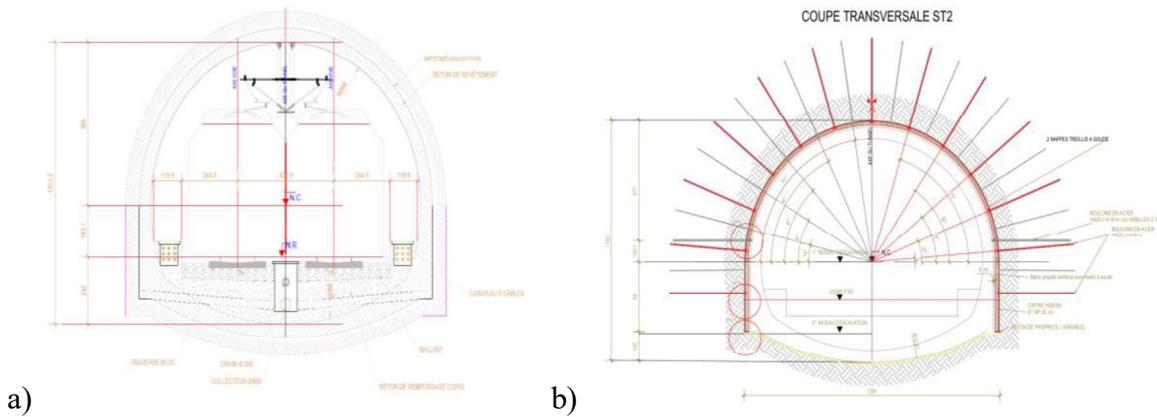
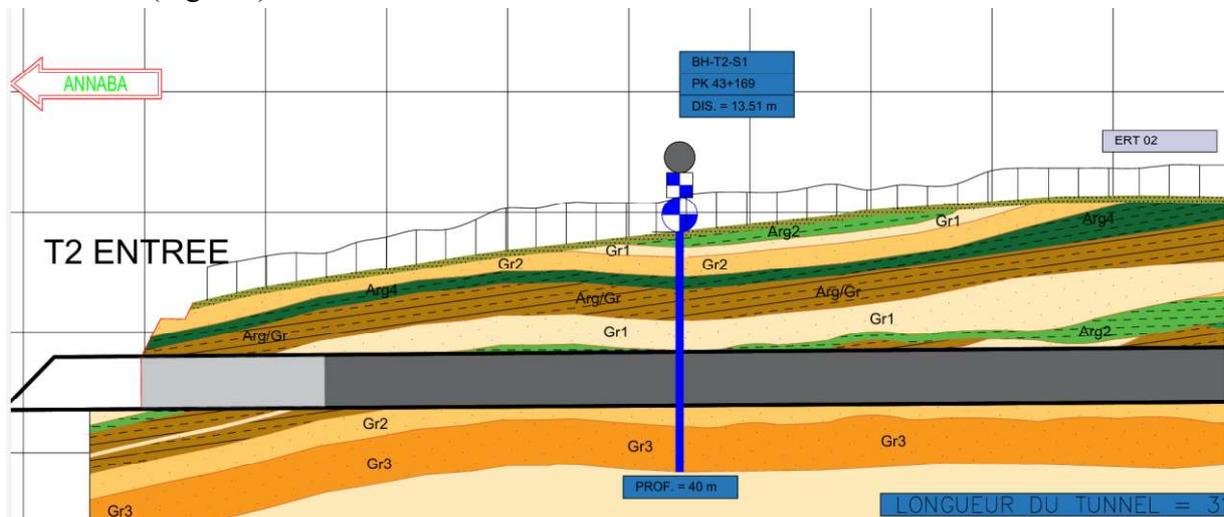


Figure.V.3 Profile transversale de tunnel T2 a) Intrados b) Extrados [2]

- ❖ Hauteur : 11.62 m
- ❖ Largeur : 13.54 m
- ❖ Rayon extérieure : 6.77 m
- ❖ Rayon intérieure : 5.88 m
- ❖ Epaisseur de radier 0.5 m

L'objectif de cette étude est d'établir un modèle numérique de référence du tunnel. Le modèle géométrique, basé sur le profil en travers présenté à la figure V.3, a été élaboré pour représenter fidèlement la structure du tunnel. La lithologie du massif traversé a été déterminée à partir de deux sondages :

- Un premier sondage S1 d'une profondeur de 40 mètres (Fig.V.4)
- Un second sondage S2, réalisé directement sur le tracé du tunnel, d'une profondeur de 35 mètres (Fig.V.5)



Gr1	terres vegetales
Gr1	Grès a grains fins très fracturé a traces d'oxydation avec passage d'argiles
Gr2	Grès fracturés et a traces d'oxydation
Gr3	Grès à grains de quartz drageifiés tres fracturé parfois broyees et tres altéré
Gr4	Grès à grains fin à moyen très dure
Gr5	Grès ocre à grain fin dans une matrice argileuse
Arg1	Argile griseatre compacte
Arg2	Argile jaunatre a verdatre tendre
Arg3	Argile peu sabluse
Arg4	Argile gréseuse
Sab	Sable
Mar	Marne
N.P	Niveau piézometrique

Figure.V.4 Description lithologique du sondage 1 [3]

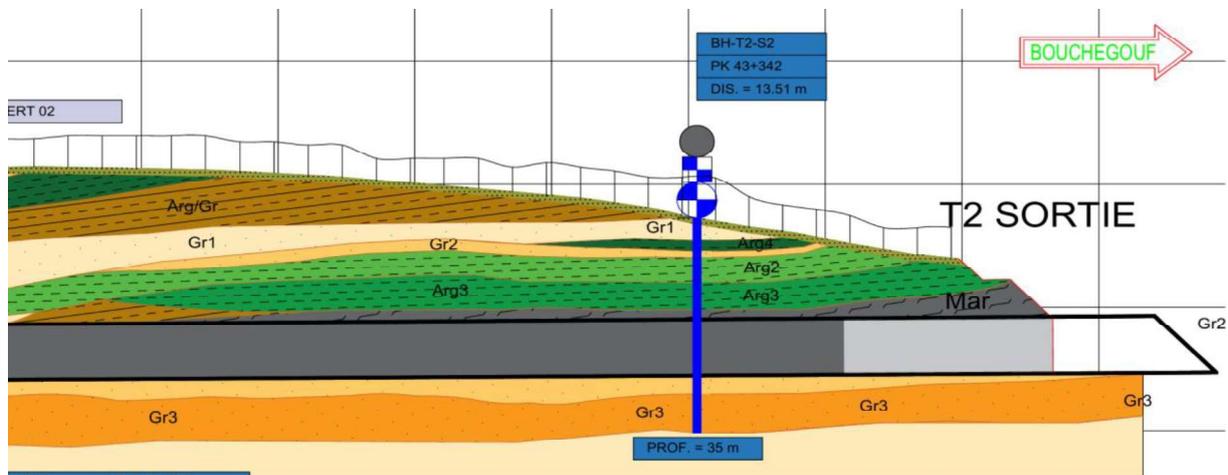


Figure.V.5 Description lithologique du sondage 2 [3]

V.3.2 Le modèle numérique du Tunnel T2 au point du sondage 1

Le tunnel T2 à l'intrados a été modélisé par élément finis au moyen du logiciel Plaxis 2D. le profil des différentes couches de sol a été modélisé à l'aide du modèle de Mohr-Coulomb drainé dont les dimensions sont (50x50) m. Le tunnel T2 a été modélisé avec la conception de tunnel NATM s placée à une profondeur 25 m de la surface du sol exactement au centre du modèle dans la couche du sol G2 à l'intrados comme montré sur la Figure V/7a.

Le modèle a été généré avec un maillage fine constitué d'éléments triangulaires à 15 nœuds. Le nombre des nœuds et des éléments générés sont respectivement 10433 et 12258 (Brinkgreve 2003). Les limites sont fixées latéralement des deux côtés et fixées horizontalement et verticalement à la limite inférieure (Fig. V.6 b),

Les propriétés géotechniques des différentes couches du modèle sont regroupées dans le Tableau V.1.

Tableau.V.1 Propriétés géotechniques des couches de sols (Sondage 1) [4]

Sondage	Profondeur (m)	Description Lithologique	γ	φ	C KPa	E GPa	ν	Ψ	K0
01	0-0.5	Terre végétale	17	25	2	10	0.35	-	-
	0.5-4.5	Arg c	18	29	10	0.08286	0.35	-	0.515
	4.5-6	Gr1	22	44	78	0.198	0.30	14	0.694
	6-7.5	Gr2	24	52	136	0.671	0.30	22	0.211
	7.5-10.5	Arg / Gr	18	29	10	0.05	0.35	-	0.515
	10.5-11	Gr1	22	44	78	0.198	0.30	14	0.694
	11-12	Arg c	18	29	10	0.08286	0.35	-	0.515
	12- 15	Arg/Gr	18	29	10	0.05	0.35	-	0.515
	15-20.5	Gr1	22	44	78	0.198	0.30	14	0.694
	20.5-24.5	Arg/Gr	18	29	10	0.05	0.35	-	0.515
	24.5-28	Arg c	18	29	10	0.08286	0.035	-	0.515
	28-33	Gr2	24	52	136	0.671	0.30	22	
33-40	Gr3	18	29	268	2.35	0.30	-	0.515	

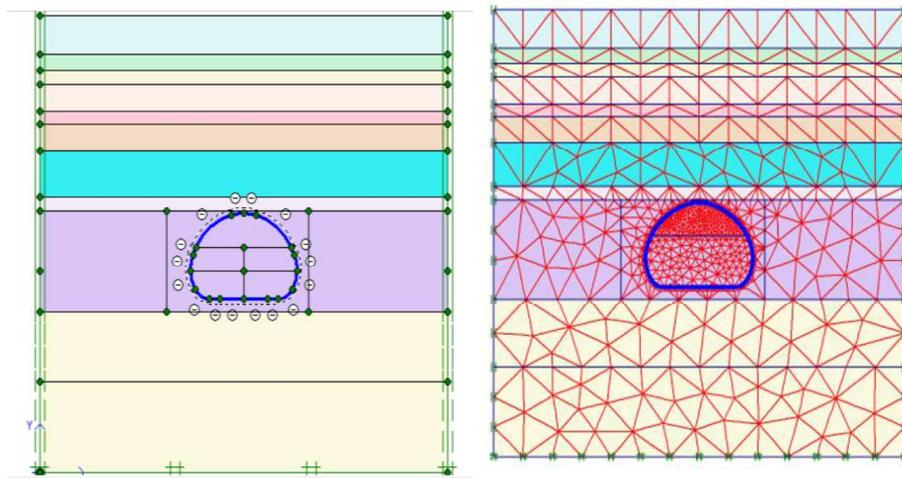


Figure.V.6 a) Model numérique du Tunnel T2 à l'intrados (sondage 1) b) maillage initial

V.3.2.1 Soutènement du tunnel T2 en béton projeté au point de Sondage 1

Tableau V.2 Caractéristiques du soutènement en béton projeté et radier [5]

Béton projeté	
Paramètres	Valeurs
f_{c28} (MPa)	25 MPa
$E_{\text{béton}}$ (MPa)	33000
Module de poisson ν	0.2
Epaisseur (m)	0.3
$\gamma_{\text{béton}}$ (kN/m ³)	24
w (kN/m/m)	2.16
EA (kN/m)	2970000
EI (Kn.m ² /m)	22275

Radier	
E (MPa)	29000 MPa
I (m ⁴)	0.0104167
e (m)	0.5
EA (kN/m)	14500000
EI (kNm ² /m)	302208,3
ν	0.2
W (KN/m)	12

La figure V.8 présente les phases de réalisation du tunnel T2 au pont du sondage 1.

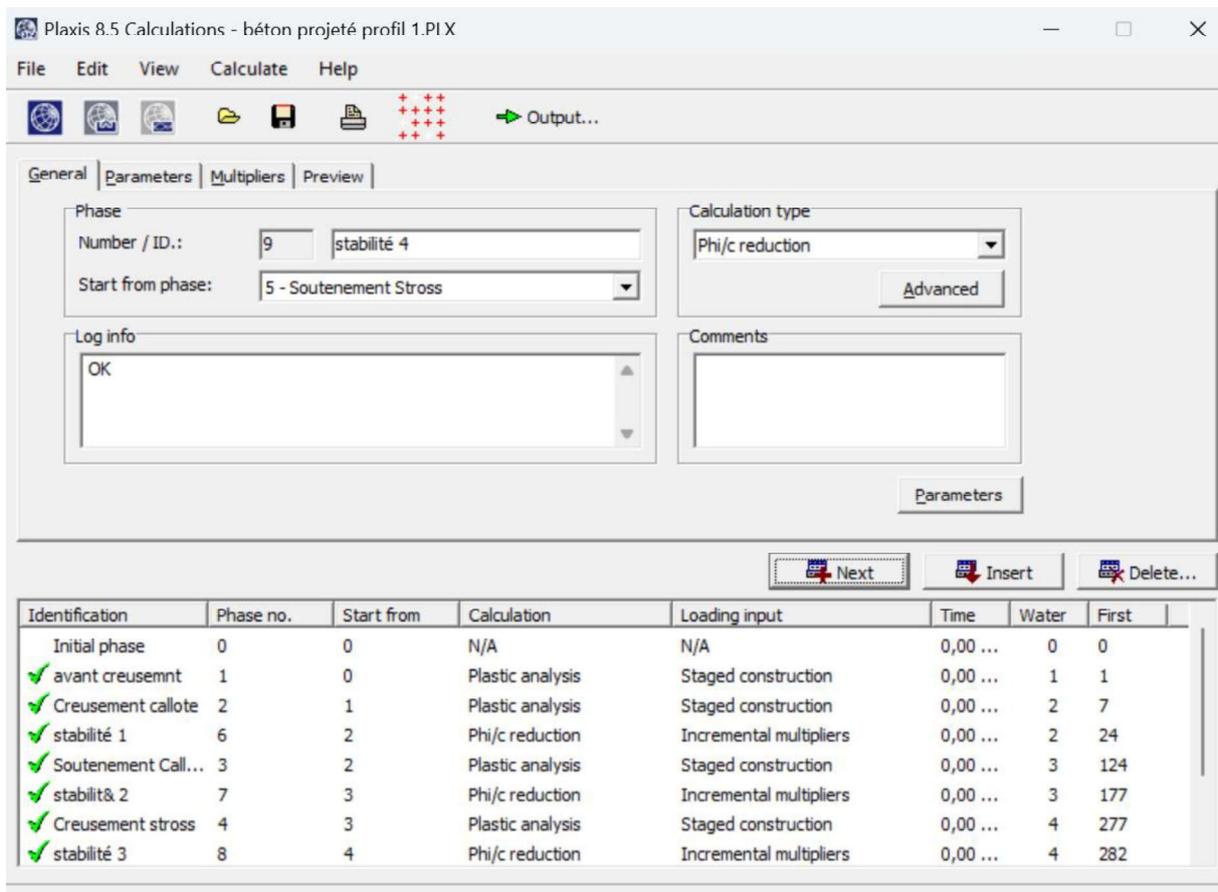


Figure.V.7 Les phases de creusement et de soutènement du tunnel T2 au pont du sondage 1

V.3.2.2 Présentation des résultats du soutènement en BP du tunnel T2 au sondage 1

➤ Déformations

Le tableau V.3 présente les résultats des déplacements horizontaux et verticaux

Tableau V.3 Les déplacements horizontaux et verticaux dues au creusement et soutènement en BP du tunnel T2 (S1)

Phase (m)	Avant Creusement	Creusement Calotte	Soutènement Calotte	Creusement stross	Soutènement stross	Bétonnage e radier
-----------	------------------	--------------------	---------------------	-------------------	--------------------	--------------------

U _x	96.00*10 ⁻⁹	13.53*10 ⁻³	13.60*10 ⁻³	13.62*10 ⁻³	13.62*10 ⁻³	13.62*10 ⁻³
U _y	174.90*10 ⁻⁹	44.13*10 ⁻³	44.85*10 ⁻³	44.89*10 ⁻³	44.94*10 ⁻³	44.94*10 ⁻³

