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

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU TUNNEL FERROVIAIRE D'ELMATEN RELIANT LA LIGNE FERROVIAIRE BENI MENSOUR-BEJAIA

Présenté par :
BOUKAHILI SOUHEIB
MEGHLAOUI ABDELAALI

Encadré par :
Dr. HEBIB RAFIK

Promotion 2020 /2021

© ENSTP-FJ

Résumé :

Notre travail consiste en l'étude et la conception du tunnel « El Maten » de la ligne ferroviaire Beni Mensour-Bejaia. En vue de cela, on a dimensionné les soutènements par les méthodes empirique, et on a vérifié leurs stabilités à l'aide de logiciels Robot et Phase 2.

Mots clé : tunnel, soutènement, excavation, convergence, stabilité.

Abstract :

Our work consists of the study and design of the "El Maten" tunnel of the Beni Mensour-Bejaia railway line. In order to this, we dimensioned the supports by empirical methods, and we verified their stability with the help of Robot and Phase 2 software.

Keywords : tunnel, suppoert, excavation, convergence, satbility.

ملخص

يتألف عملنا من دراسة وتصميم نفق "المتن "لخط السكة الحديدية الرابط بين بني منصور وبجايه .وعلى ضوء ذلك، قمنا باختيار الدعامات بواسطه الطرق الجريبيه، وتحققنا من استقرارها باستخدام برنامجي روبوت و فايز 2

الكلمات المفتاحية : نفق، دعامات، حفر، تقارب، إستقرار

Dédicace

Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Je dédie ce projet à :

Ma très chère maman qui m'a soutenu et encouragé durant ces années d'études. Qu'elle trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance, que dieu la garde ;

Mon cher père qui m'a aidé à devenir ce que je suis aujourd'hui, que dieu le garde et le protège ;

*A toute ma famille, à ma grand-*mère *et mon grand-père, que dieu les garde et les protège.*

A mon binôme, avec qui j'ai partagé tout le parcours universitaire, et à son père «الذي نطلب من الله ان يرحمه وان يسكنه فسيح جناته»

A tous mes collègues agréables de l'ENSTP en particulier mon cher ami MERABTINE Hocine.

A tous mes amis.

M.Abdelaali

Dédicace

Tout d'abord, je remercie dieu qui m'a donné la force et la puissance d'effectuer ce modeste travail ; à mes chers parents, pour leur patience leur encouragement durant mon parcours scolaire, à mes chères frère et sœurs à qui je souhaite tout le bonheur et la réussite ; à toutes l'équipe de COSIDER, et l'équipe de la SEATI-Alger, en particulier OUJIT Said ET MAKHLOUFI Farid ; à mon cher professeur Mr. ZOURGUI Nadjib et ainsi qu'à tous mes chers enseignants de l'ESTI-ANNABA.

A tous mes chères amies : KAHEL EL RASS Mohamed Amine, BOUMAAZA Abd el karim, Djahel Bilel, MEJEDBA Idriss, Derguini Abd Erahmen, et une spéciale dédicace pour HMAIDYIA Ayoub,

A mon très cher binôme MAGHELAOUI Abdelali avec qui j'ai eu l'honneur d'accomplir ce travail

A tous mes chères camarades et collègues : Mohamed, Abd elssetar, Ayoub, Abd esslam, Souheib, Adel, Nassim,

Une pensée à mon cher père qui nous a quitté, qui m'a toujours soutenu et encouragé, que dieu lui fasse miséricorde et l'accueil dans son vaste paradis.

(أدعوا له بالرحمة والمغفرة)

BOUKAHILI Souheib

Remercîment

Tout d’abord, nous remercions Dieu tout puissant celui sans qui rien n’est, et grâce à qui nous avons pu accomplir ce travail, de nous avoir donné la force, la patience, le courage et la volanté de mener à terme ce modeste travail.

Au terme de ce travail, je tiens à adresser mes vifs et sincères remerciements à toutes les personnes qui m’ont apporté leur aide et leur soutien, en particulier :

Monsieur Dr. HEBIB Rafik, Maitre de conférences et expert de tunnels, d’abord pour l’aide qu’il nous a apporté durant toutes les années de spécialité, et pour nous avoir gentiment accueilli et encadré. J’apprécie particulièrement sa disponibilité, ses conseils et ses orientations qui nous ont été d’une grande utilité pour le bon déroulement de ce travail.

A toute l’équipe de Cosider en particulier : BOUSSAD Kacel, AGOUN Tofik.

La cité de Berchiche 2 El-Kseur Bejaia et tous ces employés, qu’ils nous ont hébergé durant la période de notre stage. Sans oublier les cousins Nacer et Lamin Bachiouia qu’ils nous ont aidé à bien connaitre la région rapidement.

Sommaire

Remercîment ..... .
Sommaire ..... .
Liste des tableaux ....
Liste des figures ....
Introduction générale : 1
I. Généralité sur les tunnels : 3
I.1 Introduction : 3
I.2 Définition : 3
I.3 Pourquoi un tunnel : 3
I.4 Conception : 3
I.4.1 Classification des tunnels : 3
I.4.2 Nomenclature des parties de la section transversale d'un tunnel : 4
I.4.3 Normes européennes de Modélisme (NEM) ferroviaire : 5
I.4.4 L'Instruction technique interministérielle N° 98-300 : 5
I.5 Creusement : 6
I.5.1 Modes d'excavation : 6
I.5.2 Techniques de creusement d'un tunnel : 7
I.6 Soutènement : 9
I.6.1 Soutènement provisoire : 10
I.6.2 Revêtement définitif : 11
I.7 Sécurité et équipement : 11
I.7.1 Les équipements de sécurité : 11
I.7.2 Le comportement au feu : 12
I.7.3 L'exploitation : 12
I.8 Conclusion : 12
II. Description du projet : 14
II.1 Introduction : 14
II.2 Présentation générale de projet : 14
II.3 Objectif de projet : 15
II.4 Location de la section de tunnel : 15
II.5 Présentation de maitre d'ouvrage : 15
II.6 Présentation d'entreprise de réalisation : 16
II.6.1 Le groupe COSIDER : 16

II.6.2 Cosider travaux publics : 16
II.7 Conclusion : 16
III. Conception géométrique : 18
III.1 Introduction : 18
III.2 Ventilation : 18
III.3 Conception de la forme (MOROP, 2016) : 18
III.4 Choix de l'échelle : 19
III.4.1 But : 19
III.4.2 Principes : 19
III.5 Gabarit des trains : 19
III.6 Gabarit libre de passage : 20
III.7 Entraxe des voies : 21
III.8 Gabarit du matériel roulant : 22
III.9 Dessin de la coupe transversale du tunnel : 23
IV. Reconnaissance du terrain : 26
IV.1 Introduction : 26
IV.2 Objectif de reconnaissance : 26
IV.3 Reconnaissance géologique : 26
IV.3.1 Géologie régionale : 26
IV.3.2 Géologie de la zone de projet : 27
IV.3.3 Géologie de zone de portail Ouest (coté Beni-Mansour) : 27
IV.3.4 Géologie de la zone de portail Est (coté Bejaia) : 27
IV.3.5 Sismicité : 28
IV.4 Reconnaissance géotechnique : 28
IV.4.1 Sondage carotté : 28
IV.4.2 Puits explorés : 30
IV.4.3 Essais in situ : 31
IV.4.4 Essais au laboratoire : 32
IV.5 Reconnaissance hydrogéologique : 35
IV.5.1 Source d'eau : 35
IV.5.2 Mesures piézométriques : 35
IV.6 Profil géologique : 35
IV.7 Conclusion : 36
V. Classification des massifs rocheux et prédimensionnement : 38
V.1 Introduction : 38

V.2 Classification des massifs rocheux : 38
V.2.1 Rock Quality Designation (RQD) : 38
V.2.2 GSI – Geological Strength Index : 39
V.2.3 Méthode de Z. BIENIAWSKI : 40
V.2.4 Méthode de l'AFTES : 42
V.3 Creusement : 46
V.3.1 Choix de la méthode de creusement : 46
V.4 Soutènement : 46
V.4.1 Choix de la méthode de soutènement : 47
V.5 Problèmes attendus : 47
V.5.1 Problème lié au phénomène de karst : 47
V.5.2 Problème lié au Gypse/Anhydrite : 47
V.6 Conclusion : 48
VI. Calcul des charges : 50
VI.1 Introduction : 50
VI.2 Poussées verticales : 50
VI.2.1 Théorie des poids des terres : 50
VI.2.2 Théorie de Terzaghi : 51
VI.3 Pression horizontale : 52
VI.3.1 Selon poids de terre 52
VI.3.2 Selon Terzaghi : 53
VI.4 Pression agissant au niveau du radier : 53
VI.4.1 La pression au niveau du radier d'après TSIMBARIEVITCH 53
VI.4.2 Vérification du non-soulèvement : 55
VI.5 Conclusion : 56
VII. Soutènement provisoire : 58
VII.1 Introduction : 58
VII.2 Matériaux utilisés : 58
VII.3 Vérification de la portance des cintres : 58
VII.4 Modélisation du soutènement et calcul des efforts : 59
VII.4.1 Présentation de logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS : 59
VII.4.2 Méthode de calcul avec ROBOT STRUCTURAL : 59
VII.4.3 Calcul des raideurs du terrain : 60
VII.4.4 Modélisation et résultats des efforts : 61
VII.5 Vérification du soutènement provisoire : 61

VII.5.1 Répartition des efforts : 61
VII.5.2 Vérification du béton projeté : 63
VII.5.3 Vérification des cintres métalliques : 65
VII.6 Conclusion : 66
VIII. Vérification analytique par méthode convergence-confinement : 68
VIII.1 Introduction : 68
VIII.2 Définitions : 68
VIII.3 Principes de la méthode : 68
VIII.3.1 La participation du terrain à son propre soutènement : 68
VIII.3.2 Effet de confinement de soutènement : 69
VIII.3.3 Schématisation de la méthode : 69
VIII.4 Application de la méthode convergence-confinement : 69
VIII.4.1 Tracer de la courbe caractéristique du terrain : 70
VIII.4.2 Tracer de la courbe de confinement : 72
VIII.4.1 Étude de l'influence de la proximité du front : 74
VIII.4.2 Les courbes caractéristiques : 74
VIII.5 Conclusion : 77
IX. Vérification numérique (Phase2) : 79
IX.1 Introduction : 79
IX.2 Présentation de Phase2 : 79
IX.3 Procédure de modélisation : 80
I.1.1 Modélisation de tunnel : 80
IX.3.1 Modélisation de terrain : 80
IX.3.2 Stages : 81
IX.3.3 Modélisation des soutènements : 82
IX.3.4 Chargements : 83
IX.3.5 Conditions aux limites : 83
IX.4 Calcul : 83
IX.5 Affichage et interprétation des résultats : 83
IX.5.1 Résultats : 84
IX.5.2 Interprétation : 84
IX.6 Conclusion : 86
X. Revêtement définitif : 88
X.1 Introduction : 88
X.2 Etanchéité : 88