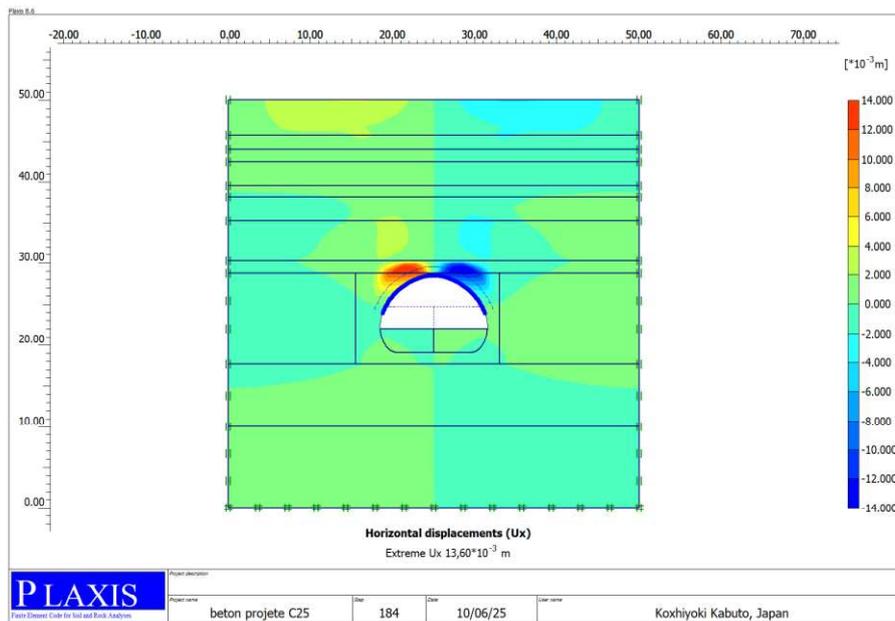


Figure.V.8 Les déplacements Horizontaux dues au creusement et soutènement de la calotte en BP du tunnel T2 (S1)

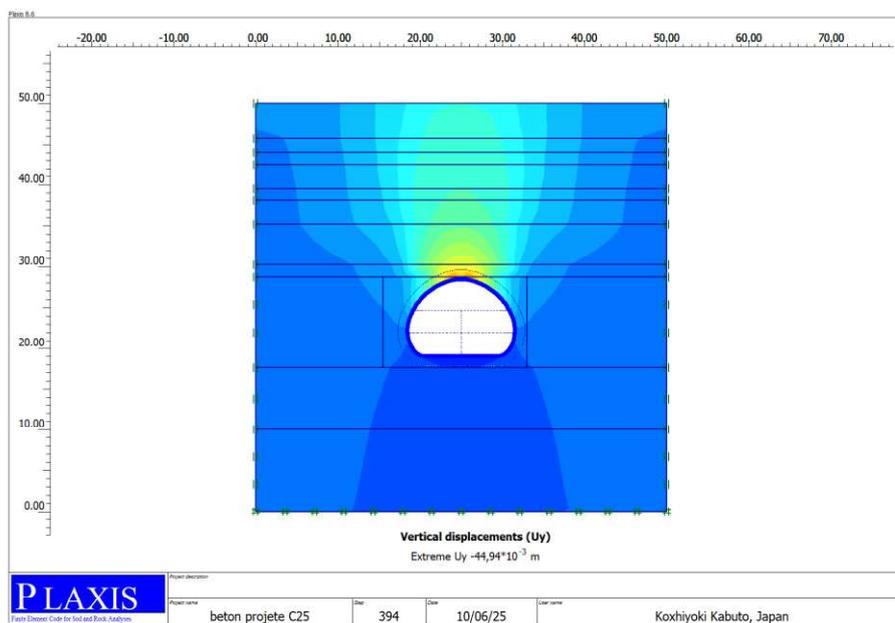


Figure.V.9 Les déplacements Verticaux dues au creusement et soutènement en BP du stross du tunnel T2 (S1)

➤ Contraintes

Tableau V.4 Les contraintes horizontaux et verticaux dues au creusement et soutènement en BP du tunnel T2 (S1)

Phase (KN/m ²)	Avant Creusement	Creusement Callot	Soutènement Callot	Creusement stross	Soutènement stross	Bétonnage de radier
σ_{xx}	521.39	$2.12 \cdot 10^3$	$2.05 \cdot 10^3$	$1.26 \cdot 10^3$	$1.26 \cdot 10^3$	$1.26 \cdot 10^3$
σ_{yy}	$1.01 \cdot 10^3$	$2.54 \cdot 10^3$	$2.51 \cdot 10^3$	$1.60 \cdot 10^3$	$1.59 \cdot 10^3$	$1.59 \cdot 10^3$
σ_{zz}	521.39	993.46	975.88	552.57	553.61	553.39
σ_{xy}	$233.8 \cdot 10^3$	$1.40 \cdot 10^3$	$1.36 \cdot 10^3$	529.06	530.26	530.10

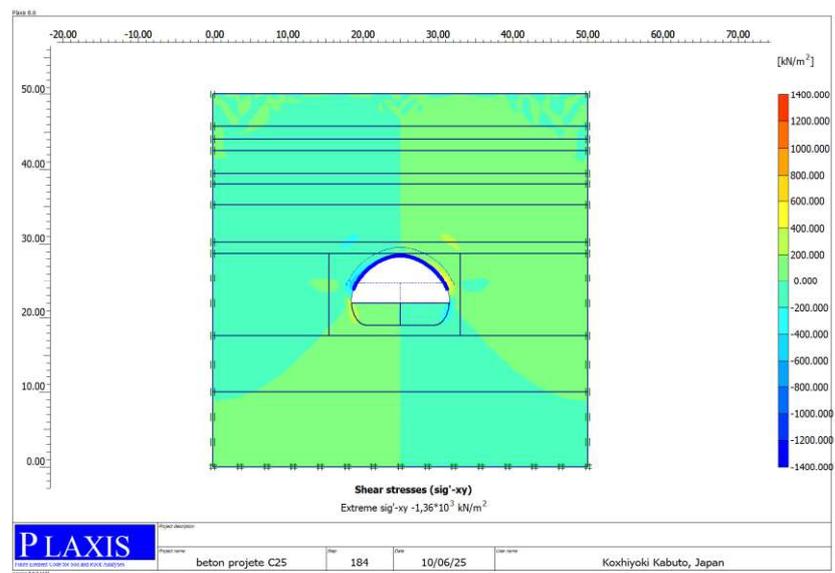


Figure.V.10 Les contraintes tangentielles dues au creusement et soutènement de la calotte en BP du tunnel T2 (S1)

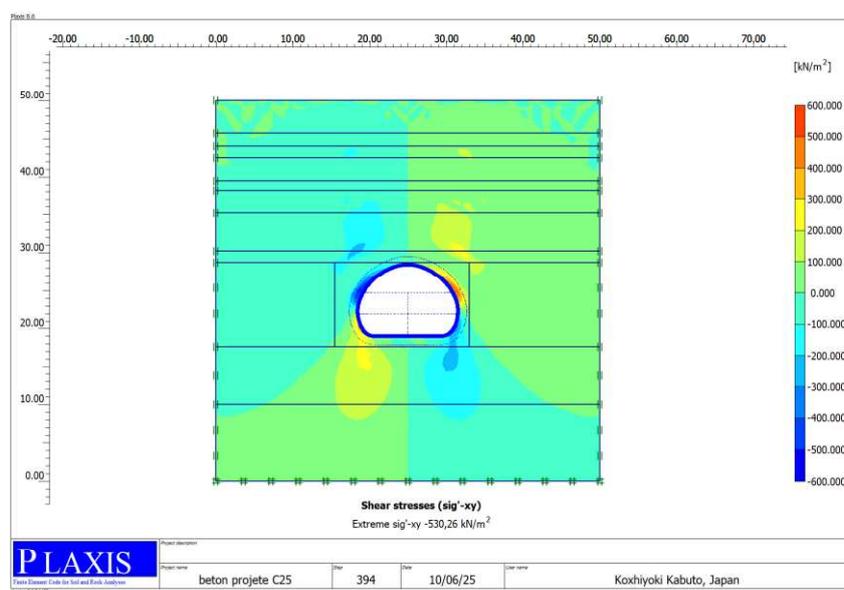


Figure.V.11 Les contraintes tangentielles dues au creusement et soutènement du stross et radier du tunnel T2 (S1)

➤ Les sollicitations dans le soutènement en BP

Tableau V.5 Efforts normal, tranchant et moment fléchissant dans le soutènement en BP du tunnel T2 (S1)

Phase	Calotte droite	Calotte gauche	Stross droite	Stross gauche
Normal kN/m	73.45	71.02	25.94	23.68
Tranchants kN/m	3.68	3.39	7.27	7.34
Moment kN.m/m	6.39	6.28	5.40	5.01

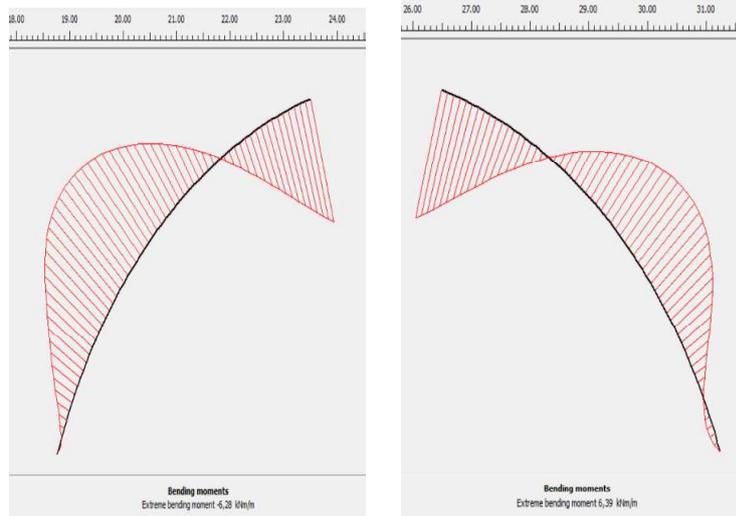


Figure.V.12 Diagrammes des moments fléchissant du soutènement en BP au niveau de la calotte

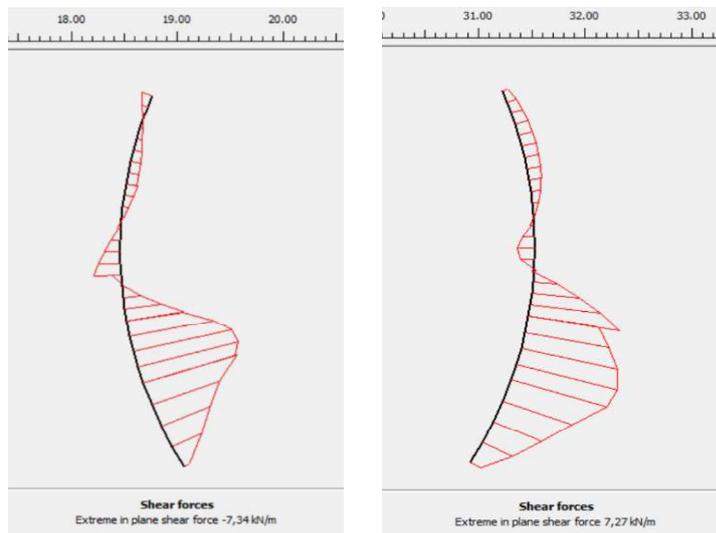


Figure.V.13 Diagrammes d'efforts tranchants du soutènement en BP au niveau de stross

Le tableau suivant présente la stabilité des différentes méthodes de creusement avec le béton projeté

Tableau V.6 Stabilité de tunnel T2 au point de sondage 1

Phase	Creusement Calotte	Soutènement calotte	Creusement Stross	Soutènement Stross
Fs	1.29	1.68	2.38	3.35

V.3.3 Soutènement du tunnel T2 par cintres HEB 180 au point de Sondage 1

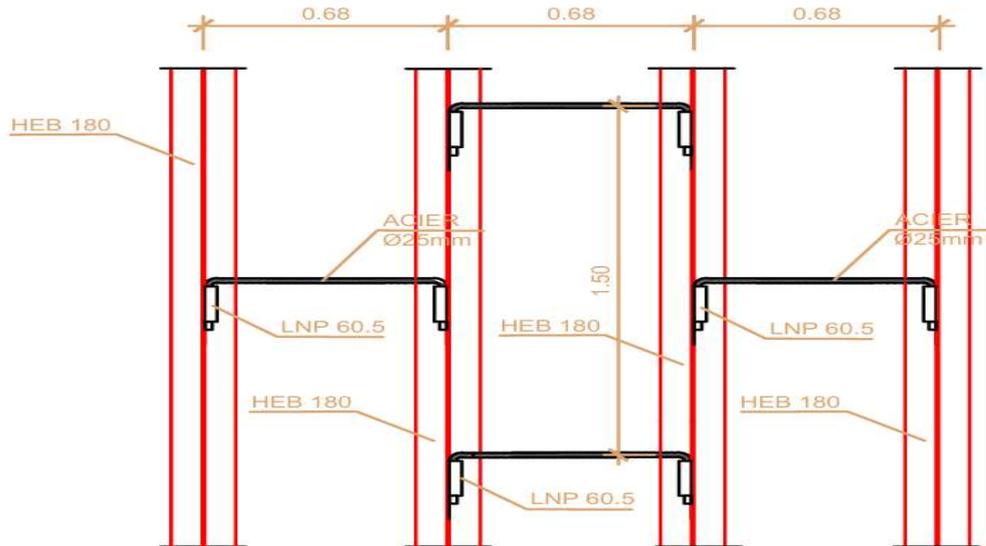


Figure.V.14 La disposition en plan des cintres HEB 180 [5]

Tableau V.7 Caractéristiques des cintres HEB 180 [7]

Classe	HEB180
La limite à la rupture (MPa)	410
La limite élastique E (MPa)	275
Module de déformation (MPa)	210000
Module de poisson ν	0.3
Espacement entre les cintres (m)	0.68
Section A (cm ²)	65.25
I _y (m ⁴)	3831*10 ⁸
EA (kN/m)	1370250
w (kN/m)	0.512
EI (kN·m ² /m)	80451

V.3.3.1 Présentation des résultats du soutènement en cintres HECB 180 du tunnel T2 au sondage 1

➤ Déformation

Le tableau V.8 présente les résultats de déplacements horizontaux et verticaux

Tableau V.8 Les déplacements horizontaux et verticaux dues au creusement et soutènement en cintres HEB 180 du tunnel T2 (S1)

Phase (m)	Avant Creusement	Creusement t Calotte	Soutènement Calotte	Creusement stross	Soutènement t stross	Bétonnage radier
U _x	96.00*10 ⁻⁹	13.53*10 ⁻³	13.54*10 ⁻³	13.58*10 ⁻³	13.58*10 ⁻³	13.58*10 ⁻³
U _y	174.90*10 ⁻⁹	44.13*10 ⁻³	44.18*10 ⁻³	44.27*10 ⁻³	44.27*10 ⁻³	44.28*10 ⁻³

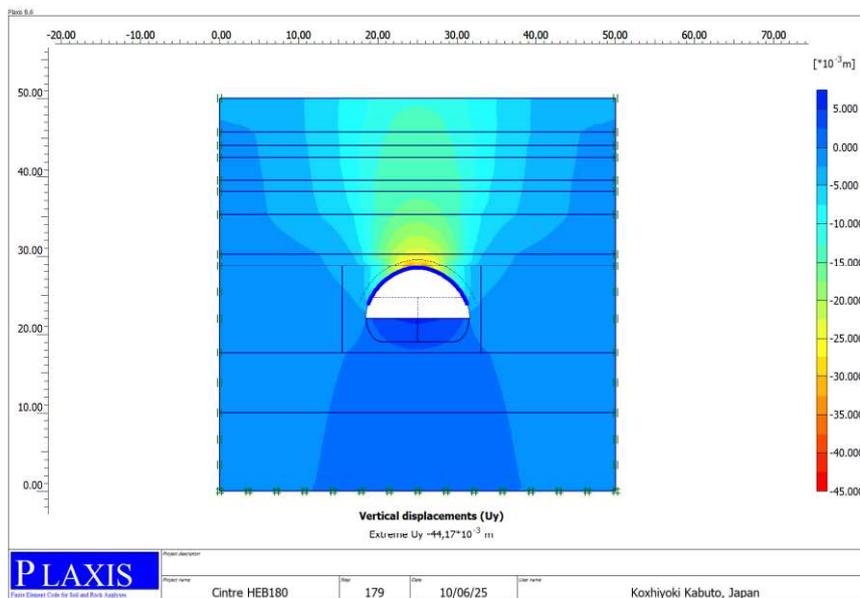


Figure.V.15 Les déplacements verticaux dues au creusement et soutènement en cintre HEB 180 de la calotte du tunnel T2 (S1)