X.3 Calcul des sollicitations : 88
X.3.1 Modalisation du revêtement définitif : 88
X.3.2 Description du modèle : 88
X.3.3 Chargement et résultats : 89
X.4 Ferraillage du revêtement définitif : 89
X.4.1 Ferraillage longitudinal : 90
X.4.2 Ferraillage transversal : 90
X.4.3 Ferraillage secondaire : 92
X.5 Conclusion : 92
Conclusion générale : 93
Bibliographie 95

Liste des tableaux

Tableau 1 Échelles de réduction selon la NEM 010 19
Tableau 2 Valeurs des côtes du gabarit libre de passage selon la NEM 102 21
Tableau 3 Valeurs des côtes du gabarit libre de passage selon la NEM 102 à l'échelle réelle 21
Tableau 4 Valeurs des entraxes selon la NEM 112 22
Tableau 5 Valeurs des côtes du gabarit du matériel roulant selon la NEM 301 23
Tableau 6 Valeurs des côtes du gabarit du matériel roulant à l'échelle réelle selon la NEM 301 23
Tableau 7 Sondages carrotés 28
Tableau 8 Puits explorés -2015 30
Tableau 9 Résultats de l'essais pressiométriques 31
Tableau 10 Tableau récapitulatif des profils PS01 et PS02 31
Tableau 11 Résultats des Analyses chimiques 32
Tableau 12 Résultats d'essais de compression uni-axial 33
Tableau 13 résultats d'essais franklin 34
Tableau 14 résultats de l'essais de cisaillement rectiligne 34
Tableau 15 paramètres chimiques et physiques des sources 35
Tableau 16 Mesures de la profondeur de l'eau à partir de cote du terrain 35
Tableau 17 RQD du terrain 1 38
Tableau 18 RQD du terrain 2 39
Tableau 19 RQD du terrain 3 39
Tableau 20 GSI pour le sondage B6 39
Tableau 21 GSI pour le sondage B8 39
Tableau 22 GSI pour le sondage B6 39
Tableau 23 Classe de rocher et le temps de tenue moyen suivant la classification de Z. BIENIAWSKI 40
Tableau 24 Résultats de classification selon Z. BIENIAWSKI des terrains 40
Tableau 25 méthodes d'excavations selon Z. BIENIAWSKI 41
Tableau 26 soutènements selon Z. BIENIAWSKI 42
Tableau 27 tableau récapitulatif de classification de l'AFTES 43
Tableau 28 tableau récapitulatif de soutènement de terrain 1 selon l'AFTES 44
Tableau 29 tableau récapitulatif de soutènement de terrain 2 selon l'AFTES 45
Tableau 30 soutènements recommandés par l'AFTES 45
Tableau 31 Géométrie du tunnel 50
Tableau 32 Les caractéristiques de terrain 50
Tableau 33 la pression verticale selon poids des terres 51
Tableau 34 La pression verticale selon TERZAGHI 52
Tableau 35 Les valeurs du coefficient de terre au repos 52
Tableau 36 La pression horizontale selon TERZAGHI 53
Tableau 37 charge verticale de radier 55
Tableau 38 Tableau récapitulatif des charges actives 56
Tableau 39 Propriétés des cintres utilisé 58
Tableau 40 caractéristiques mécaniques de la section équivalant du soutènement 60
Tableau 41 Rigidité linéique du terrain encaissant 60
Tableau 42 Résultats de sollicitations 61
Tableau 43 Caractéristiques des soutènements 63

Tableau 44 Vérification des contraintes 64
Tableau 45 vérification des contraintes tangentiels : 64
Tableau 46 Vérification de la résistance en section 65
Tableau 47 Vérification de la résistance au cisaillement 66
Tableau 48 Les caractéristiques des terrains et leur comportement 71
Tableau 49 valeurs de limites d'élasticité du terrain 71
Tableau 50 classes de soutènement 72
Tableau 51 caractéristiques des cintres 72
Tableau 52 Valeurs de courbe caractéristiques des cintres 72
Tableau 53 Caractéristiques de béton projeté 72
Tableau 54 Valeurs de courbe caractéristiques de béton projeté 73
Tableau 55 Valeurs combinais (béton projeté + cintre) 73
Tableau 56 Valeur de l'étude de la proximité du front 74
Tableau 57 profondeurs de différentes couches 80
Tableau 58 Module de Young de terrain amélioré 82
Tableau 59 Caractéristique des éléments de soutènement 82
Tableau 60 pourcentages de chargement. 83
Tableau 61 comparaison des déplacements 84
Tableau 62 comparaison des résultats des effort interne M.N.T 85
Tableau 63 Caractéristique géométriques 88
Tableau 64 Effort interne du revêtement final 89
Tableau 65 ferraillage longitudinal 90
Tableau 66 Vérification de la condition résistance au cisaillement 91
Tableau 67 Ferraillage transversal 92
Tableau 68 ferraillage secondaire 92

Liste des figures

Figure 1 Section transversale d'un tunnel 4
Figure 2 Creusements en pleine section 6
Figure 3 creusements en demi-section 7
Figure 4 cloisons doubles 7
Figure 5 Creusements avec galeries aux naissances 7
Figure 6 cloisons simples 7
Figure 7 Cycle du creusement à l'explosif 8
Figure 8 image satellitaire de la ligne ferroviaire 14
Figure 9 localisations des trois tunnels 15
Figure 10Sections transversales d'un tunnel vouté à double voie 18
Figure 11 Gabarits des trains 20
Figure 12 Cotes du gabarit libre de passage selon la NEM 102 20
Figure 13 Dimensions du gabarit libre de passage à l'échelle réelle en (m) 21
Figure 14 Dimensions du gabarit libre de passage à l'échelle réelle 22
Figure 15 Cotes du gabarit du matériel roulant selon la NEM 301 22
Figure 16 Dimensions du gabarit du matériel roulant avec l'échelle réelle 23
Figure 17 Contexte géologique du projet 26
Figure 18 Géologie de zone du projet 27
Figure 19 Bloc de gypes/anhydrite _ portail Ouest 27
Figure 20 Carte de sismicité algérien_ RPOA 2008 28
Figure 21 PZ 2- portail est 30
Figure 22 Essai franklin 34
Figure 23 profil géologique 36
Figure 24 Terrain supporté selon TERZAGHI 51
Figure 25 Modélisation des charges horizontale selon TERZAGHI 53
Figure 26 Modélisation des charges de soulèvement selon TSIMBARIEVITCH 54
Figure 27 Représente comment il prit la section équivalente 60
Figure 28 Model du mode demi section 61
Figure 29 Schématisation de la méthode conv-conf 69
Figure 30 Abaques de Panet et Guenot 74
Figure 31 schéma reliant les trois modules [11] 79
Figure 32 les limites d'un modèle 80
Figure 33 Modélisation et dimension de tunnel 80
Figure 34 modèle de terrain 3 81
Figure 35 Modèle de terrain 2 81
Figure 36 Modèle de terrain 1 81
Figure 37 Maillage et conditions aux limites 83
Figure 38 Le calcul 83
Figure 39 Un exemple des résultats calculées par Phase 2 84
Figure 40 Profil géologique de la zone de sondage B6 (terrain1). 84
Figure 41 Dispositif d'Étanchéité par Géomembrane 88
Figure 42 modèle de revêtement en ROBOT 88

Introduction générale :

La réalisation des ouvrages souterrains a connu un essor important dans les dernières décennies. La densification de l'agglomération urbaine conduit à une demande croissante de construire des ouvrages soit des usines, des excavations minières, des tunnels… etc.

Et grâce aux évolutions technologiques et aux moyens puissants de calcul, les méthodes de conception et de réalisation des ouvrages souterrains ont été beaucoup développées au cours de ces dernières années, et la préservation de la stabilité de l'ouvrage et le contrôle des déformations du massif présentent l'une des préoccupations majeures de l'ingénieur.

L'objet sur lequel va porter ce présent projet de fin d'études est la conception et l'étude du tunnel monotube de la ligne ferroviaire du Beni-Mensour Bejaia, au niveau de Oued Amizour, sur un linéaire de 678 m, dans le cadre de dédoublement et rectification de l'ancienne ligne.

Pour cela, nous avons réparti notre travail sur dix chapitres :

Le premier chapitre sera des généralités sur les ouvrages souterrains, et particulièrement les tunnels ferroviaires.

Le deuxième chapitre va porter sur une présentation de projet.

Le chapitre suivant concernera la conception de la forme du tunnel selon les normes européennes de modélismes ferroviaires, dites NEM.

Le quatrième et le cinquième chapitre porteront sur l'étude géotechnique de site afin de classer les massifs rocheux et de déterminer par la suite un prédimensionnement en s'appuyant sur les méthodes empiriques telles que la méthode de Z. BIENIAWESKI et les recommandations de l'AFTES.

Le chapitre qui suivra aura pour but de calcul des charges qui s'appliquent sur le soutènement provisoire et le revêtement définitif, à l'aide de certaines méthodes empiriques.

Les trois chapitres qui suivront concerneront les vérifications. Analytique par la méthode convergence-confinement, la vérification des soutènements provisoires par la méthode hyperstatique à l'aide d'une modélisation par le logiciel Robot et finalement une vérification numérique se base sur la méthode des éléments finis par le logiciel Phase 2.

Enfin, la finalisation de notre travail se fera à travers *un dernier chapitre* sur le revêtement définitif.



Chapitre 1 : Généralités sur les

I. Généralité sur les tunnels :

I.1 Introduction :

Depuis que les hommes excavent et percent des galeries, les méthodes de construction ont subi des transformations radicales.

Aujourd'hui, la surface du sol dans les villes est plus en plus encombrée et cette surface sera de plus en plus souvent rendue aux activités ludiques. Les problèmes de circulation et d'équipements urbains peuvent être résolus par une solution souterraine : voirie souterraine, métro, réseaux divers, parking …etc.

Des utilisations nouvelles de cavités souterraines sont en plein développement depuis quelques décennies : stockage de différents produits, en particulier des hydrocarbures, usines, tunnels de transport de chaleur, centrales nucléaires …etc [1].

Ce chapitre présente les objectifs des tunnels, leurs classifications et les normes de conception ainsi que les méthodes et les techniques de creusement et de soutènement et aussi les équipements de la sécurité et de l'exploitation.

I.2 Définition :

Un tunnel est un ouvrage d'art souterrain percé à travers une montagne, colline ou établies sous une rivière, livrant passage à une voie de communication, chemin de fer, canal, route ou chemin piétonnier.

I.3 Pourquoi un tunnel :

- Il permet de raccourcir un itinéraire, d'éviter un col (tunnel sous une montagne) ou d'éviter un long détour (tunnel sous un plan d'eau).
- À cause de l'encombrement du sol et la difficulté de restructurer l'urbanisme existant dans les agglomérations urbaines qui pousse à l'utilisation du sous-sol, notamment avec le métro, malgré le coût.
- Le tunnel peut être réalisé pour limiter les nuisances du trafic (notamment en ville ou pour les villages en bordure d'autoroute).

I.4 Conception :

I.4.1 Classification des tunnels :

Les tunnels peuvent être classés selon plusieurs possibilités nous avons choisi les suivants :

- Selon les conditions naturelles dans lesquelles ils sont réalisés :

- Sol meuble ou rocher,
- Faible ou forte couverture,
- Terrain hors nappe ou aquifère,
- Contraintes naturelles normales (poids de la couverture) ou élevées (contraintes résiduelles)

❖ Selon le mode d'exécution :

- À ciel ouvert ou en mine.
- En pleine section ou section divisée.
- A l'explosif, attaque ponctuelle, ou en bouclier.

❖ Selon la forme de la section transversale :

- Tunnel de forme circulaire.
- Tunnel de forme fer à cheval.
- Tunnel de forme elliptique.

I.4.2 Nomenclature des parties de la section transversale d'un tunnel :

La figure ci-dessous illustre les différentes parties de la section transversale d'un tunnel :

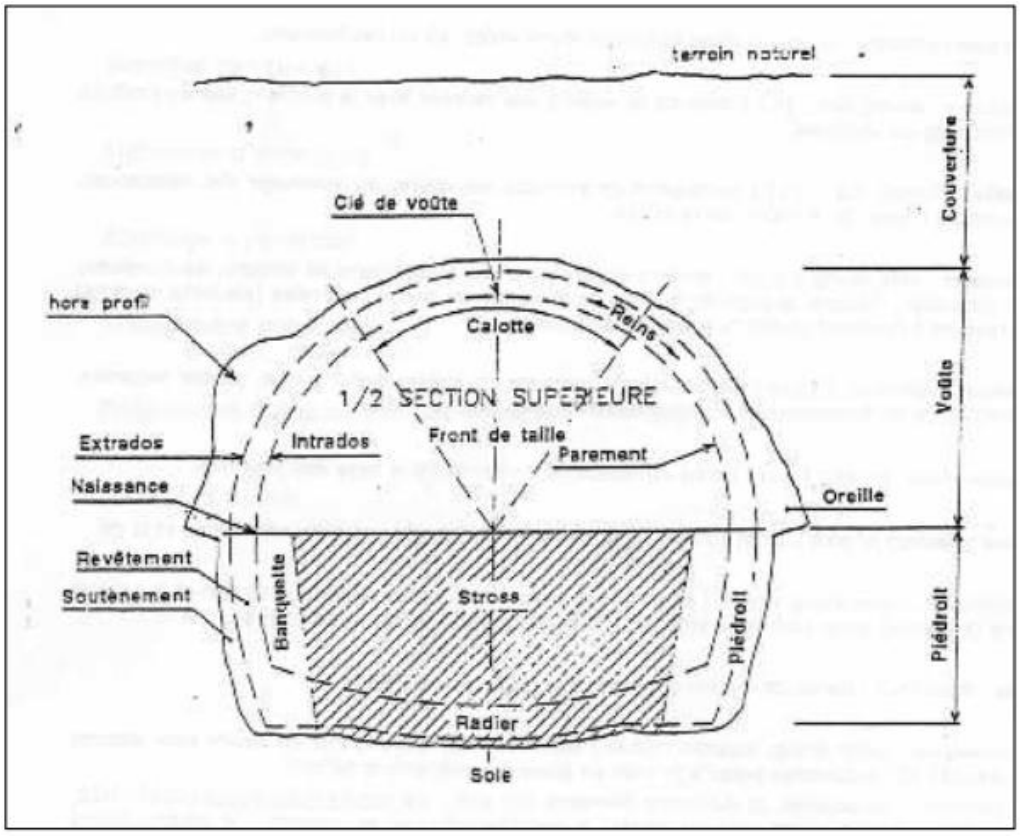


Figure 1 Section transversale d'un tunnel

I.4.3 Normes européennes de Modélisme (NEM) ferroviaire :

Les Normes européennes de Modélisme ont été établies en 1954 pour assurer la cohérence des fabrications liées au modélisme.

Elles ont en premier lieu été définies pour le modélisme ferroviaire par l'Union européenne des Modélistes ferroviaires et des Amis des Chemins de fer (MOROP).

MOROP :

Le MOROP est la Fédération européenne des modélistes ferroviaires et amis des chemins de fer. Son nom vient de la contraction du mot allemand 'MOdellbahn' (modélisme ferroviaire) et du mot 'Europe'.

L'objectif principal de la fédération est le développement, la révision et le renouvellement des Normes européennes pour le Modélisme ferroviaire (NEM).

Les NEM comportent :

- **des normes impératives** : Elles ont pour but de garantir une exploitation fonctionnellement sûre en modélisme, fidèle au prototype et aussi de garantir la compatibilité des productions des différents constructeurs.

- **des recommandations** : Elles ont pour but de donner des conseils en vue d'une bonne similitude au prototype, de certaines interchangeabilités, de l'efficacité de certaines fonctions.

- **des documentations :** Elles contiennent des règles d'ordre, des références, des synoptiques, des guides de travail, des méthodes de mesure, etc.

I.4.4 L'Instruction technique interministérielle N° 98-300 :

I.4.4.1 Présentation :

L'Instruction technique interministérielle 98-300 *du 8 Juillet 1998 (ITI 98-300) relative à la sécurité dans les tunnels ferroviaires »* se présente sous la forme d'une série d'obligations que doivent remplir les tunnels rentrant dans son champ d'application. Ces obligations touchent l'ensemble de l'infrastructure ferroviaire d'un tunnel : génie civil, matériel roulant, équipements de sécurité… L'instruction fixe des critères que doit satisfaire le tunnel en termes de dimensionnement et de capacité des installations (résistance et lutte contre l'incendie, capacité de ventilation, d'accessibilité, d'alimentation en énergie électrique, hydraulique…) [2].

I.4.4.2 Objectifs :

Le but de cette instruction est de définir des dispositions constructives et d'exploitation sur :

- L'infrastructure
- Le matériel roulant
- Les équipements de sécurité

Cela dans le but de limiter la probabilité d'occurrence d'un incident en détectant les situations anormales et en assurant les communications avec l'extérieur (équipements de surveillance, de détection, de signalisation, radio sol - train…). Cette instruction émet également des dispositions relatives à la résistance et à la lutte contre l'incendie ainsi que des mesures pour permettre la protection et l'évacuation des personnes (voyageurs, personnel) dans un niveau acceptable de sécurité.

De manière synthétique, ce texte vise particulièrement à :

- Prévenir les accidents
- Atténuer les conséquences des accidents
- Faciliter l'évacuation
- Faciliter l'intervention des secours

I.4.4.3 Champ d'application :

Cette instruction technique s'applique uniquement aux tunnels appartenant au Réseau ferré national dont les lignes sont dites conventionnelles, à grande vitesse ou Autoroute Ferroviaire,

Elle concerne les tunnels ferroviaires nouveaux dont la longueur totale est supérieure à 400 m et inférieure à 10 km. Les dispositions de la présente instruction technique ne concernent pas les tunnels qui seraient utilisés exclusivement par des trains de fret.

I.5 Creusement :

I.5.1 Modes d'excavation :

I.5.1.1 Creusement en pleine section :

Cette méthode consiste à excaver la totalité de la section du tunnel en une seule fois. Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches de bonne ou d'assez bonne tenue pour les explosifs, ou pour les tunnels creusés dans des sols meubles avec des boucliers.



Figure 2 Creusements en pleine section

I.5.1.2 Creusement en demi - section :

Dans cette méthode, contrairement à la première, on commence d'abord par creuser la partie supérieure de la section (CALOTTE), puis creuser la partie inférieure (STROSS) avec un décalage dans le temps.

Cette méthode est utilisée dans de grandes sections, elle permet une meilleure maitrise du point de vue stabilité en réduisant la dimension du front de taille.



Figure 3 creusements en demi-section

I.5.1.3 Creusement en sections devisées :

La méthode de creusement en section divisée consiste en l'ouverture préalable d'une (ou plusieurs) galerie de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement de l'excavation totale à réaliser. La section peut être divisée de différentes façons.

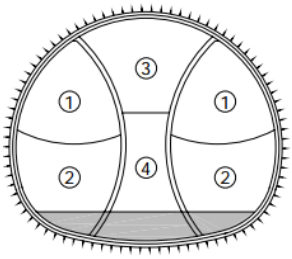


Figure 4 cloisons doubles

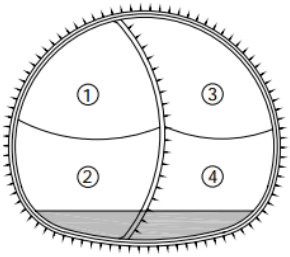


Figure 6 cloisons simples

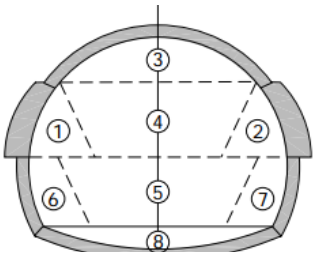


Figure 5 Creusements avec galeries aux naissances

Ces galeries peuvent être exécutées sur toute la longueur de la zone à réaliser en section divisée avant le début de l'excavation du reste de la section [3].

I.5.2 Techniques de creusement d'un tunnel :

Il existe aujourd'hui plusieurs techniques de creusement qui s'adaptent à tous les scénarios.

I.5.2.1 Creusement par explosifs :

Connue comme la méthode conventionnelle d'excavation, cette méthode a été, pendant de nombreuses années, la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à élever, et pour lesquelles un abattage manuel ou mécanique n'est plus envisageable, du point de vue technique ou économique [4].

I.5.2.1.1 Mise en œuvre :

- **Perforation :** à ce stade, les points suivants doivent être pris en compte :

-Position.
-Longueur.
-Inclinaison.
-Diamètre.
-Numérotation.