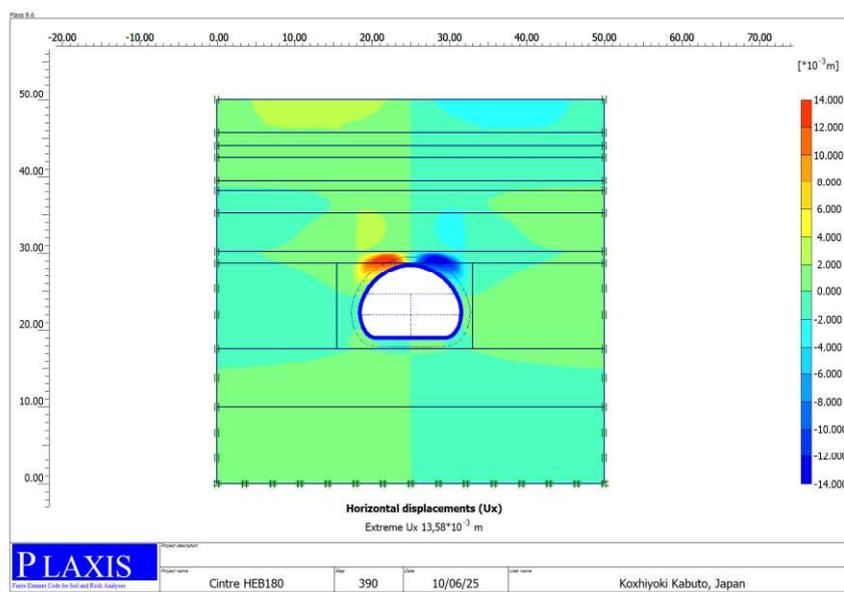


Figure.V.16 Les déplacements horizontaux dues au creusement et soutènement en cintre HEB 180 du stross du tunnel T2 (S1)

Contraintes

Tableau V.9 Les contraintes horizontaux et verticaux dues au creusement et soutènement en cintres HEB 180 du tunnel T2 (S1)

Phase (kN/m ²)	Avant Creusement	Creusement Calotte	Soutènement Calotte	Creusement stross	Soutènement stross	Bétonnage radier
σ_{xx}	521.39	$2.12 \cdot 10^3$	$2.12 \cdot 10^3$	$1.27 \cdot 10^3$	$1.27 \cdot 10^3$	$1.27 \cdot 10^3$
σ_{yy}	$1.01 \cdot 10^3$	$2.54 \cdot 10^3$	$2.54 \cdot 10^3$	$1.55 \cdot 10^3$	$1.54 \cdot 10^3$	$1.54 \cdot 10^3$
σ_{zz}	521.39	993.46	994.94	550.59	550.65	550.89
σ_{xy}	$233.8 \cdot 10^{-3}$	$1.40 \cdot 10^3$	$1.40 \cdot 10^3$	512.09	511.46	511.53

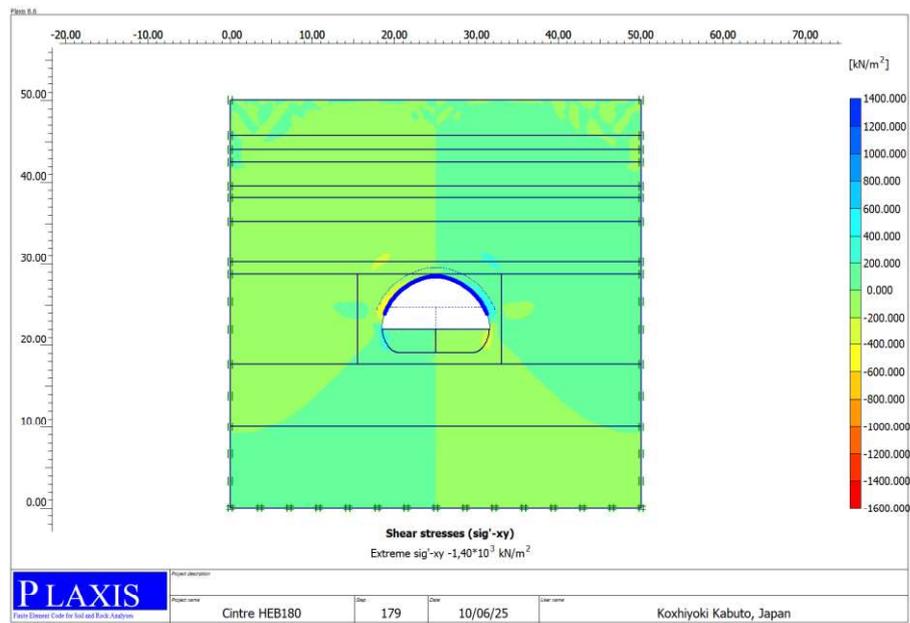


Figure.V.17 Les contraintes tangentielle dues au creusement et soutènement de la calotte en cintres HEB 180 du tunnel T2 (S1)

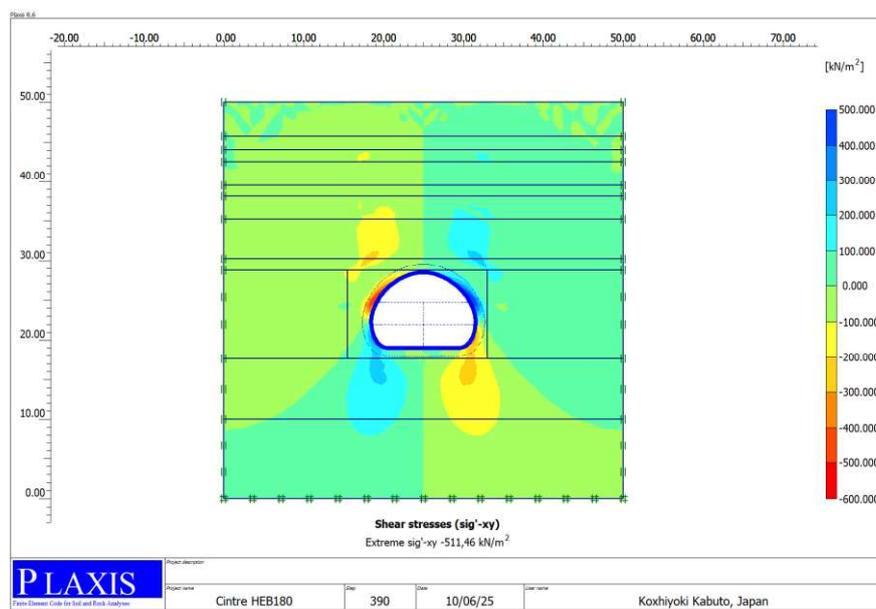


Figure.V.18 Les contraintes tangentielle dues au creusement et soutènement du Stross en cintres HEB 180 du tunnel T2 (S1)

➤ Les sollicitations dans le soutènement en cintres HEB 180

Tableau V.10 Efforts normal, tranchant et moment fléchissant dans le soutènement en cintres HEB 180 du tunnel T2 (S1)

Phase	Calotte droite	Calotte gauche	Stross droite	Stross gauche
Effort Normal (kN/m)	2.54	2.42	15.55	15.24
Effort Tranchant (kN/m)	$189.49 \cdot 10^{-3}$	$153.03 \cdot 10^{-3}$	3.81	3.42
Moment (kN.m/m)	$178.78 \cdot 10^{-3}$	$162.23 \cdot 10^{-3}$	2.73	2.75

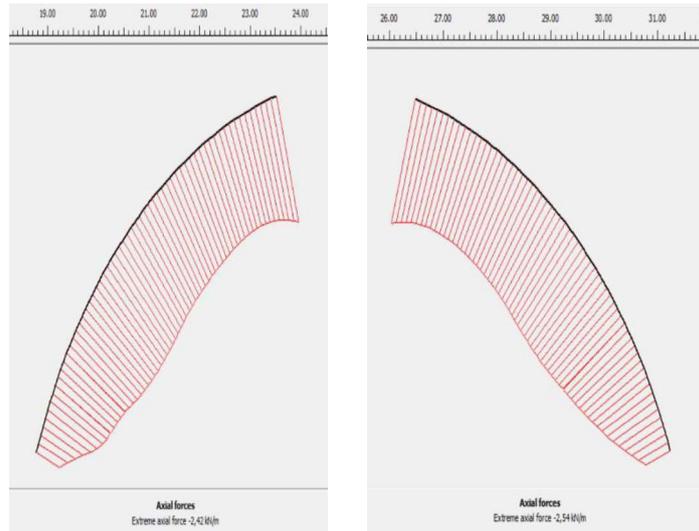


Figure V.19 Diagrammes des efforts normaux du soutènement en cintres HEB 180 au niveau de la calotte

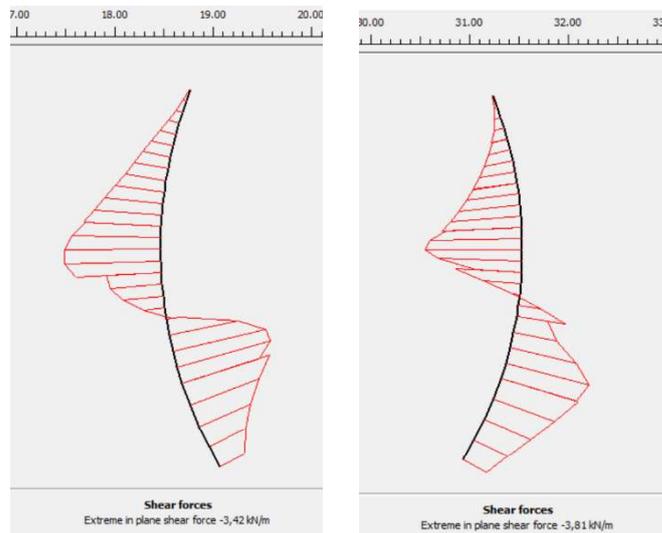


Figure V.20 Diagrammes des efforts tranchants du soutènement en cintres HEB 180 au niveau du stross

Le tableau V.12 présente la stabilité des différentes phases de creusement et soutènement en cintres HEB 180

Tableau V.11 stabilité de tunnel T2 cas soutènement par cintres HEB 180

Stabilité	Creusement Calotte	Soutènement calotte	Creusement Stross	Soutènement Stross
Fs	1.12	1.58	1.51	3.61

V.3.4 Soutènement du tunnel T2 par combinaison béton projeté + cintres HEB au point de Sondage 1

Le soutènement est composé de métallique de type HEB 180 et béton projeté. Le détail du soutènement du tunnel T2 au point du sondage 1 est illustré sur la Figure V.21.

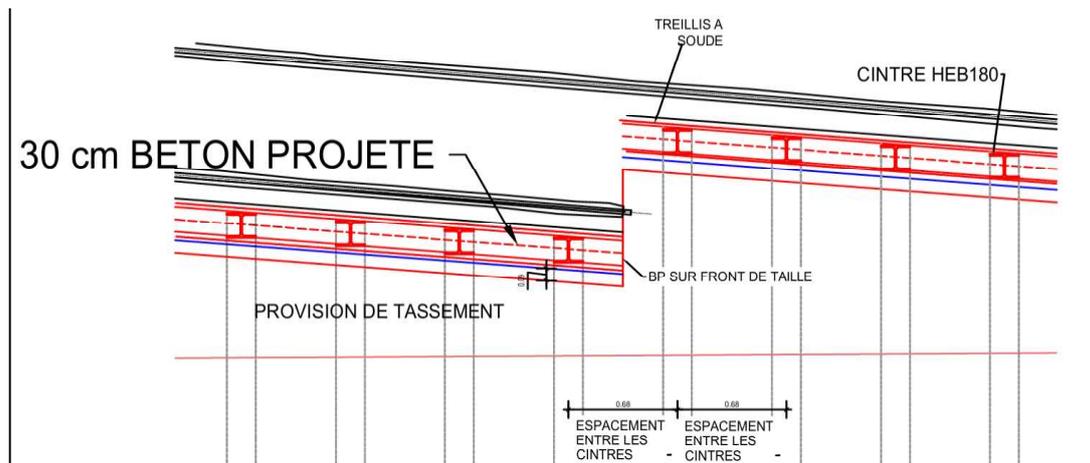


Figure.V.21 Combinaison de béton projeté + cintres HEB [7]

Pour les charges de longue durée d'application, le module de déformation du béton est donné par l'équation 1 :

$$E_b = 4000 * 1.1 * f_{c28}^{1/3}$$

Pour le soutènement provisoire, le calcul des rigidités flexionnelle et normale équivalente sont données par les équations sous indiquées

$$(EA_{eq} = E_b A_b + (\frac{E_{cin}}{E_b} - 1) E_b * \frac{A_{cin}}{d} = 2970000 + (5.3636) 33000 * \frac{65.25 * 10^4}{0.3}$$

$$EA_{eq} = 2973849.7239 \text{ kN/m}$$

$$EI_{eq} = E_b I_b + (\frac{E_{cin}}{E_b} - 1) E_b * \frac{I_{cin}}{d} = 22275 + (5.3636) 33000 * \frac{0.00003831}{0.3}$$

$$EI_{eq} = 22297.60274676 \text{ KNm}^2/\text{m}$$

V.3.4.1 Présentation des résultats du soutènement composé de cintres HECB 180 et béton projeté du tunnel T2 S1

- Déformation
- **Tableau V.12** Les déplacements horizontaux et verticaux dues au creusement et soutènement du tunnel T2 par des cintres HEB 180 et BP (S1)

Phase (m)	Avant Creusement	Creusement Calotte	Soutènement Calotte	Creusement stross	Soutènement stross	Bétonnage de radier
U _x	96.00*10 ⁻⁹	13.53*10 ⁻³	13.54*10 ⁻³	13.57*10 ⁻³	13.57*10 ⁻³	13.57*10 ⁻³
U _y	174.90*10 ⁻⁹	44.13*10 ⁻³	44.21*10 ⁻³	44.28*10 ⁻³	44.28*10 ⁻³	44.29*10 ⁻³

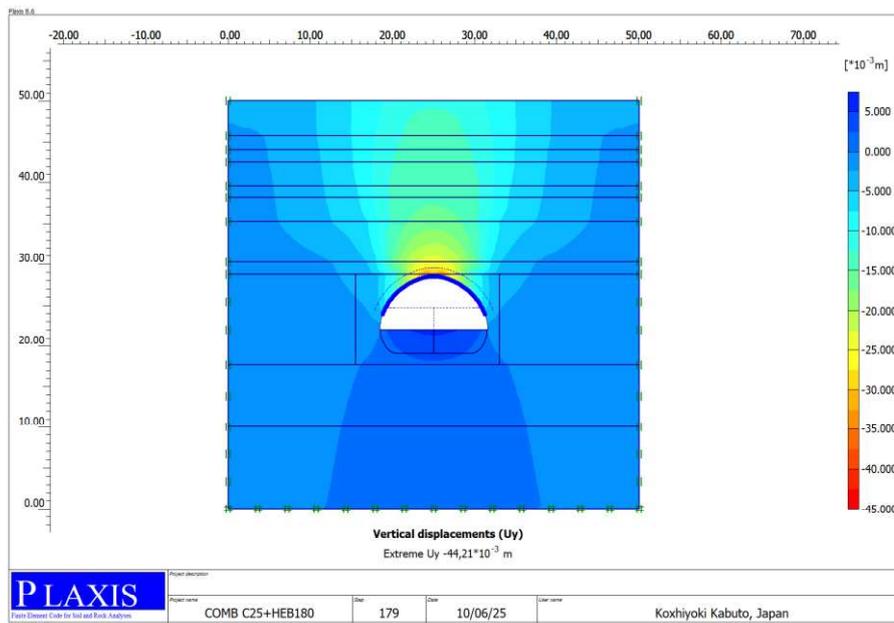


Figure.V.22 Les déplacements verticaux dues au creusement et soutènement de la calotte du tunnel T2 avec une combinaison de cintres HEB 180 et BP (S1)