- **Chargement :** plusieurs matériaux sont utilisés tel que les explosifs, les détonateurs, les Cordeaux détonants et Matériau de bourrage.
- **Tir :** Le tir ne se fait qu'après s'être assuré que tout le matériel et tout le personnel ont été évacués de la galerie. Lors du déclenchement du tir, la sécurité est la règle primordiale.
- **Ventilation :** Après le tir, il faut ventiler (tube vent) et disperser les gaz toxiques (CO, CO2…) pour les diluer. Une réglementation existe à ce sujet
- **Purge et marinage :** c'est l'opération d'évacuer les déblais issus de l'abattage de la roche.
- **Soutènement :** après la purge et le marinage, la mise en place d'un soutènement est nécessaire de point de vue de la stabilité ou de la sécurité.

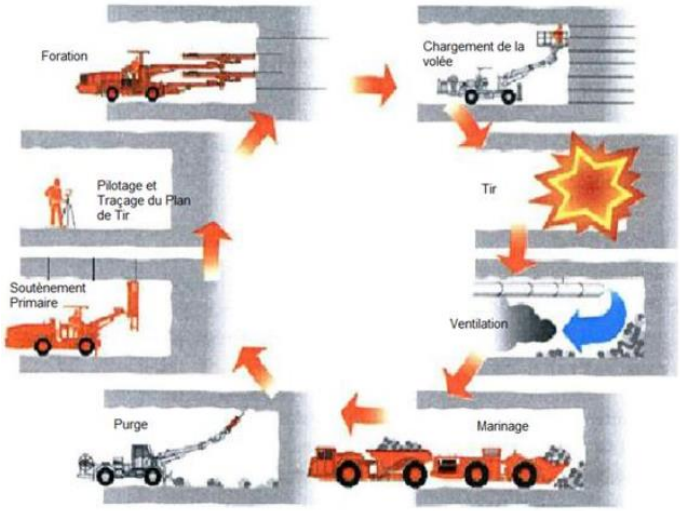


Figure 7 Cycle du creusement à l'explosif

- **Contrôle topographique :** pour assurer le gabarit et implanté le prochain tir [4].

I.5.2.1.2 Avantage-domaine d'emploi :

- Souplesse de la méthode, au niveau du profil à réaliser et de l'adaptation aux différentes catégories de terrains rencontrés.
- Plutôt les roches dures : meilleurs résultats d'efficacité et de rendement.
- Utilisation ponctuelle possible pour des terrains hétérogènes.

I.5.2.2 Creusement par attaque ponctuelle :

Dans cette méthode on utilise généralement des machines à attaque ponctuelle

I.5.2.2.1 Définition :

Les machines à attaque ponctuelle sont des machines équipées d'un bras excavateur à l'extrémité duquel est monté un outil (ou tête) d'abattage. Elles excavent le front de taille par balayages successifs du bras excavateur. Ainsi les géométries de front peuvent-elles être variables. L'effort de pénétration des outils dans le front est repris par le seul poids de la machine [5].

I.5.2.2.2 Avantages :

- Souplesse d'emploi dans les variations de qualités de terrain.
- Flexibilité des machines (en comparaison avec les tunneliers), pas besoin de grands espaces pour le montage et démontage.
- Meilleur respect du profil à réaliser : limitation des hors-profils et diminution de la propagation des ébranlements dans le massif environnant.
- Limitation des nuisances sur les structures avoisinantes (par rapport aux explosifs).
- Particulièrement bien adaptée pour appliquer la "nouvelle méthode autrichienne".

I.5.2.3 Creusement par machine à attaque globale :

Pour des tunnels longs et profonds en zones urbaines ou qui traversent des nappes d'eau importantes, un tunnelier avec bouclier à front pressurisé est le meilleur choix. Ce type de tunnelier peut creuser dans un vaste éventail de conditions de terrain. Cette technique, permettant de construire des tunnels de section circulaire, est aujourd'hui éprouvée, car précédemment utilisée pour de nombreux chantiers.

I.5.2.3.1 Avantages :

- Amélioration des conditions de santé et de sécurité au travail pour le personnel.
- Possibilité de traverser des terrains aux conditions hydrogéologiques complexes.
- Bonne qualité du produit fini.

I.5.2.3.2 Inconvénients :

- Manque de flexibilité.
- Difficulté d'adaptation à des conditions géologiques et hydrogéologiques inattendues.
- Utilisation non optimisée au plan économique pour des tunnels courts.
- Temps d'installation long.

I.6 Soutènement :

Le creusement d'un tunnel perturbe le système de contraintes naturelles autour la cavité crée et généralement le terrain encaissant agite par certaine réaction. Cette réaction dépend directement de la nature et de la résistance mécanique du terrain excavé et les caractères

géométriques de la cavité [6]. Donc pour mieux faire participer le terrain à la résistance de l'ensemble, soit on utilise un soutènement capable d'exercer sur le terrain un effort actif de décompression.

Les méthodes de soutènement des ouvrages souterrains se sont toujours développées sur la base des techniques d'amélioration des sols, de consolidation, et des soutènements.

I.6.1 Soutènement provisoire :

Un quelconque système conçu et mis en œuvre pour soutenir le périmètre d'une ouverture souterraine le périmètre d'une ouverture souterraine entre l'excavation initiale et la mise en place d'un revêtement permanent [6].

Il a le rôle de protection et de sécurité, pour le personnel travaillant sous terre (contre les chutes de petits blocs) et pour bloquer le déconfinement de terrain.

I.6.1.1 Classification des modes de soutènement :

1- **Soutènement exercé en appliquant une pression de confinement au sol environnant :** Sont essentiellement :

- Le béton projeté seul.
- Le béton projeté associe à des cintres légers [6].

2- **Soutènement exerçant à la fois une pression de confinement et agissant comme renfort du sol environnant (armature) :** Sont essentiellement :

- Boulons d'ancrage ponctuel : fixés par voie mécanique ou chimique.
- Boulons d'ancrage réparti : scellés à la résine ou au mortier [6].

3- **Soutènement agissant comme supports :** Sont essentiellement :

- Cintres lourds.
- Cintres réticulés.
- Voussoirs en béton.
- Tubes enfoncés (voûte en forme de parapluie).
- Boucliers [6].

4- **Soutènement consolidant le sol en vue de modifier ses propriétés géotechniques et/ou hydrologiques :** Sont essentiellement :

- Injection de consolidation
- Air comprimé
- Congélation [6].

I.6.2 Revêtement définitif :

Normalement, le revêtement est placé une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le soutènement provisoire. Ainsi, une fois mis en place, le revêtement définitif n'est en général pas mis en charge. Il a un rôle de supportage en particulièrement à long terme. Il peut être réalisé en :

- Béton coffré non armé.
- Béton coffré armé.
- Béton projeté.
- Voussoirs préfabriqués.

I.7 Sécurité et équipement :

Dès lors qu'ils dépassent une longueur de 300 de mètres, les tunnels sont dotés d'équipements qui visent à garantir la sécurité des usagers, en situation normale ou en cas d'incident. En ce qui concerne les équipements, elles sont regroupées sous les rubriques suivantes :

- Les équipements de sécurité ;
- Le comportement au feu ;
- L'exploitation.

I.7.1 Les équipements de sécurité :

Les équipements de sécurité essentiels sont conçus pour apporter des réponses à un certain nombre de préoccupations :

L'alimentation électrique : Pour assurer, le fonctionnement de l'éclairage de sécurité, de la signalisation et du balisage lumineux, des équipements de gestion du trafic.

La ventilation et le désenfumage : Ventiler le tunnel et maintenir en permanence un niveau de pollution inférieur aux seuils recommandés par le ministère de la Santé.

L'éclairage : Assurer, le niveau minimal d'éclairement dans tunnel.

Le réseau d'appel d'urgence : Pour permettre à chaque usager en difficulté de communiquer rapidement avec les services de secours.

Les moyens de détection et de lutte contre l'incendie : Installer un système de détection automatique d'incendie, et faire en sorte que tout incident soit détecté le plus rapidement possible**.**

La retransmission des radiocommunications : Assurer la continuité des communications et la retransmission des radiocommunications des services de secours dans le tunnel.

I.7.2 Le comportement au feu :

Les matériaux utilisés pour les structures et les équipements d'un tunnel ne doivent ni bruler, ni produire de grandes quantités de fumées toxiques si un feu se déclare dans le tunnel lors d'un tel évènement, les structures ne doivent pas s'effondrer pendant que les services de secours ou les usagers sont encore dans le tunnel. Ces objectifs généraux dépendent du comportement au feu des matériaux et de la résistance au feu des structures et des équipements.

I.7.3 L'exploitation :

L'exploitation ne constitue pas à proprement parler un équipement. Elle y est cependant toujours associée, car c'est par elle, par les moyens qu'elle met en œuvre, par les consignes qu'elle fixe, que les équipements sont utilisés. Elle est le chef d'orchestre de la chaîne de la sécurité. L'Instruction technique insiste sur les points suivants qu'il convient de traiter complètement pour chaque tunnel :

L'importance des moyens d'exploitation :

Compte tenu des caractéristiques du tunnel, de son trafic, de son environnement quel degré de permanence et de surveillance retenir parmi les 4 que définit l'Instruction, conséquences au plan de l'organisation et des équipements du tunnel.

L'élaboration de documents de référence :

La règlementation de la circulation dans le tunnel, La fréquence des exercices qui se déroulent, faire un retour d'expériences sur le déroulement des interventions sur incidents, et les moyens de tirer la leçon des évènements qui se produisent

I.8 Conclusion :

Cette évolution technique et sociologique a eu pour conséquence d'accélérer considérablement le rythme de construction des tunnels, tout en diminuant sensiblement les dangers auxquels étaient exposés les travailleurs. Mais, si les techniques, l'équipement et les matériaux utilisées pour construire les tunnels sont constamment améliorés, il n'en reste pas moins vrai que cette opération est toujours lente et onéreuse [1].



Chapitre II : Description du projet

II. Description du projet :

II.1 Introduction :

Le projet de la rénovation de la ligne ferroviaire entre Beni Mansour et Bejaia se situ dans un couloir de direction approximative Sud-Ouest/Nord-Est, avec une longueur de près de 90 kilomètres, entre les villes de Beni Mansour (au SO) et de Bejaia (au NE), situées dans la région centre-orientale du Nord de l'Algérie.

Dans ce chapitre nous allons parler de ce projet en générale et en particulière du tunnel El-Maten. Avec la présentation de maitre d'ouvrage et de l'entreprise de réalisation.

II.2 Présentation générale de projet :

Le projet consiste à la réalisation de dédoublement de la voie et rectification du tracé de la ligne Béni Mansour/Bejaïa dans le cadre de développement de transport des voyageurs et des marchandises. La correction des lignes ferroviaires sur ce tronçon permettra aussi d'atteindre la vitesse maximale de 160 km/h au lieu de 70 à 80 km/h actuellement.

La nouvelle liaison ferroviaire prend naissance à la gare de Beni Mansour de la ligne ferroviaire existante, reliant la ville de Beni Mansour à la ville de Bejaïa, en traversant les communes de Akbou, Sidi Aich et El-Kseur.

Ce projet comporte 9 gares et 4 haltes ainsi que la construction de 55 ouvrages d'art, dont 3 tunnels (El Maten, Sidi Aich et de Takritz) pour une longueur totale ≈1709m, le long du nouveau tracé, il permettra également la suppression de 98 passages à niveau où se sont produits la plupart des accidents ferroviaires mortels survenus entre Béni Mansour et Bejaïa.



Figure 8 image satellitaire de la ligne ferroviaire

II.3 Objectif de projet :

Le projet de réalisation des travaux de doublement de la voie entre Béni Mansour et Bejaia ainsi que la rectification de tracé s'inscrit dans le cadre de la modernisation du rail en Algérie. Son objectif est d'améliorer de manière significative la desserte de Bejaia à partir de la Rocade Nord, ligne à double voie reliant l'est à l'ouest du pays. Cette jonction se fera au niveau de la localité de Béni Mansour et permettra de renforcer ainsi accessibilité de la capitale de la Soummam et son port par voie ferrée, vu le trafic dense qui caractérise cette région, marquée notamment par une activité portuaire importante. Le gain de temps prévu pour une vitesse prévue à 160 km/h sera important.

II.4 Location de la section de tunnel :

Dans le cadre des travaux pour la construction de la ligne ferroviaire est prévue la réalisation du tunnel El-Maten, situé entre pk 58+004 et pk 58 +682,38 pour une longueur de 678,38 m. La section d'excavation est polycentrique, avec un rayon de≈6,20 m2. Le tunnel du projet est situé en correspondance d'un secteur principalement collinaire, avec des pentes pas très inclinées et dans lesquels il n'y a pas des évidences claires des phénomènes de mouvements de terrain actifs.

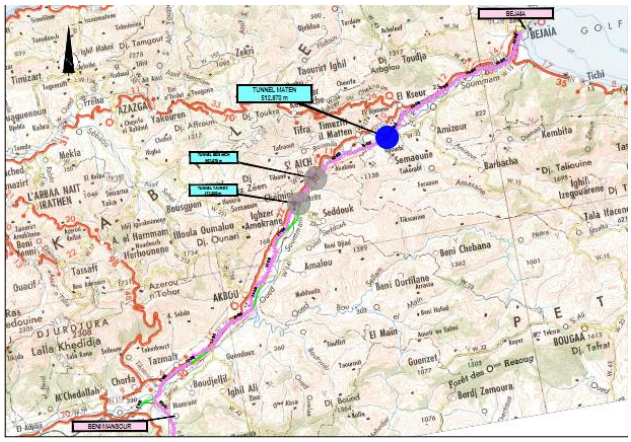


Figure 9 localisations des trois tunnels

II.5 Présentation de maitre d'ouvrage :

L'**ANESRIF** (Agence Nationale d'Études et de Suivi de la Réalisation des Investissements ferroviaires) établissement public à caractère industriel et commercial, sous la tutelle du ministère des Transports et des Travaux publics, créée le 20 juillet 2005 par décret présidentiel N° 05-256, pour concrétiser l'ambitieux plan de modernisation du secteur ferroviaire algérien, l'Agence constitue un outil de management des chantiers ferroviaires, son rôle est de rassembler les infrastructures, les moyens techniques et les compétences scientifiques et organisationnelles nécessaires à la conception, la préparation et la réalisation des investissements ferroviaires, aussi de veiller à la bonne réalisation des projets et de s'assurer de leur livraison dans les délais fixés, pour cela elle dispose d'une importante enveloppe allouée par les pouvoirs publics [7].

II.6 Présentation d'entreprise de réalisation :

II.6.1 Le groupe COSIDER :

Aujourd'hui, COSIDER représentant une SPA est organisée en un groupe d'entreprises détenant 100 % du capital de 10 filiales. Avec 20 milliards de DA en l'an 2003 de chiffre d'affaires, et plus de 16 000 employés permanents, le groupe COSIDER est le leader, en Algérie et au Maghreb, des travaux publics et de la construction. C'est un groupe puissant, diversifié et solidement intégré, activant dans les secteurs suivants :

- Les travaux publics.
- La construction et le génie civil.
- La construction métallique.
- La rénovation de matériel de travaux publics.
- Les carrières et l'agrégat.
- La promotion immobilière.
- Le commerce de matériaux de construction.
- La mise en valeur des terres agricoles et l'exploitation arboricole.

Le groupe COSIDER a un palmarès très riche en termes de réalisations en Algérie dans des domaines variés comme les barrages, les routes, le rail, les aérodromes, les gazoducs, les tunnels, les ponts et usines, les bases vie, les centres d'affaires et commerciaux, les tours, les immeubles de bureaux et d'habitation ainsi que des ensembles résidentiels et des sièges d'entreprise. [8]

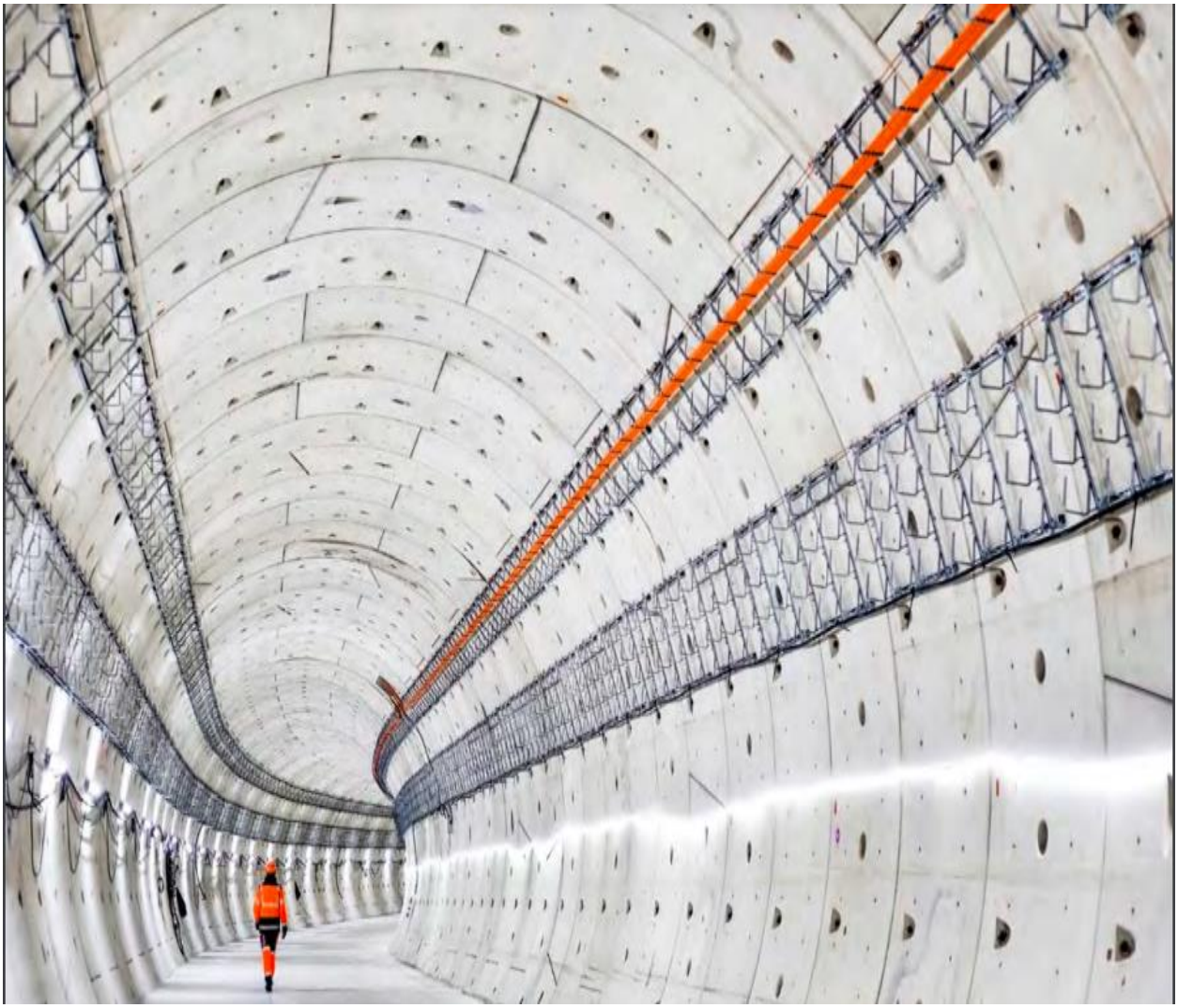
II.6.2 Cosider travaux publics :

Cosider Travaux publics, est une entreprise algérienne de réalisation des grands travaux. Grâce à l'ampleur et la qualité de ses réalisations, Cosider Travaux publics s'est imposée comme leader incontesté du BTPH sur le marché algérien en capitalisant une expérience de plus de 35 années. [9]



II.7 Conclusion :

C'est honorable que l'Algérie aujourd'hui a pu atteindre un point d'expérience qui lui a permis d'accomplir des projets techniquement complexes, tel que ce Doublement de la ligne ferroviaire ainsi que la réalisation de trois tunnels sans aucune coopération étrangère, mais avec des entreprises et des bureaux d'études 100 % algériens de façon à élever le taux d'expérience chez les jeunes ingénieurs, et ça sera bénéfique et un acquis en plus sur l'aspect économique pour le pays en général et les habitants de la wilaya de de Bejaïa en particulier en terme infrastructure pour le transport.



Chapitre III : Conception géométrique

III. Conception géométrique :

III.1 Introduction :

Le dimensionnement de la forme d'un tunnel dépend généralement du matériel roulant et des ouvrages annexes, pour notre projet on traitera la conception et l'étude un tunnel ferroviaire d'une ligne mixte.

Le but de ce chapitre est de définir des dispositions constructives et d'exploitation sur :

- L'infrastructure.
- Le matériel roulant.
- Les équipements de sécurité.

III.2 Ventilation :

1- Ligne ferroviaire mixte ;
2- Longueur du tunnel 678 m < 800 m ;

De 1, 2 et Selon l'*ITI 98-300* $\Rightarrow$ **la ventilation est naturelle**.

III.3 Conception de la forme (MOROP, 2016) :

Selon NEM 105 (Normes Européennes de Modélisme) la conception dépend des paramètres suivants :

- Le mode de fonctionnement (avec ou sans caténaire).
- Le rayon de courbure.
- La longueur des véhicules à mettre en circulation.
- L'entraxe des voies, s'il y a lieu.

Nous avons opté pour un tunnel vouté à double voie

Légende :

Cote B1 du gabarit de libre passage selon NEM 102.
Entraxe des voies A selon NEM 112.
Élargissement E selon NEM 103.
La paroi peut en parties basses être formée en piédroit vertical.