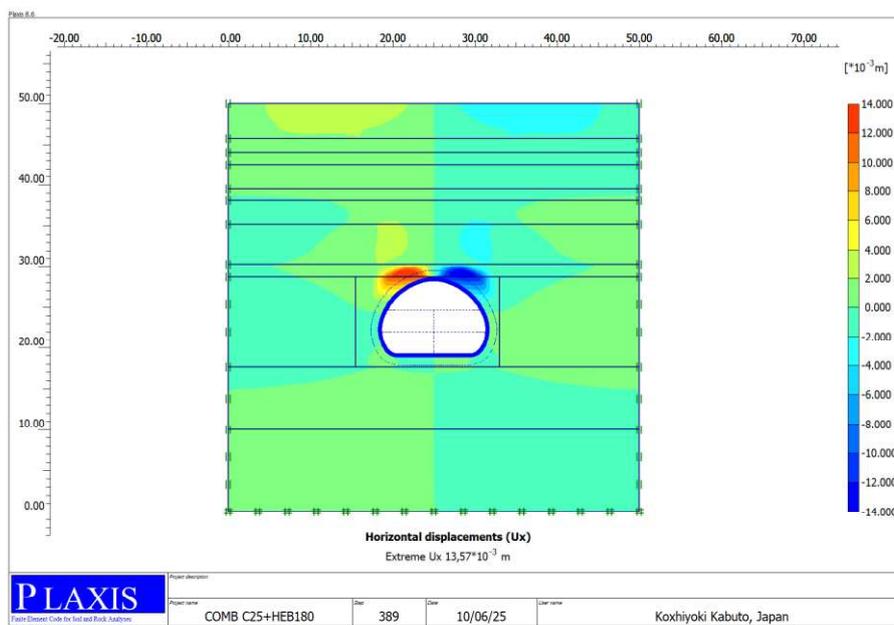


Figure.V.23 Les déplacements horizontaux dues au creusement et soutènement de la calotte du tunnel T2 avec une combinaison de cintres HEB 180 et BP (S1)

➤ Contraintes

Tableau V.13 Les contraintes dues au creusement et soutènement du tunnel T2 avec cintres HEB 180 et BP (S1)

Phase (kN/m ²)	Avant Creusement	Creusement Calotte	Soutènement Calotte	Creusement stross	Soutènement stross	Bétonnage de radier
σ_{xx}	521.39	$2.12 \cdot 10^3$	$2.12 \cdot 10^3$	$1.27 \cdot 10^3$	$1.27 \cdot 10^3$	$1.27 \cdot 10^3$
σ_{yy}	$1.01 \cdot 10^3$	$2.54 \cdot 10^3$	$2.55 \cdot 10^3$	$1.55 \cdot 10^3$	$1.54 \cdot 10^3$	$1.54 \cdot 10^3$
σ_{zz}	521.39	993.46	995.81	550.73	550.85	551.07
σ_{xy}	233.80	$1.40 \cdot 10^3$	$1.40 \cdot 10^3$	514.01	513.17	513.27

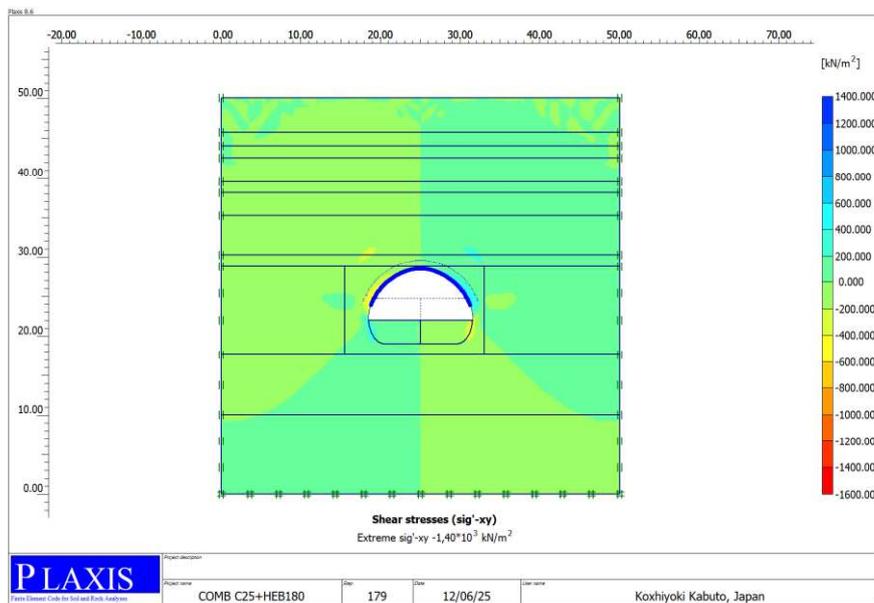


Figure.V.24 Les contraintes tangentielle dues au creusement et soutènement de la calotte du tunnel T2 avec cintres HEB 180 et BP (S1)

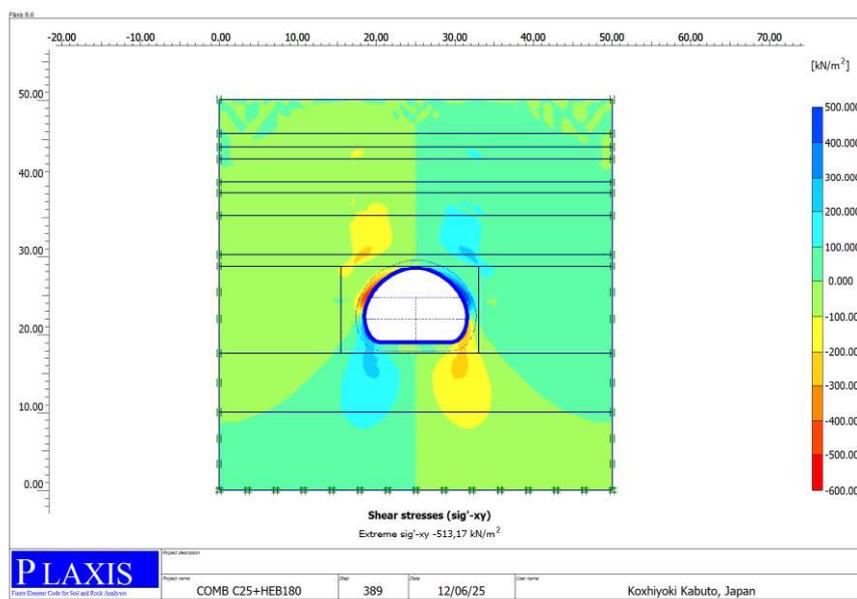


Figure.V.25 Les contraintes verticales dues au creusement et soutènement de la calotte du tunnel T2 avec cintres HEB 180 et BP (S1)

➤ Les sollicitations dans le soutènement en cintres HEB 180 et BP

Tableau V.14 Efforts normal, tranchant et moment fléchissant dans le soutènement en cintres HEB 180 et BP du tunnel T2 (S1)

Phase	Callot droite	Calotte gauche	Stross droite	Stross gauche
Normal (kN/m)	5.74	5.66	22.09	21.22
Tranchants (kN/m)	$242.32 \cdot 10^{-3}$	$215.96 \cdot 10^{-3}$	3.52	3.27
Moment (kN.m/m)	$85.35 \cdot 10^{-3}$	$81.12 \cdot 10^{-3}$	1.97	1.99

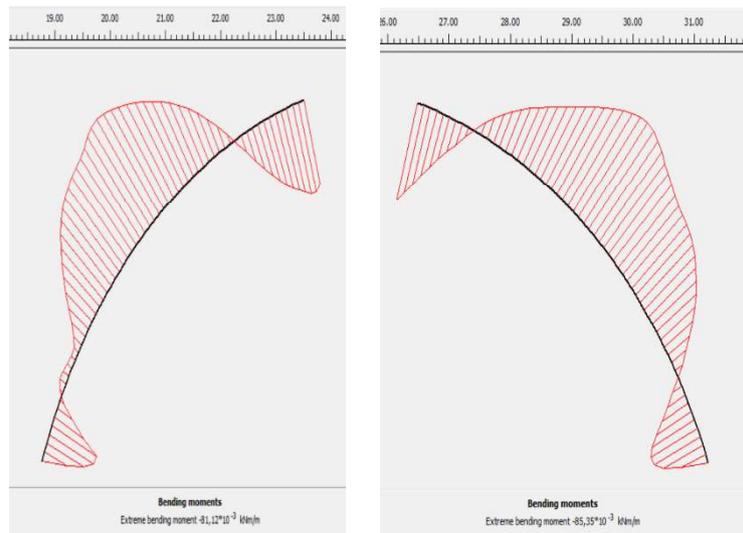


Figure.V.26 Diagrammes des moments fléchissant du soutènement en cintres HEB 180 et BP au niveau de la calotte du tunnel T2 (S1)

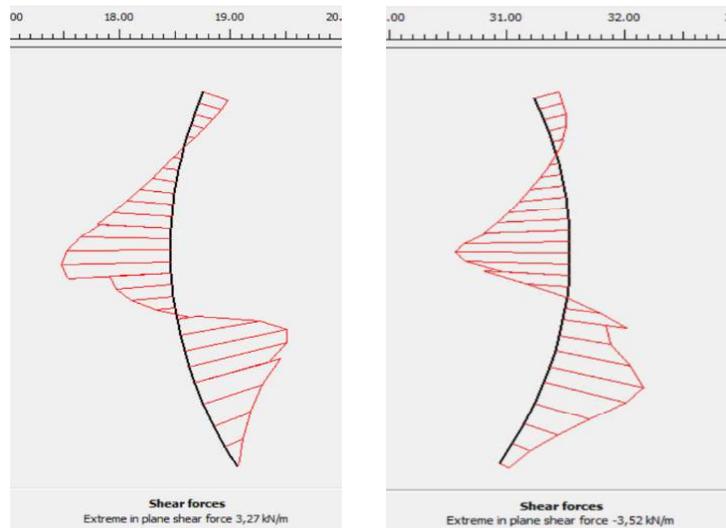


Figure.V.27 Diagrammes des efforts tranchant du soutènement en cintres HEB 180 et BP au niveau du stross du tunnel T2 (S1)

Le tableau V.16 présente la stabilité des différentes phases de creusement et soutènement en cintres HEB 180 et BP

Tableau V.15 stabilité de tunnel T2 cas soutènement par cintres HEB 180 et BP

Phase	Creusement Calotte	Soutènement Calotte	Creusement Stross	Soutènement Stross
Fs	1.12	1.69	1.68	3.72

Discutions des résultats

D'après la figure ci-après :

Dans les trois types de soutènementt, les déplacement repris dans la partie stross sont plus importants que les déplacements horizontaux dans la calotte.

Le stross du tunnel est soumis à des contraintes/déformations horizontales différentes ou plus élevées que la calotte

Le type de soutènement « BP+Cintre" est plus efficaces pour limiter les déplacements horizontaux dans le tunnel T2 (S1) par rapport à l'utilisation du soutènement en"BP" seul.

La combinaison "BP+Cintre" offre une amélioration marginale pour le stross par rapport au "Cintre" seul, mais pour la calotte, le "Cintre" seul semble avoir des performances équivalentes.

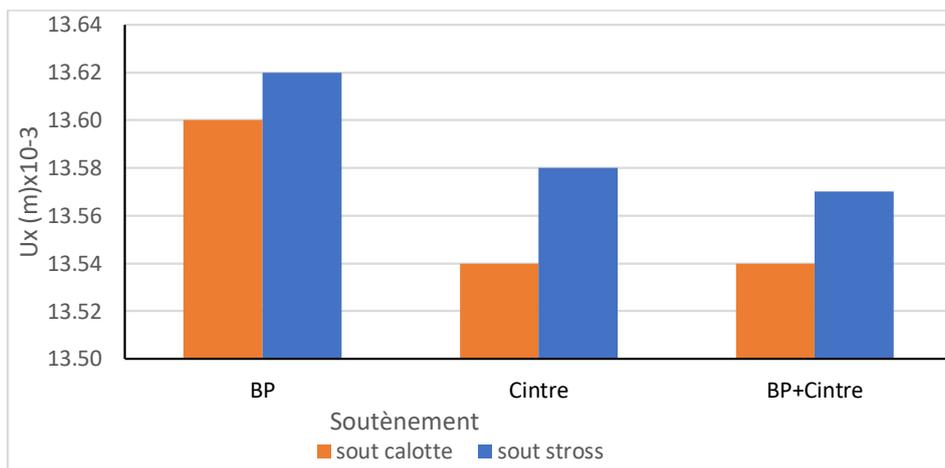


Figure V. 28 Variation des déplacements Horizontaux des soutènement dans la calotte et le stross du tunnel T2 (S1)

D'après la figure ci-après :

Le Béton Projeté (BP) seul entraîne les plus grands déplacements verticaux pour la calotte et le stross. Cela suggère que le béton projeté seul pourrait ne pas être suffisant pour contrôler efficacement les déformations verticales dans cette section de tunnel spécifique.

Le Cintre métallique **HEB 180 seul** réduit significativement les déplacements verticaux dans la calotte et le stross par rapport au béton « BP».

La combinaison **BP+Cintre** montre des déplacements verticaux très similaires à ceux du "Cintre" seul. Cela implique que l'ajout de béton projeté au système de cintre métallique n'apporte pas de réduction supplémentaire substantielle du déplacement vertical.

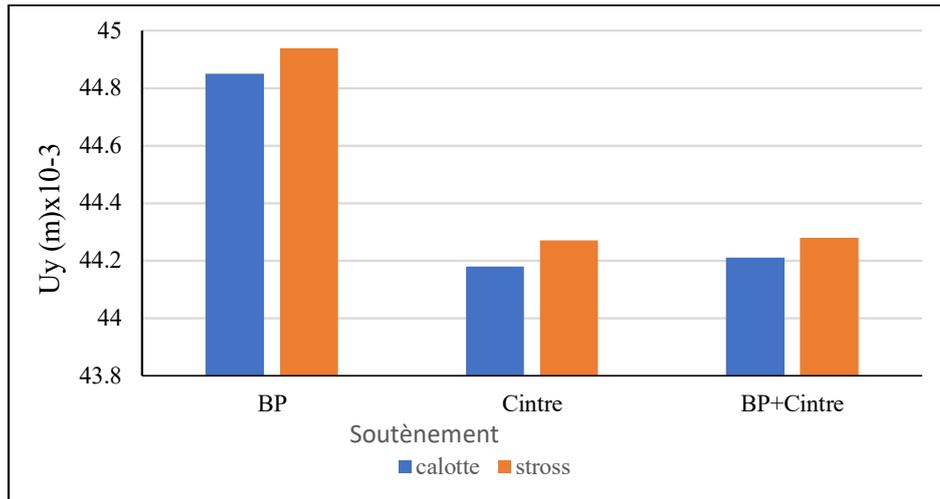


Figure V.29 Variation des déplacements verticaux des soutènements dans la calotte et le stross du tunnel T2 (S1)

D'après la figure suivante :

L'application du soutènement dans la calotte, les valeurs de coefficients de sécurité Fs augmentent significativement pour tous les types de soutènement

Les soutènements "BP" et "BP+Cintre" montrent des valeurs de Fs légèrement plus élevées (environ 1,7) que le "Cintre" seul (environ 1,6). Cela indique que tous les systèmes améliorent la stabilité, le béton projeté joue un rôle légèrement plus dominant dans la stabilité globale de la calotte une fois complètement installé, ou du moins contribuant également dans le système combiné.

Lorsque le soutènement entièrement appliqué dans le stross, toutes les valeurs de Fs augmentent considérablement, indiquant une stabilité élevée. Le soutènement en « Cintre » et en "BP+Cintre" offrent les Facteurs de Sécurité les plus élevés (3,6-3,7), dépassant le "BP" seul (3,3). Cela suggère que pour le stross entièrement soutenu, le cintre métallique joue un rôle essentiel pour atteindre la stabilité maximale, et sa combinaison avec le béton projeté offre le facteur de sécurité maximal.