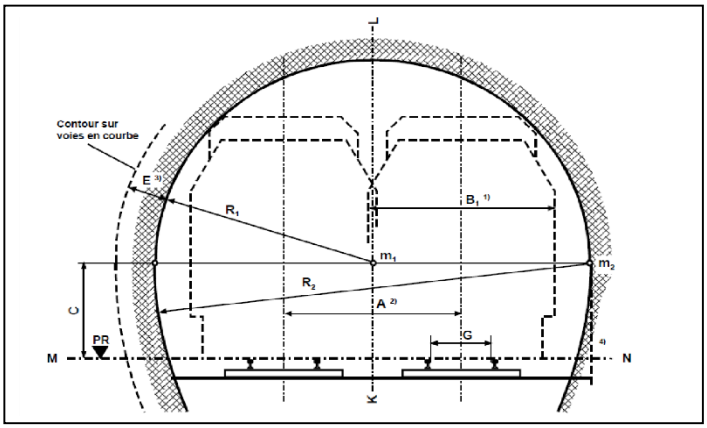


Figure 10Sections transversales d'un tunnel vouté à double voie

III.4 Choix de l'échelle :

Selon la **NEM 010 :**

III.4.1 But :

Cette norme régit la sélection et la désignation des rapports de réduction et des écartements normalisés du modélisme ferroviaire.

III.4.2 Principes :

L'échelle de réduction donne une série d'écartements modèles et est désignée par le terme « échelle ». Celle-ci est dénommée à l'aide de lettres et de chiffres arabes.

Tableau 1 Échelles de réduction selon la NEM 010

Ecartements prototype de	à	2) Rapport de réduction 1 : 220	1 : 160	1 : 120	1 : 87	1 : 64	1 : 45 4)	1 : 32	1 : 22,5	1 : 16	1 : 11	1 : 8	1 : 5,5	
1250	1700	•	Z	N	TT	H0	S	0	I	II	III	V	VII	X	1), 3)
850	< 1250	Zm	Nm	TTm	H0m	Sm	0m	Im	IIm	IIIm	Vm	VIIm	Xm	•	
650	< 850	Ne	TTe	H0e	Se	0e	Ie	IIe	IIIe	Ve	VIIe	Xe	•	•	
400	< 650	TTi	H0i	Si	0i	Ii	IIi	IIIi	Vi	VIIi	Xi	•	•	•	5)
300	< 400	H0p	Sp	0p	Ip	IIp	IIIp	Vp	VIIp	Xp	•	•	•	•	
		4,5	6,5	9	12	16,5	22,5	32	45 1¾	64 2½	89 3½	127 5	184 7¼	260 10¼	← mm ← Pouces 6)

Ecartement modèle

Donc pour déterminer les valeurs indiquées on doit passer par un jeu d'échelles qui est relatif à l'écartement des voies. L'écartement prototype en Algérie est de 1435 mm, et l'écartement modèle est de 16,5 mm

Donc l'échelle choisie est H0 (Half-O).

III.5 Gabarit des trains :

La section utile d'un tunnel ferroviaire dépend de plusieurs facteurs et, en premier lieu, du gabarit d'obstacle et du matériel roulant appelé à circuler sur la ligne.

En ce qui concerne la voie dite « à écartement normal » G = 1435 mm, quatre gabarits sont actuellement en vigueur au niveau international :

- Le gabarit international (PPI), qui est le plus petit commun dénominateur.
- Le gabarit GA : c'est le gabarit de base du réseau ferré français.
- Le gabarit GB : gabarit disponible sur certaines lignes.
- Le gabarit GC : ce dernier est conseillé pour les nouvelles lignes grande vitesse en Europe

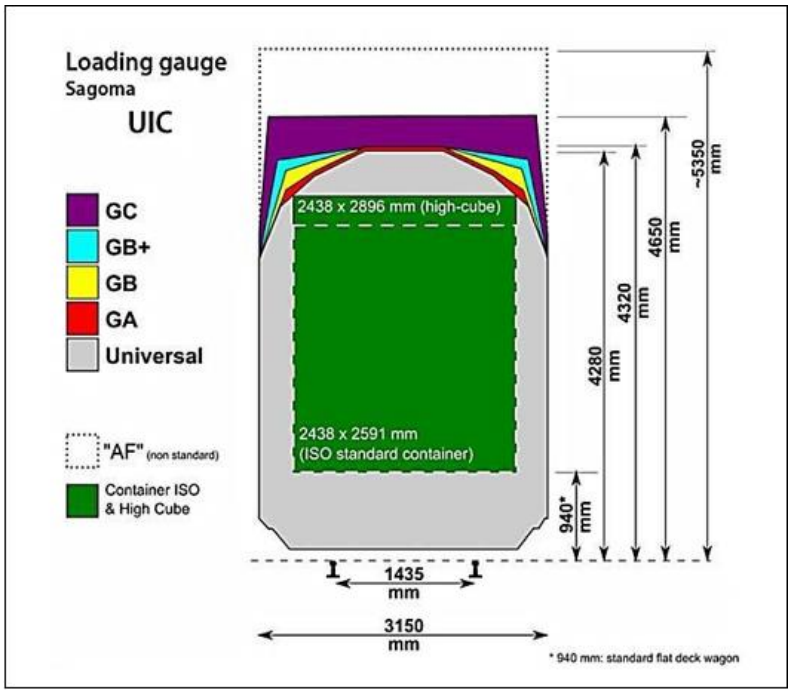


Figure 11 Gabarits des trains

Nous allons utiliser le **gabarit GC,** puisque notre projet consiste à réaliser une ligne à grande vitesse.

III.6 Gabarit libre de passage :

La NEM 102 est utilisée afin de déterminer le gabarit libre de passage et assurer la circulation du train sans heurter le contour intérieur du tunnel, aussi pour la sécurité et pour des installations intérieures,

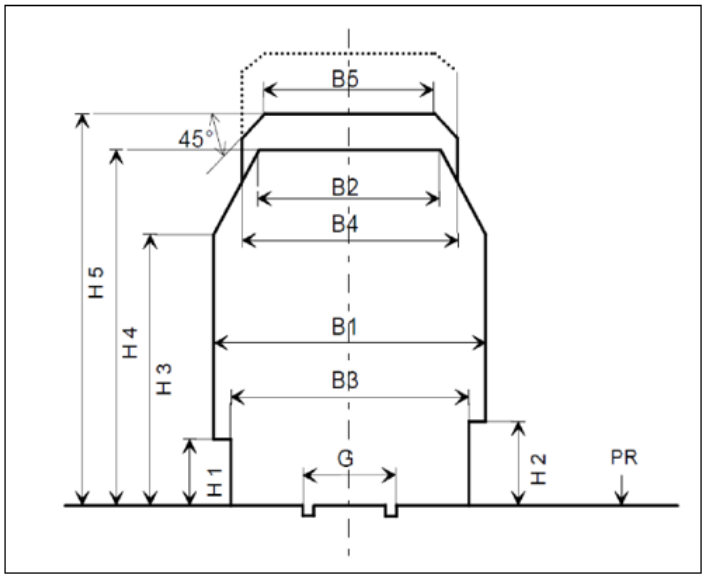


Figure 12 Cotes du gabarit libre de passage selon la NEM 102

-Mode d'alimentation : l'électrification dans notre cas se fait par caténaire, donc les côtes (B4, B5 et H5) seront utilisées.

-Mode de transport : dans notre cas, il s'agit d'une ligne mixte ce qui implique la présence d'un quai de marchandise, la cote H 2 sera utilisée.

Le tableau suivant donne les valeurs des côtes du gabarit libre de passage pour l'échelle HO.

Tableau 2 Valeurs des côtes du gabarit libre de passage selon la NEM 102

Echelle	G	B_1	B_2	B_3	H_1	H_2 [3]	H_3	H_4	Exploitation par caténaire [4]		
									B_4	B_5	H_5 [5]
Z	6,5	20	14	18	4	6	18	24	16	13	27
N	9,0	27	18	25	6	8	25	33	22	18	37
TT	12,0	36	24	32	8	10	33	43	28	22	48
HO	16,5	48	32	42	11	14	45	59	38	30	65
S	22,5	66	44	57	15	19	60	78	50	38	87
O	32,0	94	63	82	21	27	85	109	68	52	120
I	45,0	130	87	114	30	38	118	150	93	71	165
II	64,0	184	124	154	35	52	168	214	140	106	235

Les valeurs sont obtenues après avoir multiplié toutes les valeurs mentionnées dans le dernier tableau (la ligne de l'échelle H0) par le rapport de réduction (87) :

Tableau 3 Valeurs des côtes du gabarit libre de passage selon la NEM 102 à l'échelle réelle

Échelle	**G**	**B1**	**B2**	**B3**	**H1**	**H2**	**H3**	**H4**	**B4**	**B5**	**H5**
HO	16,5	48	32	42	11	14	45	59	38	30	65
HO Réelle (mm)	1435	4176	2784	3654	957	1218	3915	5133	3306	2610	5655

Les dimensions réelles du gabarit libre de passage sont représentées dans la figure suivante :

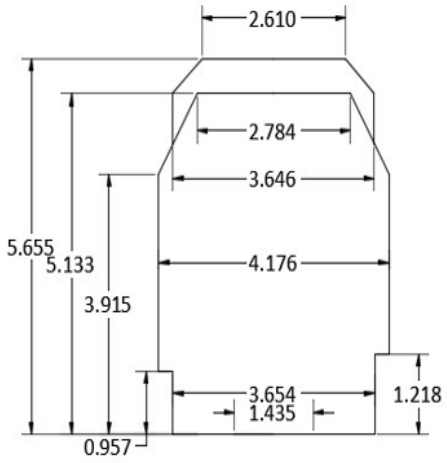


Figure 13 Dimensions du gabarit libre de passage à l'échelle réelle en (m)

III.7 Entraxe des voies :

La **NEM 112**, cette norme doit servir :

- À déterminer l'entraxe minimal en courbe compte tenu de la longueur des véhicules mis en circulation.
- À vérifier si des véhicules d'une certaine longueur peuvent être mis en circulation sur des réseaux, dont on connaît les entraxes en courbes.

En alignement les entraxes ne doivent pas, dans la mesure du possible, descendre en dessous des valeurs indiquées dans le tableau suivant :

Tableau 4 Valeurs des entraxes selon la NEM 112

Échelle	**Z**	**N**	**TT**	**H0**	**S**	**0**	**I**	**II**
En pleine voie	19	25	34	46	63	89	125	178
Dans les gares	21	28	38	52	71	103	141	200

A=46*87=400 cm,

Les dimensions réelles du gabarit libre de passage sont représentées dans la figure suivante :

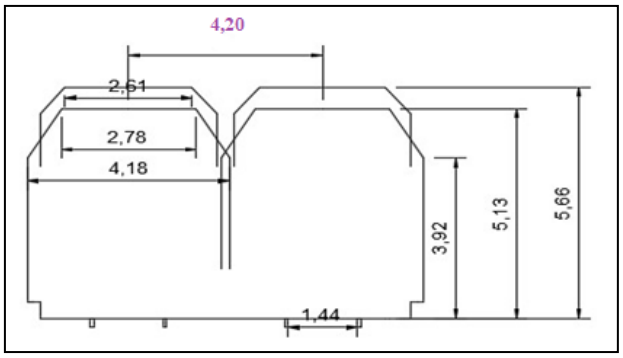


Figure 14 Dimensions du gabarit libre de passage à l'échelle réelle

III.8 Gabarit du matériel roulant :

Pour cette étape, la N.E.M 301 sera utilisée afin de déterminer les dimensions du matériel roulant.

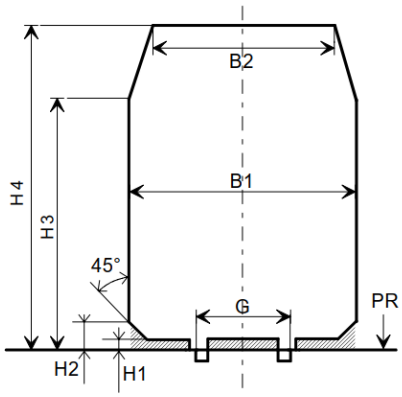


Figure 15 Cotes du gabarit du matériel roulant selon la NEM 301

Le tableau suivant représente les valeurs des côtes du gabarit du matériel roulant :

Tableau 5 Valeurs des côtes du gabarit du matériel roulant selon la NEM 301

Échelles	G	B1	B2	H1	H2	H3	H4
Z	6,5	17	11	1	2	17	23
N	9,0	23	14	1	3	24	32
TT	12,0	30	18	1,5	4	32	42
HO	16,5	40	26	2	5	44	57
S	22,5	54	35	3	7	59	75
O	32,0	78	48	4	10	83	106
I	45,0	110	68	5	13	115	146
II	64,0	148	94	6	20	163	207

Les dimensions réelles du gabarit de matériel roulant ont été déterminées d'après le tableau précédent, et qui sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 6 Valeurs des côtes du gabarit du matériel roulant à l'échelle réelle selon la NEM 301

Échelle	G	B1	B2	H1	H2	H3	H4
HO	16,5	40	26	2	5	44	57
HO Réelle (mm)	1435	3480	2262	174	435	3828	4959

Les dimensions réelles du gabarit matériel roulant sont représentées dans la figure suivante :

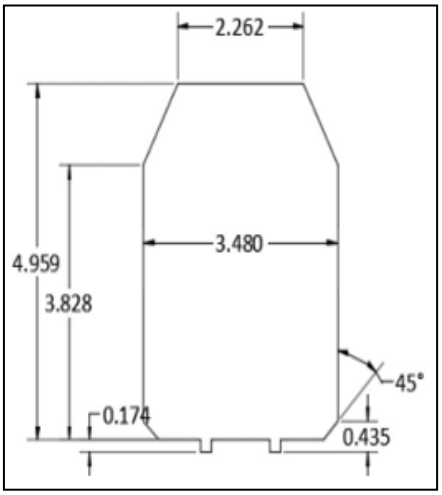


Figure 16 Dimensions du gabarit du matériel roulant avec l'échelle réelle

III.9 Dessin de la coupe transversale du tunnel :

1. Après avoir déterminé les différentes dimensions du gabarit libre de passage, en suivant les instructions de la NEM 105, pour dessiner la coupe transversale du tunnel
2. Tracer l'axe vertical K - L et l'horizontale M - N du plan de roulement (PR). Déterminer l'entraxe A selon NEM 112.

3. Poser le point m1 sur l'axe et tracer l'horizontale au niveau de m1.

Tableau des valeurs de la cote C :

Dans notre cas tunnel avec caténaire sur alignement :

C = 1,8 G sur voies en alignement, tunnel avec caténaire :

Donc C=1, 8*1435= 2583 mm=2,583 m

Sur voies en alignement : tracer l'arc de cercle de centre m1 et de rayon

R1 = 0,5 A + 0,6 B1 + E

D'après la norme NEM 103 :

Pour un rayon de courbure $r = +\infty$ (alignement droit) >2500m

E= 0 m

AN: R1= 4,5 m.

(Ce qui donne la paroi au-dessus du niveau de m1).

4. Tracer l'arc de cercle de centre m2 et de rayon R2 = 2 R1 ; (ce qui donne la paroi au-dessous du niveau de m1)

AN: R2 = 9 m.

Pour le tracé de l'autre paroi, procéder par symétrie comme en 2, et 3.

Selon référentiel 8 de la SNTF, pour un tunnel à une voie, un trottoir de largeur minimale de 0,70 m et libre de tout obstacle sur une hauteur de 2 m doit être prévu.

Donc le rayon minimal sera : R=R1+0.7, ce qui donne R=5.2 m.

Notre choix s'est porté sur la conception de deux trottoirs de 0,8 m de largeur et libre de tout obstacle sur une hauteur de 2,2 m avec une hauteur de 30 cm. Et par mesure de sécurité nous ajoutons au rayon minimal :

- 30 cm pour l'élargissement de l'entraxe ;
- 5 cm pour les incertitudes topographiques ;
- 5 cm pour la convergence due aux poussées des terrains sur les parois de tunnel ;
- 10 cm pour le trottoir.

Donc notre rayon c'est :

R = 5,7 m



Chapitre IV : Reconnaissance du terrain

IV. Reconnaissance du terrain :

IV.1 Introduction :

Les conditions géologiques, géotechniques et hydrogéologiques sont plus que tout autre, des facteurs déterminants du degré de difficulté et de coût de réalisation d'un ouvrage souterrain. Ces conditions ont une grande influence sur le choix de la méthode d'excavation, des soutènements et d'éviter l'imprévision de certains problèmes qui peuvent menacer la sécurité et l'avancement des travaux en phase de réalisation.

IV.2 Objectif de reconnaissance :

Une reconnaissance permet d'atteindre les objectifs suivants :

- Choix et conception des soutènements et des revêtements de l'ouvrage.
- Stabilité à court terme du front de taille et longueur de creusement pouvant être laissée sans soutènement.
- Moyens d'abattage, de marinage et de traitement éventuel des déblais.
- La perturbation du régime des eaux.
- Identification des problèmes géotechnique majeurs (vides, accidents …).

IV.3 Reconnaissance géologique :

IV.3.1 Géologie régionale :

Du point de vue géologique, le projet du tunnel d'El Mathen est situé dans la chaine des maghrébides, et plus particulièrement au niveau du bassin intra montagneux de la soummam. Dans son versant sud, ou se rencontrent des terrains de type tellien, avec un lambeau de flysch numidien en position supérieure.

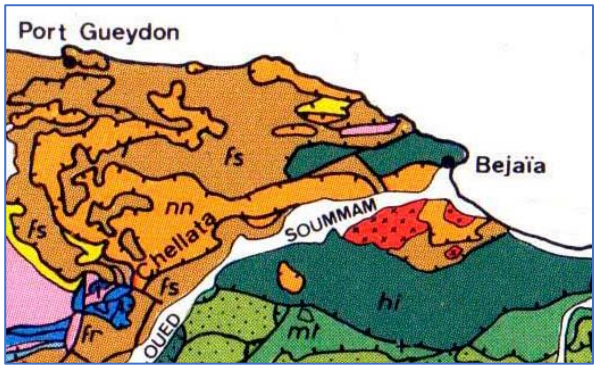


Figure 17 Contexte géologique du projet

Légende :

Fs : Flysch massylien ; Fr : Flysch maurétanéen ; ht : haut tellien ; mt : moyen tellien

IV.3.2 Géologie de la zone de projet :

Les analyses géologiques dans la zone du projet ont révélé la présence de deux principales formations géologiques, à savoir les terrains triasiques qui représentent la base de l'unité haut-telliene, ainsi que des formations de type « flysch numidien ».

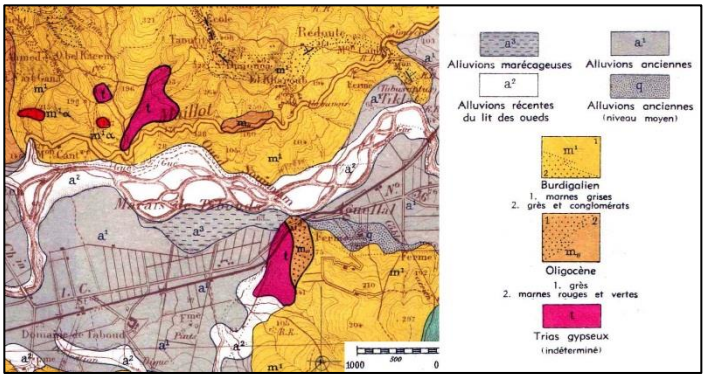


Figure 18 Géologie de zone du projet

IV.3.3 Géologie de zone de portail Ouest (coté Beni-Mansour) :

L'analyse de contexte géologique de la zone de portail Ouest permet de constater la présence de grande quantité de Gypes/Anhydrite. Selon les analyse sommaire ces faciès gypseux pourrait être traversées sur une grande partie de tracer de tunnel.



Figure 19 Bloc de gypes/anhydrite _ portail Ouest

IV.3.4 Géologie de la zone de portail Est (coté Bejaia) :

Les analyse des données de la surface et de sondage B7 permet de constater que le secteur de portail Est caractérisé par une épaisse couverture de matériaux non cimenté, dans ces dépôts, qui a une épaisseur d'environ 15 m, c'est possible distinguer deux différentes unités lithologiques :

- Dépôts eluvio – colluviaux (5 – 8 m).
- Dépôts à blocs (8 – 10 m).

Ces dépôts reposent sur le substratum de calcaires intensément fracturé

IV.3.5 Sismicité :

La côte méditerranéenne de l'Afrique, le Maghreb, est la partie du continent plus active sismiquement. L'Algérie, en particulier, a souffert d'importants séismes le long de son histoire. Dû au fait que la plaque africaine converge avec l'européenne.

Selon la carte de séisme en vigueur, la partie de Nord d'Algérie se trouve en générale dans une zone plus ou moins affectée par des séismes. Ainsi, la région d'intérêt est classifiée par la directive de référence comme une zone de sismicité moyenne (Zone II a), qu'elle est caractérisée par une accélération de 0.25g.