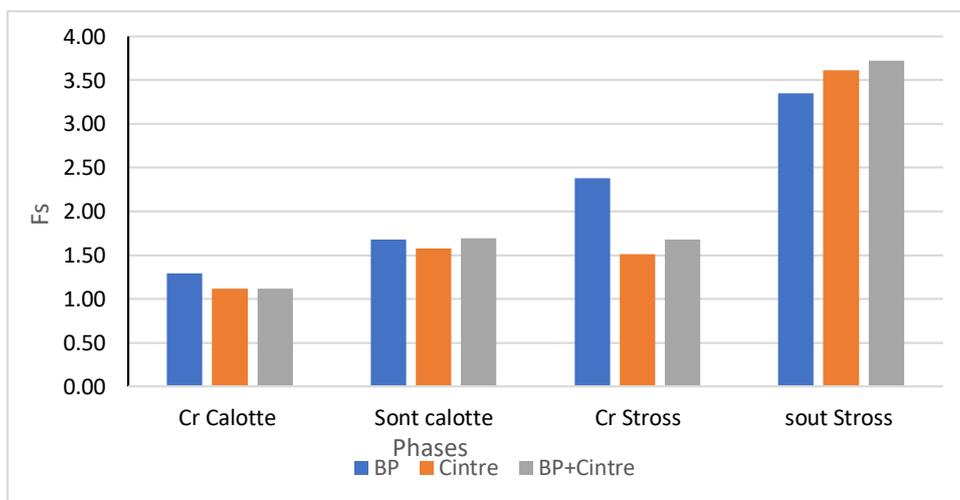


Figure V.30 Effet du type de type de soutènement sur la stabilité du tunnel T2 (S1) durant les phases de construction

V.4 Le modèle numérique du Tunnel T2 au point du sondage S2

Le tunnel T2 à l'extrados a été modélisé également par élément finis au moyen du logiciel Plaxis 2D. Le profil du tunnel à l'extrados a été modélisé à l'aide du modèle de Mohr-Coulomb drainé dont les dimensions sont (50x50) m.

Le tunnel T2 au pont du sondage 2 a été modélisé avec le type de tunnel NATM placée à une profondeur 25 m dans la couche de la marne et la couche du sol Gr1(Fig.V.31).

Le modèle a été généré avec un maillage fine constitué d'éléments triangulaires à 15 nœuds. Le nombre des nœuds et des éléments générés sont respectivement 10844 et 1318. Les limites sont fixées latéralement des deux côtés et fixées horizontalement et verticalement à la limite inférieure (Fig. V.32),

Les propriétés géotechniques des différentes couches du modèle sont regroupées dans le Tableau V.17.

Tableau.V.16 Propriétés géotechniques des couches de sols à l'extrados (Sondage 2)

Sondage	Profondeur (m)	Description Lithologique	ϕ	γ	C kPa	E GPa	ν	Ψ	K0
02	0-3.7	Gr1	44	22	78	0.198	0.3	14	0.694
	3.7-5.5	Arg c	29	18	10	0.08286	0.35	-	0.515
	5.5-7.8	Gr2	52	22	136	0.671	0.3	22	0.211
	7.8-15	Arg c	29	18	10	0.08286	0.35	-	0.515
	15-20	Mar	29	18	36	0.67306	0,30	-	0.515
	20-25.5	Gr1	44	22	78	0.198	0.3	14	0.694
	25.5-30	Gr2	52	22	136	0.671	0.3	22	0.211
	30-35	Gr3	29	18	268	2.35	0.3	-	0.515

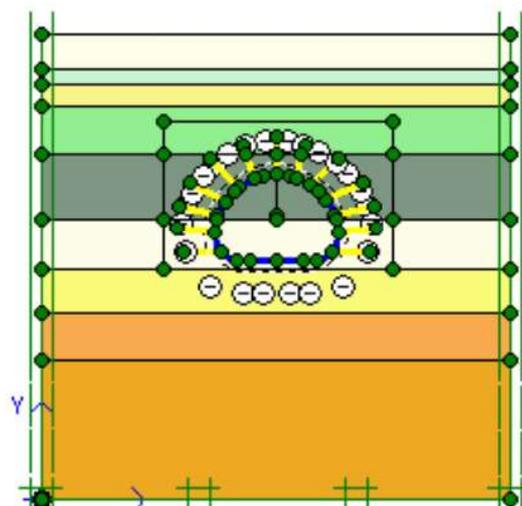


Figure.V.31 modèle numérique du Tunnel T2 à l'extrados (sondage 2)

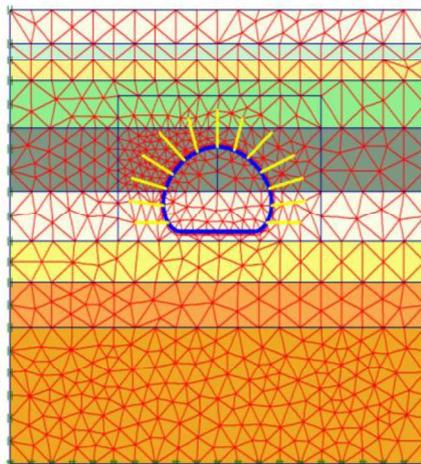


Figure.V.32 Le maillage initial du Tunnel T2 à l'extrados (sondage 2)

V.4.1 Soutènement du tunnel T2 en béton projeté et boulons d'ancrages au point de Sondage 2

Tableau V.17 Caractéristiques des boulons d'ancrages HA 25 [6]

Paramètres	Valeurs
La limite d'élasticité (MPa)	570
E (MPa)	210000
e _L (m)	1.5
e _T (m)	1.5
Diamètre (mm)	25
L (m)	4
I (m ⁴)	1,917×10 ⁻⁹
EA (kN/m)	103031.25
EI (kNm ² /m)	402.6

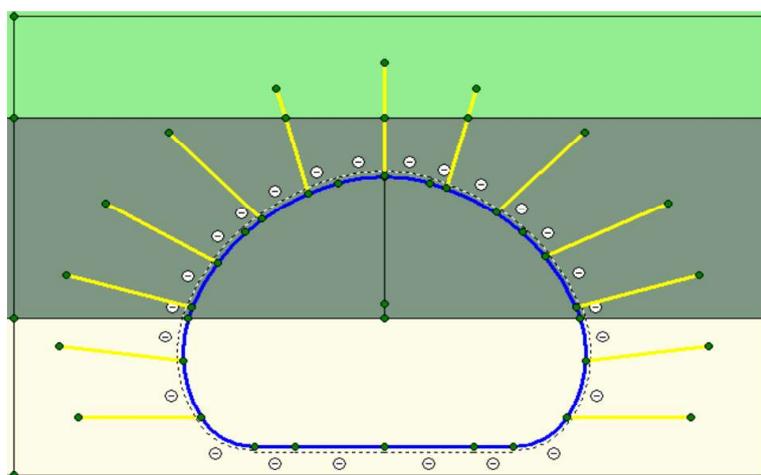


Figure.V.33 Détail de l'emplacement des boulons d'ancrages à l'extrados du tunnel

➤ Déformation

Tableau V.18 Les déplacements horizontaux et verticaux dues au creusement et soutènement du tunnel T2 par du Béton projeté et Boulons d’ancrages (S2)

Phase (m)	Avant Creusement	Creusement et soutènement Calotte avec BP + BA	Creusement Stross sans soutènement	Soutènement stross avec BP	Soutènement stross avec BP + BA
U _x	170.51*10 ⁻⁹	7.67*10 ⁻³	13.16*10 ⁻³	13.12*10 ⁻³	13.25*10 ⁻³
U _y	325.04*10 ⁻⁹	27.35*10 ⁻³	33.95*10 ⁻³	30.84*10 ⁻³	31.35*10 ⁻³

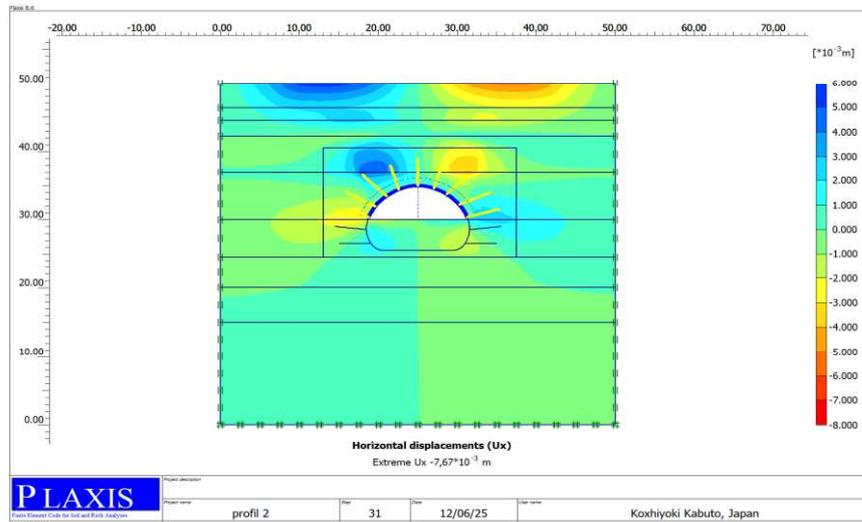


Figure.V.34 Les déplacements horizontaux dues au creusement et soutènement de la calotte du tunnel T2 avec une combinaison de BP et BA (S2)

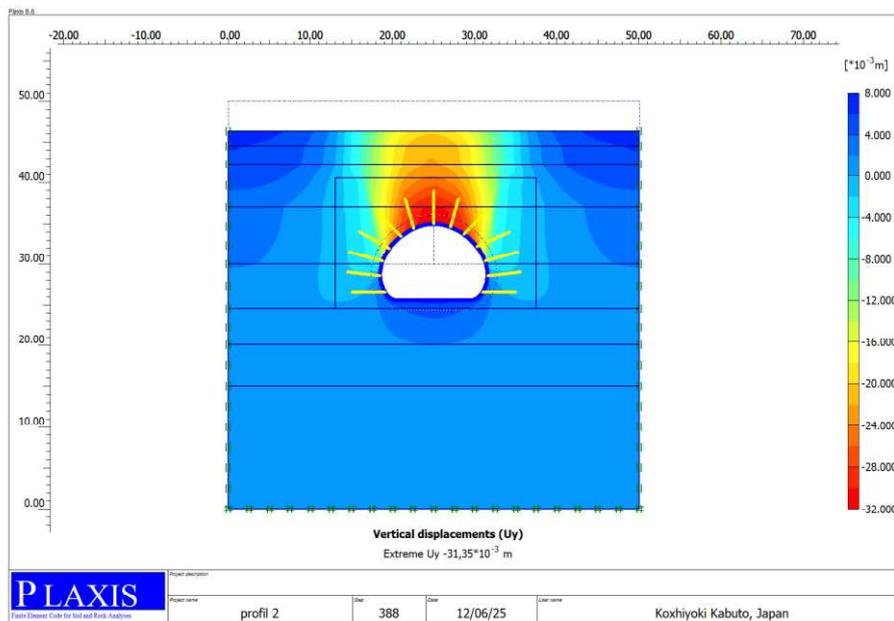


Figure.V.35 Les déplacements verticaux dues au creusement et soutènement de Stross du tunnel T2 avec une combinaison de BP et BA (S2)

➤ Contraintes

Tableau V.19 Les contraintes dues au creusement et soutènement du tunnel T2 avec BP et BA (S2)

Phase (kN/m ²)	Avant Creusement	Creusement et soutènement Calotte par BP + BA	Creusement Stross sans soutènement	Soutènement stross avec BP	Soutènement t stross avec BP + BA
σ_{xx}	522.62	$1.66 \cdot 10^3$	975.22	780.64	775.12
σ_{yy}	$1.01 \cdot 10^3$	$1.64 \cdot 10^3$	$1.10 \cdot 10^3$	952.12	954.04
σ_{zz}	522.62	878.42	533.58	495.73	496.55
σ_{xy}	$106.56 \cdot 10^{-3}$	682.76	264.98	245.54	245.67

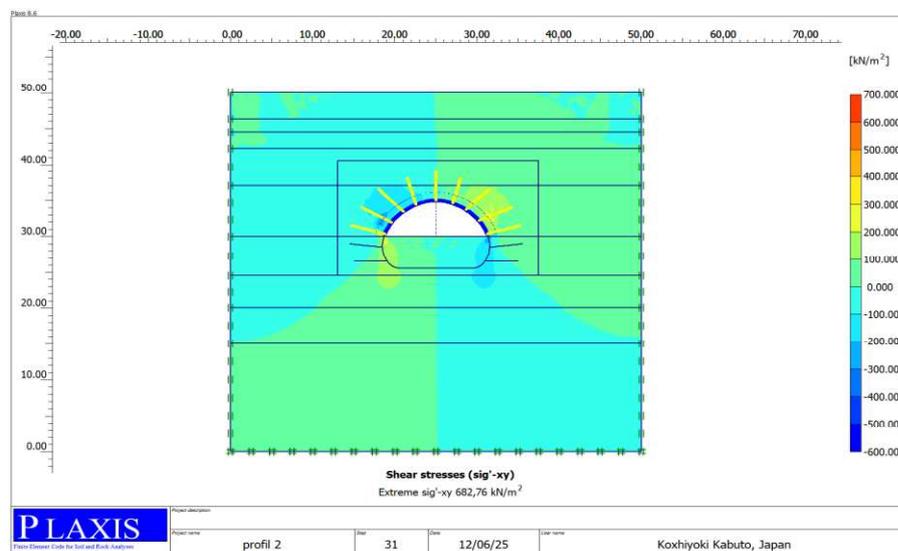


Figure V.36 Contrainte tangentielle dues au creusement et soutènement de la calotte du tunnel T2 avec une combinaison de BP et BA (S2)

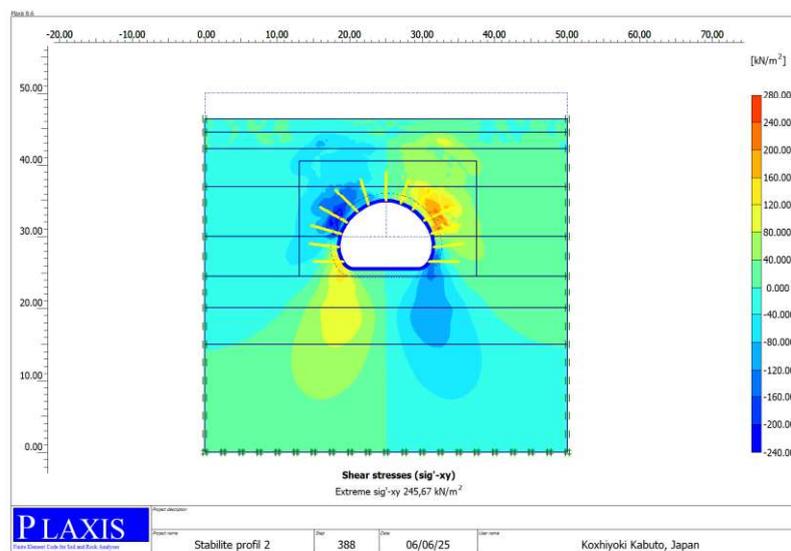


Figure V.37 Contrainte tangentielle due au creusement et soutènement du Stross du tunnel T2 avec une combinaison de BP et BA (S2)

➤ Les sollicitations dans le soutènement en BP et BA

Tableau V.20 Efforts normal, tranchant et moment fléchissant dans le soutènement en BP et BP du tunnel T2 (S2)

Phase	Calotte droite	Calotte gauche	Stross droite	Stross gauche
Normal (kN/m)	447.89	554.94	79.88	80.45
Tranchants (kN/m)	161.87	127.05	27.50	28.93
Moment (kN.m/m)	54,42	46.76	16.90	15.28

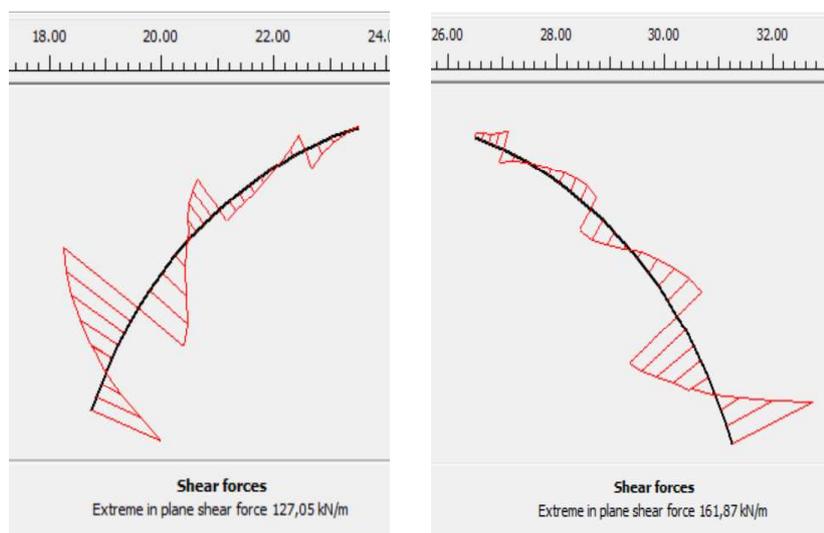


Figure.V.38 Diagramme de l'effort tranchants au niveau du calotte

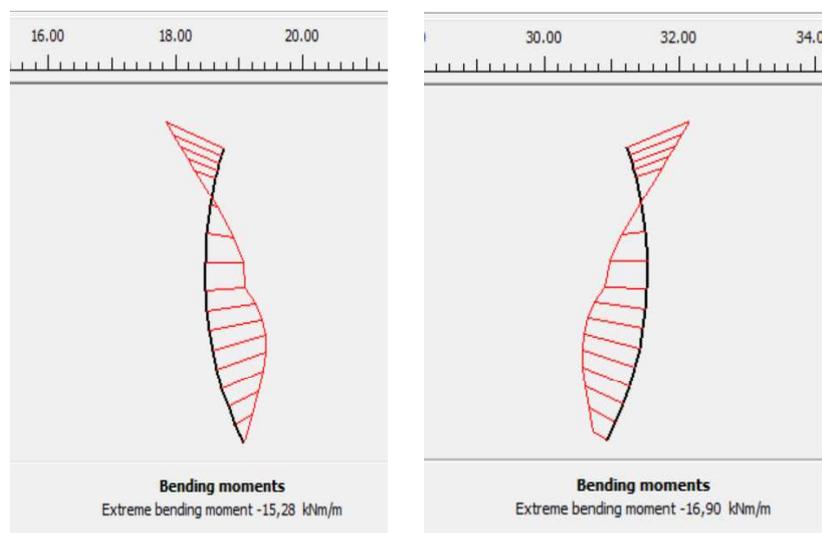


Figure.V.39 Diagramme de l'effort tranchants au niveau de stross

Le tableau suivant présente la stabilité des différentes phase méthodes de creusement et de soutènement en béton projeté et boulons d'ancrages

Tableau V.21 stabilité de tunnel T2 cas soutènement par BP et BA (S2)

Phase	Creusement et soutènement Calotte en BP+BA	Creusement Stross sans soutènement	Soutènement Stross en BP	Soutènement Stross+ BP + BA	Bétonnage de radier
Fs	1.88	1.44	3.96	10.49	13.13

V.4.2 Soutènement du tunnel T2 en cintre HEB et boulons d'ancrages au point de Sondage 2

➤ Déformations

Tableau V.22 Les déplacements horizontaux et verticaux dues au creusement et soutènement du tunnel T2 par cintres et Boulons d'ancrages (S2)

Phase (m)	Avant Creusement	Creusement et soutènement calotte par cintres et BA	Creusement Stross sans soutènement	Soutènement stross avec cintre	Soutènement stross avec cintre + BA	Bétonnage de radier
U _x	170.51*10 ⁻⁹	6.95*10 ⁻³	11.07*10 ⁻³	11.01*10 ⁻³	11.02*10 ⁻³	27.76*10 ⁻³
U _y	325.04*10 ⁻⁹	26.74*10 ⁻³	32.81*10 ⁻³	29.53*10 ⁻³	29.59*10 ⁻³	62.0*10 ⁻³

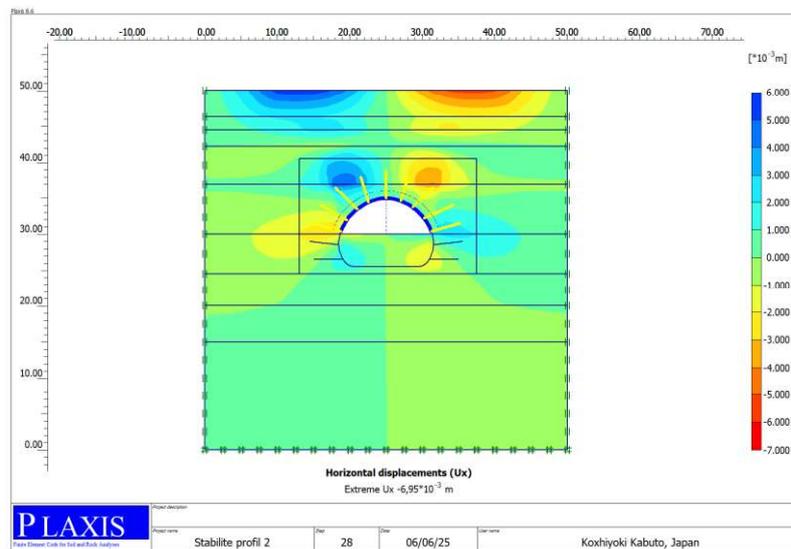


Figure.V.40 Les déplacements horizontaux dues au creusement et soutènement de la calotte du tunnel T2 par du cintres et BP (S2)

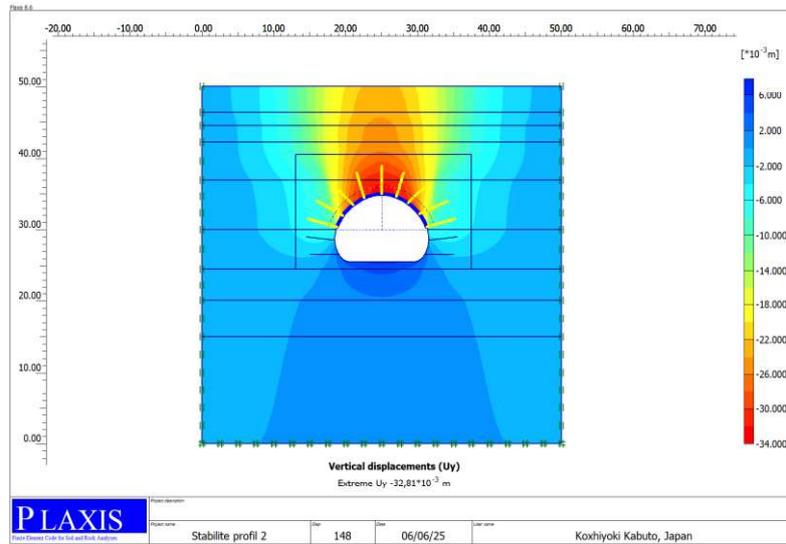


Figure.V.41 Les déplacements verticaux dues au creusement et soutènement du Stross du tunnel T2 par cintres et BP (S2)

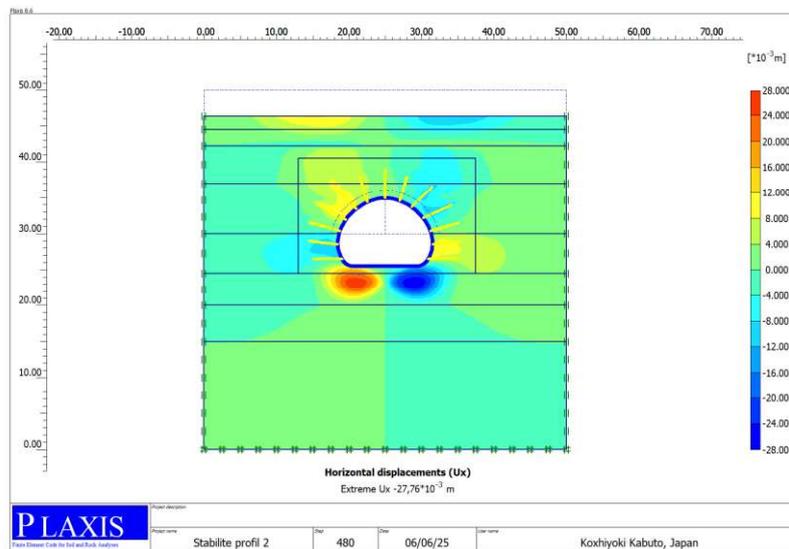


Figure.V.42 Les déplacements horizontaux dues au creusement et soutènement du Stross du tunnel T2 par cintres et BP (S2)

➤ **Contraintes**

Tableau V.23 Contrainte tangentielle dues au creusement et soutènement de la calotte du tunnel T2 avec une combinaison de cintre et BA (S2)

Phase (kN/m ²)	Avant Creusement	Creusement et soutènement calotte / cintre + BA	Creusement Stross sans soutènement	Soutènement stross / cintre	Soutènement stross / cintre +BA	Bétonnage de radier
σ_{xx}	522.62	$1.58 \cdot 10^3$	901.43	675.53	670.89	881.05
σ_{yy}	$1.01 \cdot 10^3$	$1.59 \cdot 10^3$	$1.04 \cdot 10^3$	951.61	953.22	932.43
σ_{zz}	522.62	859.87	533.27	495.51	496.21	873.76
σ_{xy}	$106.56 \cdot 10^{-3}$	681.17	259.02	237.41	238.33	65.67

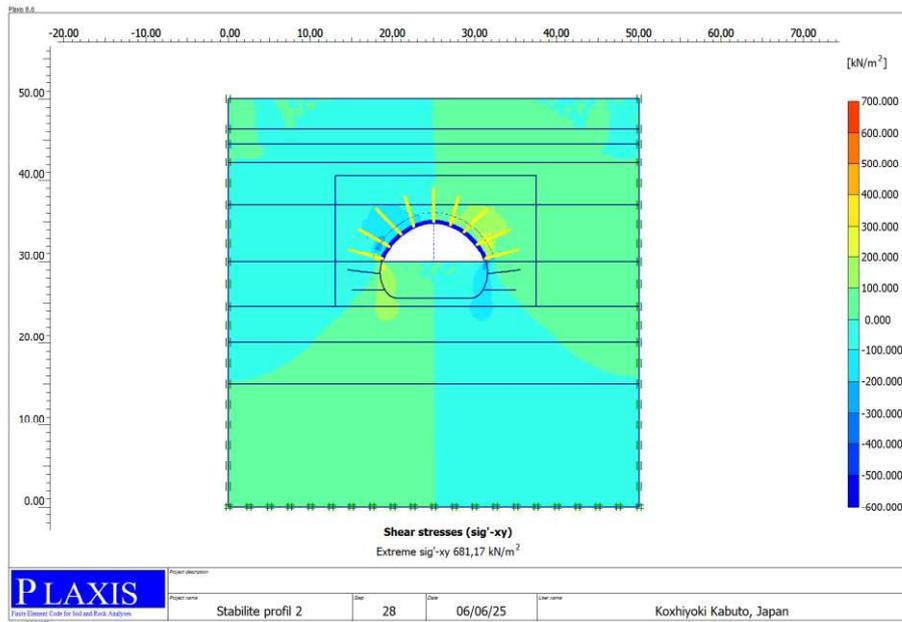


Figure.V.43 Contrainte tangentielle due au creusement et soutènement de la calotte du tunnel T2 avec une combinaison de cintres et BA (S2)

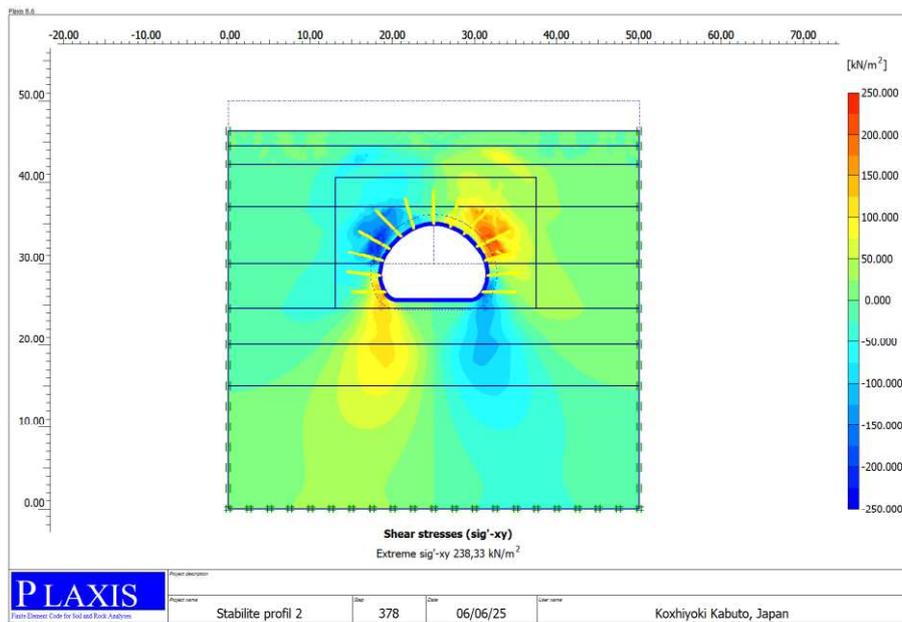


Figure.V.44 Contrainte tangentielle due au creusement et soutènement du Stross du tunnel T2 avec une combinaison de cintres et BA (S2)

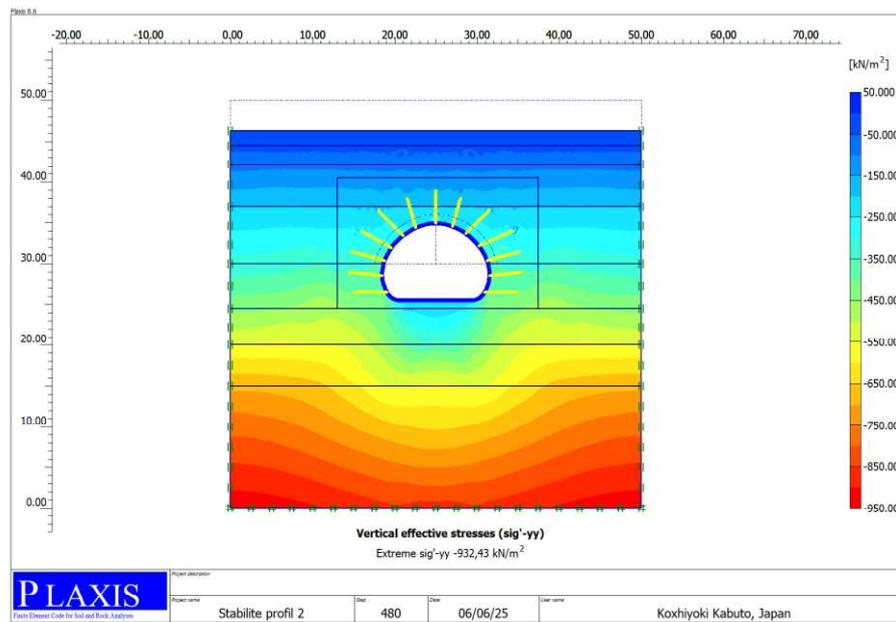


Figure.V.45 Contrainte verticale due au creusement et soutènement du Stross du tunnel T2 avec une combinaison de cintres et BA (S2)

➤ Les sollicitations dans le soutènement en cintres et BA

Tableau V.24 Efforts normal, tranchant et moment fléchissant dans le soutènement en cintres et BA du tunnel T2 (S2)

Phase	Callot droite	Callot gauche	Stross droite	Stross gauche
Normal (kN/m)	436.25	504.96	$1.80 \cdot 10^3$	$1.77 \cdot 10^3$
Tranchants (kN/m)	169.22	128.8	914.55	928.73
Moment (kN.m/m)	62.17	47.52	$2.36 \cdot 10^3$	$2.33 \cdot 10^3$

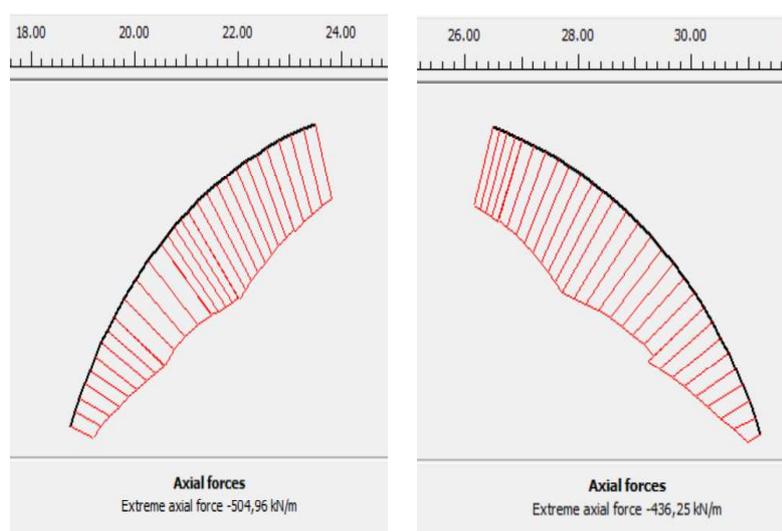


Figure.V.46 Diagramme les forces normales au niveau de la calotte

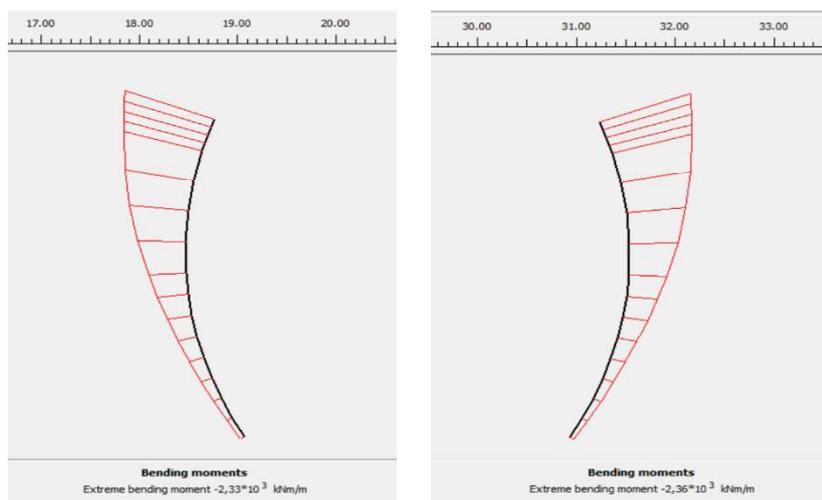


Figure.V.47 Diagramme de moment au niveau de stross

Le tableau suivant présente la stabilité des phases de creusement avec combinaison cintre + et boulons d'ancrages

Tableau V.25 Stabilité de tunnel T2 cas soutènement par cintres et BA (S2)

Phase	Creusement et soutènement calotte /cintres et BA	Creusement Stross sans soutènement	Soutènement Stross / cintres	Soutènement Stross / cintres + BA	Bétonnage de radier
Fs	1.95	2.35	4.46	6.41	17.40

V.4.3 Soutènement du tunnel T2 avec BP, cintre HEB et boulons d'ancrages au point de Sondage 2

➤ Déformations

Tableau V.26 Les déplacements horizontaux et verticaux dues au creusement et soutènement du tunnel T2 par BP, cintres et Boulons d'ancrages (S2)

Phase (m)	Avant Creusement	Creusement et soutènement calotte / BP, cintres + BA	Creusement Stross sans soutènement	Soutènement stross avec cintre et BA	Soutènement stross avec BP+cintres +BA	Bétonnage de radier
Ux	170.51*10 ⁻⁹	7.67 *10 ⁻³	13.16*10 ⁻³	13.18*10 ⁻³	13.17*10 ⁻³	33.91*10 ⁻³
Uy	325.04*10 ⁻⁹	27.35*10 ⁻³	33.96*10 ⁻³	30.84*10 ⁻³	30.99*10 ⁻³	65.95*10 ⁻³

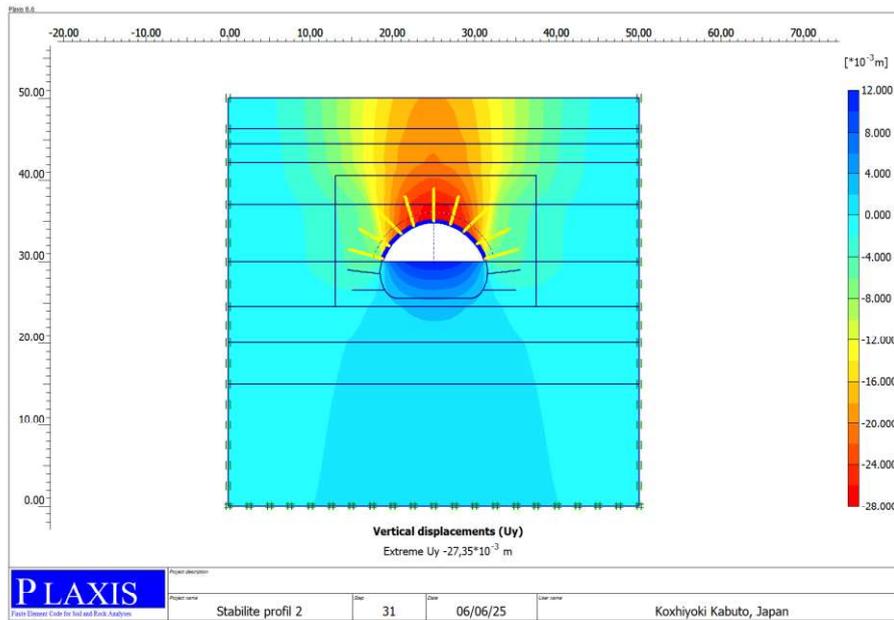


Figure.V.48 Les déplacements verticaux dues au creusement et soutènement de la calotte du tunnel T2 par cintres, BP et BA (S2)

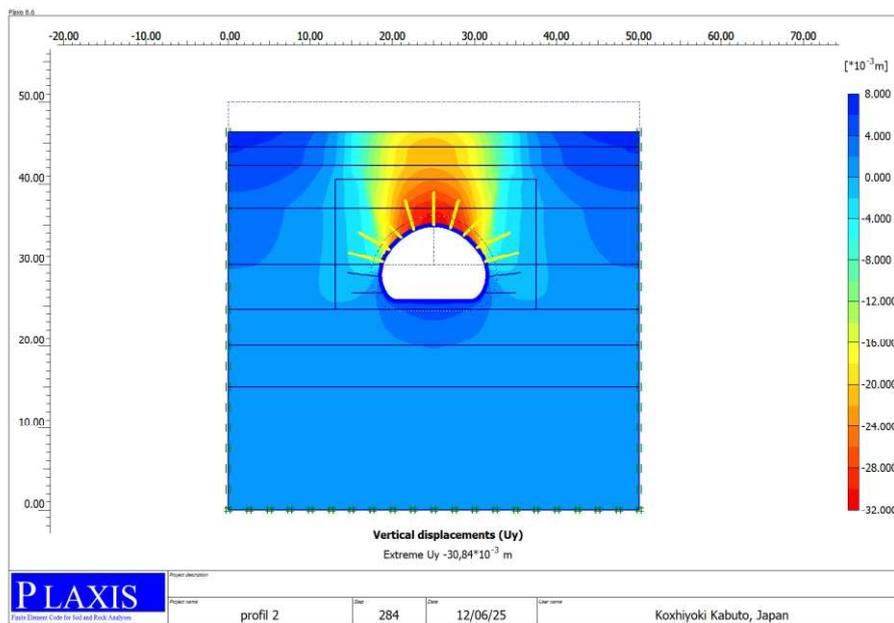


Figure.V.49 Les déplacements verticaux dues au creusement et soutènement du Stross du tunnel T2 par cintres, BP et BA(S2)

➤ Contraintes

Tableau V.27 Contrainte dues au creusement et soutènement du tunnel T2 avec BP, cintres et BA (S2)

Phase (kN/m ²)	Avant Creusement	Creusement et soutènement calotte / BP, cintres + BA	Creusement Stross sans soutènement	Soutènement stross avec cintre et BA	Soutènement stross avec BP+cintres +BA	Bétonnage de radier
σ_{xx}	517.47	$1.66 \cdot 10^3$	975.22	750.21	750.22	871.22
σ_{yy}	$1.01 \cdot 10^3$	$1.64 \cdot 10^3$	$1.10 \cdot 10^3$	953.41	953.41	931.52
σ_{zz}	517.47	878.42	533.58	496.29	496.29	865.19
σ_{xy}	$106.56 \cdot 10^{-3}$	682.76	264.98	245.30	245.30	65.67

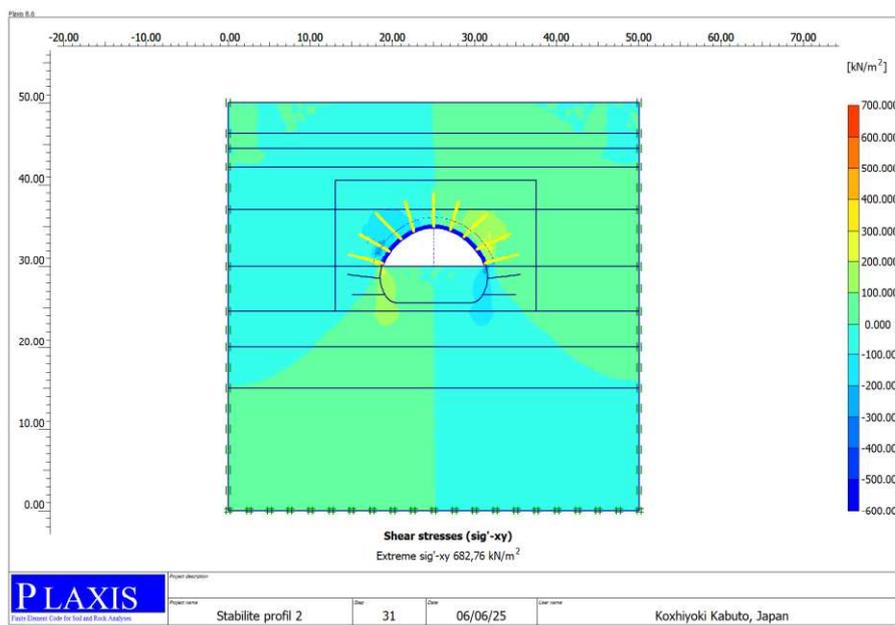


Figure.V.50 contrainte tangentielle due au creusement et soutènement de la calotte du tunnel T2 avec BP, cintres et BA (S2)

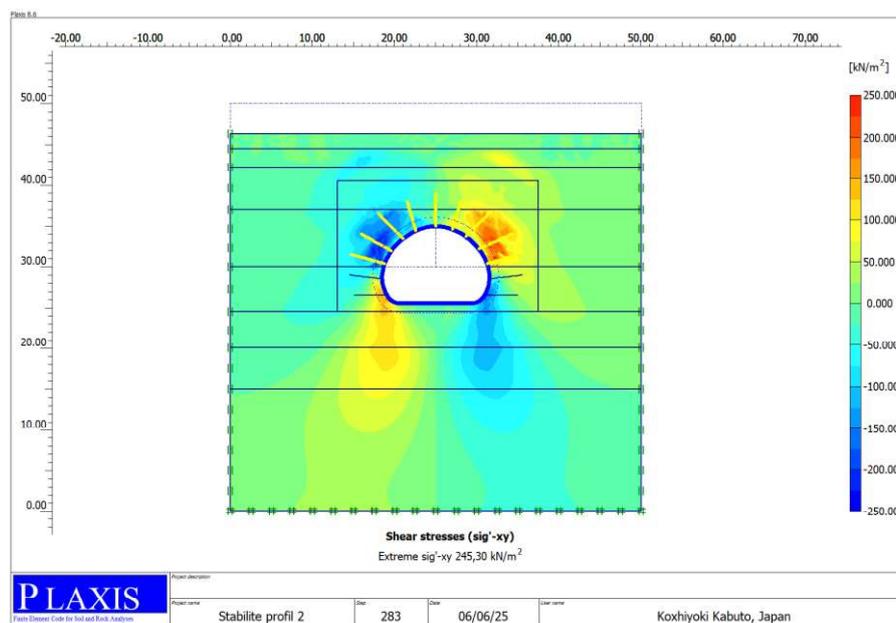


Figure.V.51 contrainte tangentielle due au creusement et soutènement du stross du tunnel T2 avec BP, cintres et BA (S2)

➤ Les sollicitations dans le soutènement en BP, cintres et BA

Tableau V.28 Efforts normal, tranchant et moment fléchissant dans le soutènement en BP, cintres et BA du tunnel T2 (S2)

Phase	Calotte droite	Calotte gauche	Stross droite	Stross gauche
Normal (kN/m)	447.89	544.04	$1.53 \cdot 10^3$	$1.54 \cdot 10^3$
Tranchants (kN/m)	161.01	125.88	716.74	766.04
Moment (kN.m/m)	53.85	46.13	$1.80 \cdot 10^3$	$1.85 \cdot 10^3$

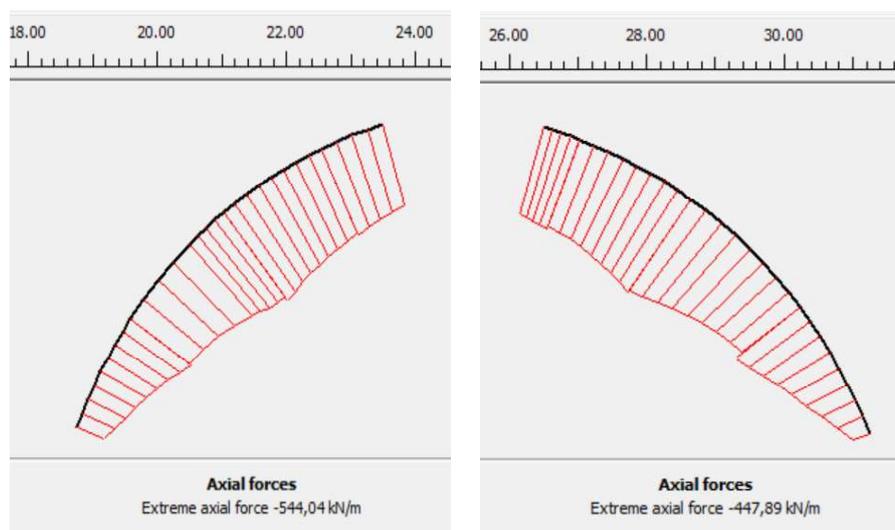


Figure.V.52 Diagramme de l'effort normal au niveau de stross cotée gauche et droite

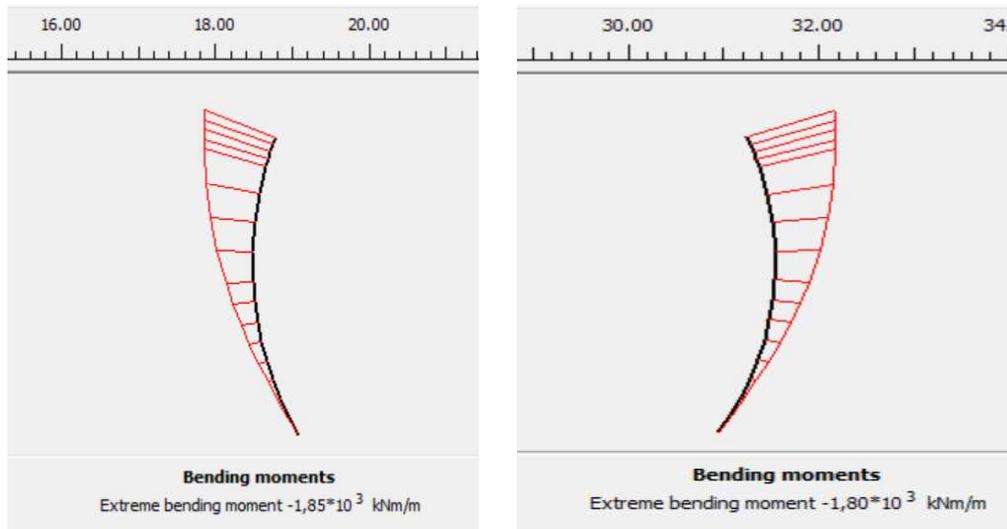


Figure.V.53 Diagramme de moment au niveau de stross

Le tableau suivant présente la stabilité des phases du creusement avec combinaison cintre + béton projeté et boulons d’ancrages

Tableau V.33 Résultats de stabilité

Phase	Creusement calotte avec comb +boulon d’ancrages	Creusement Stross	Soutènement Stross avec combinaison	Soutènement Stross avec comb + BA	Bétonnage de radier
Fs	1.89	2.09	3.02	4.07	15.31

➤ **Discutions des résultats**

D’après la figure ci-après :

Le stross subit des déplacements horizontaux significativement plus importants dans les trois types de soutènement.

Le soutènement (Cintre + Boulons d’Ancrage) est le plus efficace pour réduire les déplacements horizontaux à la fois pour la calotte et, de manière plus significative, pour le stross.

Le "BP+BA" (Béton Projeté + Boulons d’Ancrage) et le "BP+Cintre+BA" (Combiné) montrent des déplacements horizontaux très similaires.

pour le tunnel T2 (S2), le contrôle des déplacements horizontaux, en particulier dans le stross, représente un défi important. Le système "Cintre+BA" (Cintre + Boulons d’Ancrage) semble être le plus efficace à cet égard.

Les systèmes de soutènement "BP+BA" et "BP+Cintre+BA",entraînent des déplacements horizontaux plus importants, surtout dans le stross.

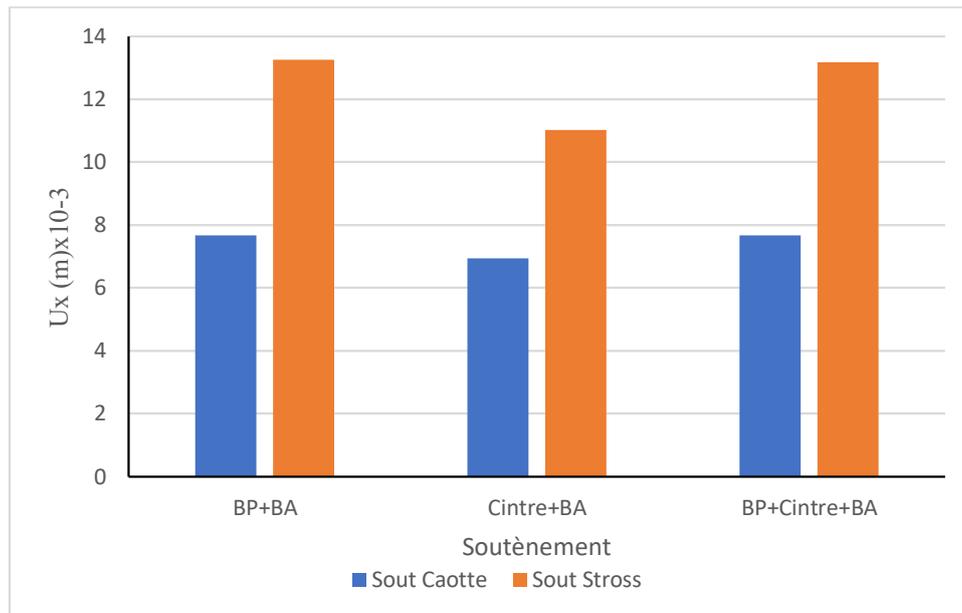


Figure V.54 Variation des déplacements Horizontaux des soutènement dans la calotte et le stross du tunnel T2 (S2)

D'après la figure ci-dessous :

Le stross présente des déplacements verticaux plus importants conformément aux observations précédentes concernant les déplacements horizontaux sur les trois types de soutènement. Cela implique que le stross du tunnel T2 (S2) est plus sensible aux déformations verticales (tassement ou soulèvement) que la calotte.

Le soutènement "**Cintre+BA**" (**Cintre + Boulons d'Ancrage**) est le système le plus efficace pour minimiser les déplacements verticaux à la fois pour la calotte et le stross du tunnel T2 (S2).

Les soutènements «**BP+BA**" (**Béton Projeté + Boulons d'Ancrage**) et "**BP+Cintre+BA**" (**Combiné**) produisent des déplacements verticaux très similaires, et généralement plus élevés.

Les résultats suggèrent que le **cintre métallique ("Cintre")** est le soutènement le plus efficace pour supporter les déplacements verticaux dans cette section de tunnel (S2) lorsqu'il est combiné avec des boulons d'ancrage.

L'ajout de béton projeté ("BP") au système "Cintre+BA" ("BP+Cintre+BA") n'entraîne pas une réduction significative supplémentaire du déplacement vertical ; en fait, les déplacements sont presque identiques à ceux du système "BP+BA".

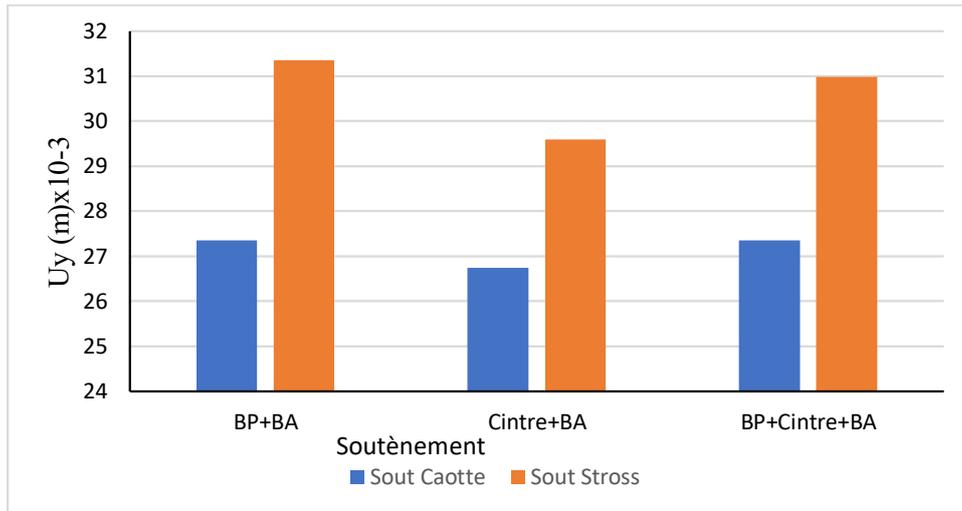


Figure V.55 Variation des déplacements verticaux des soutènements dans la calotte et le stross du tunnel T2 (S2)

D'après la figure suivante :

Lors de l'excavation initiale du stross, le soutènement composé de cintre métallique et boulon d'ancrage «Cintre+BA" a enregistré le Facteur de Sécurité le plus élevé (4,5), suivi de par le soutènement en béton projeté et boulons d'ancrages"BP+BA" (4,0).

Le soutènement "BP+Cintre+BA" affiche un Fs plus faible (3,0) dans cette phase. Cela suggère que pour la stabilité immédiate du stross, le cintre métallique ou le béton projeté avec des boulons d'ancrage sont très efficaces, le cintre métallique offrant un léger avantage.

Une fois le soutènement entièrement appliqué dans le stross, toutes les valeurs de Fs augmentent significativement, indiquant une très grande stabilité.

En conclusion, l'application du soutènement augmente généralement le Facteur de Sécurité, indiquant une stabilité élevée dans la calotte et le stross par rapport à leurs phases d'excavation initiale respectives.

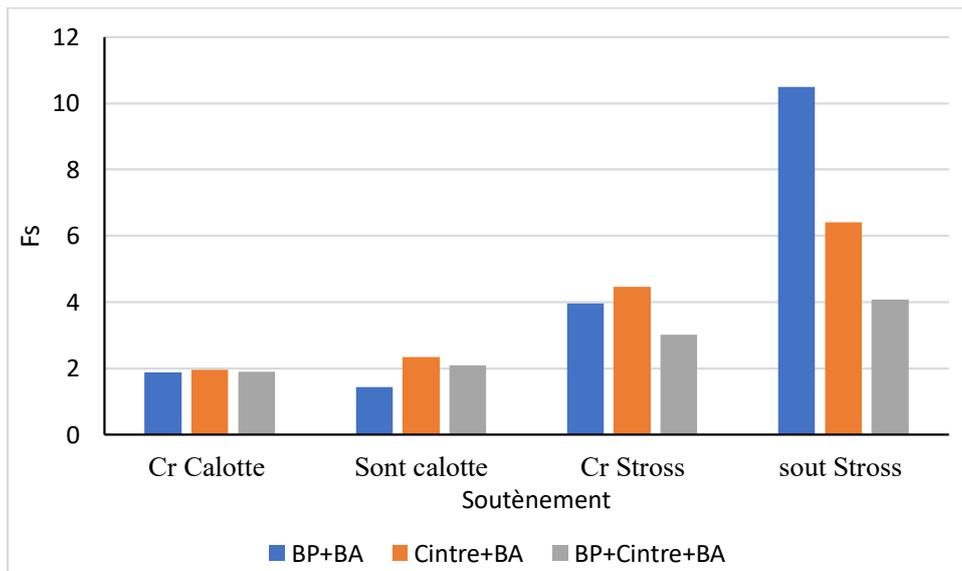


Figure V.56 Effet du type de soutènement sur la stabilité du tunnel T2 (S2) durant les phases de construction

V.5 Conclusion

La stabilité du tunnel a été évaluée en estimant le comportement réel et la contrainte du terrain travers une modélisation simplifiée par une analyse numérique des phases d'exécution et des états compliqués du terrain. La réalisation d'une analyse numérique du tunnel permettra de prévoir la déformation et l'affaissement des environs de la section d'excavation du tunnel.

L'analyse des déplacements (horizontaux et verticaux) et du Facteur de Sécurité (Fs) pour les sections S1 et S2 du tunnel T2 révèle un comportement complexe du terrain et d'efficacité des différents systèmes de soutènement (Béton Projeté (BP), Cintre, Boulons d'Ancrage (BA) et leurs combinaisons) durant les phases de construction.

Les principaux résultats constatés :

- ❖ Le Stross est plus Sollicité que la Calotte, qu'il s'agisse de la section S1 ou S2, subit systématiquement des déplacements horizontaux et verticaux plus importants que la calotte (voûte). Cela indique que le stross est la zone la plus critique en termes de déformation et nécessite une attention particulière dans la conception et l'exécution du soutènement.
- ❖ L'installation de tout type de soutènement conduit à une augmentation significative du Facteur de Sécurité (Fs) par rapport aux phases d'excavation initiale (Calotte, Stross). Ceci confirme l'impératif du soutènement pour assurer la stabilité du tunnel durant sa construction.
- ❖ Dans la section T2 (S1) les déplacements (horizontaux U_x et verticaux U_y), le Cintre seul ou la combinaison BP+Cintre sont généralement les plus efficaces pour limiter les déformations dans la calotte et le stross.
- ❖ En termes de Facteur de Sécurité dans la section T2 (S1), le BP seul peut offrir une bonne stabilité notamment pour le stross initial), mais les systèmes incluant un Cintre tendent à fournir des Fs plus élevés une fois le soutènement en place, surtout le BP+Cintre pour le stross.
- ❖ Dans la section T2 (S2) les déplacements (horizontaux et verticaux), la combinaison Cintre+BA se révèle la plus performante pour limiter les déformations dans la calotte et le stross. L'ajout de BP à cette combinaison (BP+Cintre+BA) n'apporte pas d'amélioration significative des déplacements, voire des performances similaires au BP+BA.
- ❖ Cependant le Facteur de Sécurité relatifs à la section T2 (S2), la combinaison BP+BA atteint un Fs exceptionnellement élevé (plus de 10), surpassant les systèmes incluant un cintre. Cela suggère que la combinaison entre le béton projeté et les boulons d'ancrage est très favorable pour la stabilité finale du stross dans cette section. Pour la calotte soutenue, les systèmes incluant le cintre (Cintre+BA, BP+Cintre+BA) sont plus avantageux en termes de Fs.
- ❖ La présence des boulons d'ancrage (BA) dans la section S2 modifie considérablement l'efficacité des autres systèmes de soutènement, notamment pour la stabilité du stross où le BP+BA présente une résistance remarquable.

- ❖ L'efficacité de chaque type de soutènement varie significativement en fonction de la phase de construction et de l'emplacement (calotte ou stross).

Bibliographie

[1] derghoum ilyes, guerroui youcef Université 08 Mai 1945 Guelma thème de Mémoire de master : conception et réalisation d'un tunnel par les méthodes empirique, analytique et numérique 2016

[2] Rapport Étude d'exécution des tunnels T1 et T2_ ANESRIF 31/03/2024

[3] Rapport Plans d'exécution profil en long géomécanique – ANESRIF

[4] rapport hypothèse géotechniques T1 et T2 COSIDER 15/11/2023

[5] Rapport dimensionnement du soutènement provisoire des tunnel t1, t2 et t3 situés respectivement (du pk 36+975 au pk 37+502), (du pk 43+080 au pk 43+394), et (du pk 30+088 au pk 30+615) _ANESRIF 12/08/2024

[6] Rapport Étude d'exécution de portail sortie du PK 43+408.03 au PK 43+428.03 _ANESRIF 12/03/2024

[7] Rapport étude d'exécution des portails entrée et sortie tunnel t1 et t2_ ANESRIF 24/03/2024

[8] Delft (TUD) en 1987

Conclusion générale

Conclusion générale

Le tunnel ferroviaire étudié, situé entre les points kilométriques PK 43+080 et PK 43+394, s'étend sur une longueur totale de 314 mètres. Il représente un ouvrage d'art stratégique implanté dans un contexte géologique complexe, marqué par la traversée de l'anticlinal de Soltani dans la commune d'Oued Fragha, wilaya de Guelma. Les formations géologiques rencontrées, d'âges paléogène et néogène, sont constituées principalement de grès, d'argiles et de marnes, dont les propriétés mécaniques sont très hétérogènes, allant de médiocres à moyennes.

Ce contexte géologique difficile a exigé la mise en œuvre d'une approche méthodologique rigoureuse, intégrant des investigations géotechniques détaillées, une classification appropriée des massifs rocheux, ainsi que l'application de méthodes de calcul empiriques, analytiques et numériques. La technique de creusement adoptée repose sur une excavation en section divisée, assurant une meilleure maîtrise des déformations et une adaptation progressive du soutènement.

L'analyse numérique réalisée à l'aide du logiciel PLAXIS 2D TUNNEL a permis de simuler les sollicitations mécaniques (efforts internes M, N, T), ainsi que les déplacements verticaux et horizontaux à différents stades de l'excavation. Ces analyses ont mis en évidence l'importance d'un soutènement adapté, en particulier au niveau des zones critiques telles que la clé de voûte et les pieds droits du tunnel.

Ainsi, cette étude a permis de démontrer l'efficacité de l'approche adoptée pour assurer la stabilité et la sécurité du tunnel ferroviaire traversant une zone géologiquement instable, tout en fournissant des outils fiables pour la conception et la réalisation d'ouvrages souterrains dans des contextes similaires.

les principaux résultats synthétisés de l'interprétation des données de soutènement du tunnel T2 (sections S1 et S2), en se basant sur les déplacements (horizontaux et verticaux), les contraintes et le Facteur de Sécurité (Fs) :

- Dans toutes les configurations et sections (S1 et S2), le stross présente systématiquement des déplacements horizontaux et verticaux plus importants que la calotte (voûte). Cela en fait la partie la plus critique du tunnel en termes de déformations et de stabilité, nécessitant un soutènement particulièrement efficace.
- Le Cintre seul et la combinaison Béton Projeté (BP) + Cintre sont les plus efficaces dans la section (S1) de tunnel T2 pour limiter les déplacements horizontaux et verticaux dans la calotte et le stross.
- Le soutènement en béton projeté (BP) seul peut offrir une bonne stabilité initiale (notamment pour le stross), mais les systèmes incluant un Cintre et principalement béton projeté et cintre métallique (BP+Cintre) tendent à fournir des Facteurs de Sécurité plus élevés une fois le soutènement en place.
- La combinaison Cintre + Boulon d'ancrage (BA) est la plus performante pour limiter les déplacements horizontaux et verticaux dans la calotte et le stross. L'ajout de béton projeté (BP) à ce système (BP+Cintre+BA) n'apporte pas d'amélioration notable des déplacements.

- Pour la calotte soutenue dans la section (S2) du tunnel T2, les systèmes incluant un Cintre (Cintre+BA et BP+Cintre+BA) sont plus avantageux.
- Pour le stross soutenu sur la deuxième section du tunnel T2, la combinaison (BP+BA) se distingue en atteignant un Facteur de Sécurité exceptionnellement élevé, surpassant les systèmes incluant un cintre. Cela suggère une association très efficace entre le béton projeté et les boulons d'ancrage pour la stabilité finale du stross dans cette section.

En conclusion, il n'y a pas de solution de soutènement unique et universellement "meilleure". Le stross est toujours la zone la plus critique en termes de déformation. Pour la section S1, les cintres améliorent significativement la limitation des déformations et la stabilité. Pour la section S2, l'ajout de boulons d'ancrage est clé : la combinaison (Cintre+BA) est appropriée dans la limitation des déformations, tandis que le soutènement (BP+BA) est remarquablement efficace pour atteindre une très haute stabilité (F_s) dans le stross soutenu.

La conception du soutènement pour le tunnel T2 doit être prise en considération non seulement les types de matériaux (béton projeté, cintre, boulons) mais aussi leur interaction, la géométrie du tunnel (calotte vs. stross), et l'évolution des conditions durant les différentes phases de construction. Une analyse détaillée des mécanismes de rupture et des interactions sol-structure spécifiques à chaque configuration serait bénéfique pour affiner davantage ces conclusions.