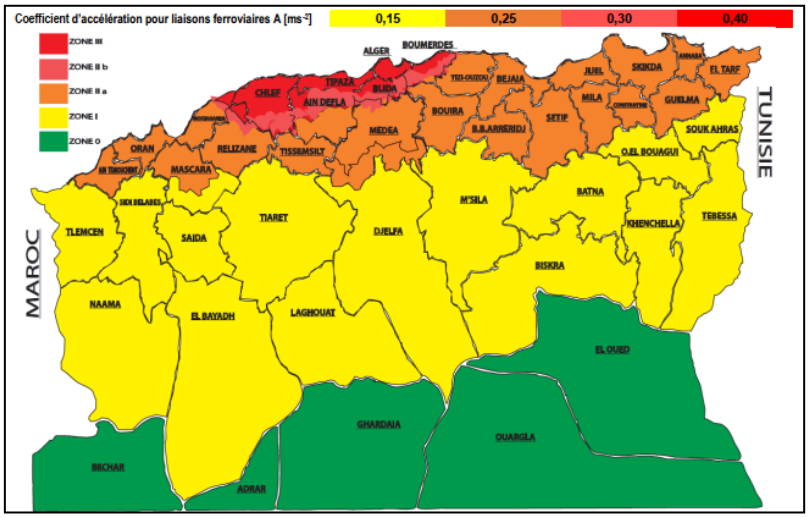


Figure 20 Carte de sismicité algérien_ RPOA 2008

IV.4 Reconnaissance géotechnique :

IV.4.1 Sondage carotté :

Afin d'élaborer les caractéristiques géotechniques du sol, de déterminer les propriétés mécaniques des formations rencontrées, de comprendre les conditions d'excavation et d'examiner les problèmes géotechniques potentiels de la section tunnel, quatre (04) sondages carottés ont été réalisée. Le tableau ci-dessous représente les différentes couches rencontrées dans chaque sondage.

Tableau 7 Sondages carrotés

Cod	Pk	Z (m)	Unité géotechnique		Installation
		0 3,5		Argile rougeâtre *(AR)*	

B7	58+625 Portail Est Coté Bejaia	3.5 8.5		Argile rougeâtre limeuse -sableuse *(ALS)*	Piézomètre
		8.5 15		Cailloux et conglomérat *(CM)*	
		15 20		Argile très compacte *(AC)*	
		20 28.5		Calcaire gréseux *(CG)*	
		28.5 30		Marne schisteuse (MS)	
B6	58+140 Portail Ouest Coté Beni_ Mansour	0 2		Argile blanchâtre *(AR)*	Piézomètre
		2 7		Conglomérat *(CM)*	
		7 11		Argile graveleuse blanchâtre *(ARG)*	
		11 15		Conglomérat *(CM)**-	
		15 24		Argile schisteuse et Calcaire dolomitique *(ASCD)*	
		24 30		Argile schisteuse graveleuse rougeâtre (ASG)	
		0 19		Argile graveleuse *(ARG)*	

B8	58+425	19 37		Conglomérat *(CM)*	Piézomètre
		37 40		Argilite *(A)*	
		40 57		Calcaire karstique *(CK)*	
		57 71		Gypse *(GYP)*	
S26	58+430	5 15		Conglomérat : grés + gypse + argile	

Il faut souligner que le sondage S26 a vu une récupération des carottes de 50%, ce qui indique une qualité de forage non optimale et peu fiable pour le classement et la caractérisation du massif rocheux.

IV.4.2 Puits explorés :

Afin de mieux comprendre la géologie et la lithostratigraphie des zones des portails la compagne géotechnique 2015 a été prévue la réalisation des deux (02) puits dans les zones des portails. Le tableau ci-dessous représente les différentes profondeurs de chaque puit ainsi que leurs coordonnées.

Tableau 8 Puits explorés -2015

Cod	Pk	Profondeur (m)
Pz1	58+100	03
Pz 2	58+715	02



Figure 21 PZ 2- portail est

Le puit PZ1 met en évidence la présence d'une couche végétale d'épaisseur métrique à la zone de portail Ouest

Le puit PZ1 met en évidence la présence d'un dépôt colluviaux à la zone de portail Est.

IV.4.3 Essais in situ :

IV.4.3.1 Essais pressiométriques :

Afin de connaître les déformations du sous-sol selon les paliers de contraintes :

- Module pressiométriques (E)
- Pression de fluage (Pf)
- Pression limite (PI)

Des essais pressiométriques ont été effectués à la profondeur de 10 m et 18 m pour B6 et B7, les mêmes essais ont été effectués à la profondeur de 45 m, 55m, 65 m pour le sondage B8.

L'ensemble des résultats enregistrés à travers les trois forages est récapitulé sur le tableau suivant :

Tableau 9 Résultats de l'essais pressiométriques

Sondage	**B6**	**B6**	**B7**	**B7**	**B8**	**B8**	**B8**
Profondeur (m)	10	18	10	18	45	55	65
E (MPa)	272	155	92	243	220	150	470
Φ (°)	12	22	15	24	15	26	_

NB : les modules de Young sont déduits de module pressiométrique de Ménard obtenu par la machine. Vous trouvez sur l'ANNEX A ces résultats avec les abaques utilisées.

_ Les modules de Young généralement varie entre 150 MPa et 470 MPa ce qu'indique que ces milieux sont très déformables.

IV.4.3.2 Sismique réfraction :

Deux profils sismiques ont été effectués, vous trouvez dans l'ANNEX A la disposition des géophones. Dans les tableaux suivants sont indiqués les résultats des profils PS01 et PS02

Tableau 10 Tableau récapitulatif des profils PS01 et PS02

Profil sismique	**Tir**	**Vp1 (m/s)**	**Vp2 (m/s)**	**Vp3 (m/s)**	**H1 (m)**	**H2 (m)**
PS01	TD	1000	1800	2500	7.8	9
	TI	950	1700	2300	8	9.5
	TC	900	1700	/	7.5	/
PS02	TD	1500	2000	/	15	/
	TI	1400	1800	/	16	/
	TC	1400	/	/	/	/

Les résultats de l'essais sismique réfraction présentent

- À la zone de portail Est : une vitesse de propagation dans la première couche VP1 entre 900 m/s et 1000 m/s (de hauteur 7.5 à 8 m) ce qu'indique que la résistance très faible et dans la deuxième couche (de hauteur 9/9.5 m) cette vitesse est augment entre 1700m/s et 1800 m/s ce que signifie que la résistance est moyenne.
- A la zone de portail Ouest : la vitesse de propagation est entre 1400 m/s et 1500 m/s ce qu'indique que la résistance est moyenne la hauteur de cette couche est à l'envirent de 15 m qui est possible la couche de gypse.

IV.4.4 Essais au laboratoire :

IV.4.4.1 Analyse chimique :

Les analyses chimiques effectuées sur ces échantillons révèlent une très forte agressivité vis-à-vis le béton.

Tableau 11 Résultats des Analyses chimiques

Teneur exprime en % par rapport au MAT.SEC					Agressivité des sols en fonction de la teneur en %SO4--
Sondage	**Insoluble**	**Carbonates CaCO3**	**Gypses CaSO4, 2H2O**	**SO4--**	
B6 [14,8/15 m]	22	18	70	39	Très fortement agressif
B6 [24.0/24.6m]	49	49	00	00	Nulle
B7 [7.00/7.60m]	80	09	00	00	Nulle
B7 [24.10/24.30m]	91	8.5	0.28	0.15	Nulle
B8 [25.10/25.50m]	58	15	26	14.6	Très fortement agressif
B8 [40.50/41.80m]	03	95	00	00	Nulle
B8 [63.10/63.40m]	02	05	98	54	Très fortement agressif
PZ1 [0.00/1.50m]	78	20	00	00	Nulle
PZ1 [1.50/3.00m]	47	52	00	00	Nulle
PZ2 [0.0/2.00m]	47	50	0.37	0.206	Nulle

La classification des environnements agressifs selon la Norme NF P 18-011 (Juin 1992) est montré dans l'ANNEX A.

_ L'analyse chimique montre la présence de d'une grande quantité de gypes dans les sondages B6 et B8, ce qu'indique la présence d'une grande faciès gypseux le long de côté Ouest de tunnel.

_L'analyse chimique montre aussi la présence d'une agressivité très forte donc il faut :

- Une formulation spéciale du béton en utilisant le ciment de type CRS 42,5.
- Un enrobage C>5cm.

IV.4.4.2 Essais d'identification physiques :

Identifier un sol en géotechnique consiste classiquement à exécuter la série d'essais suivante :

- Analyse granulométrie.
- Limites d'Atterberg.
- Les poids volumiques.
- Les paramètre d'états (teneur en eau, degré de saturation…).

Les essais d'identification permettent en principe de classer les sols rencontrés au cours d'une compagne de reconnaissance géotechnique en familles pour lesquelles les propriétés mécaniques sont voisines. Consultez-vous les résultats de ces essaies dans l'ANNEX A.

IV.4.4.3 Essais mécaniques :

IV.4.4.3.1 Essai de compression uni axiale :

L'essai de compression uni axiale ou de compression simple consiste à comprimer un échantillon de roche de forme cylindrique entre deux plateaux parallèles d'une presse rigide. Les essais se font généralement par lots de 5 échantillons par roche homogène pour obtenir une bonne moyenne. Dans certains cas, et selon la taille de l'échantillon de roche disponible, les lots peuvent être plus grands ou plus petits.

L'échantillon doit présenter de préférence une élongation (rapport hauteur sur diamètre) de 2 à 2,5. Le tableau suivant illustre les résultats obtenus par l'essai :

Tableau 12 Résultats d'essais de compression uni-axial

Paramètre Mécanique.	B6				B7		B8		
	Prof(z)	Prof(z)	Prof(z)	Prof(z)	Prof(z)	Prof(z)	Prof(z)	Prof(z)	Prof(z)
	2.15/2.4	14.8/15	15/15.1	16.8/17.1	24.1/24.3	26.55/26.7	25.1/25.5	40.5\41.8	63.1\63.4
RC (MPa)	11.4	7.3	5.03	3.8	33.87	136.09	6.91	16.4	32.4
E (MPa)	/	/	457.2	320.9	/	/	/	/	/

Les différents essais de compression uni axiale donnent des résultats compris 3.8 MPa et 33.87 MPa ce qu'indique que les rochers sont de faible résistance. Sauf au niveau de sondage B7 à la profondeur de 26.55/26.7 m nous avons remarqué une valeur très grande (136.09 MPa) par rapport aux autres et même à la valeur de celui qu'extrait de l'essais franklin à la même profondeur (41.8 MPa). Donc nous allons faire beaucoup de précaution de cette valeur ou de l'ignorer totalement.

IV.4.4.3.2 Essai franklin :

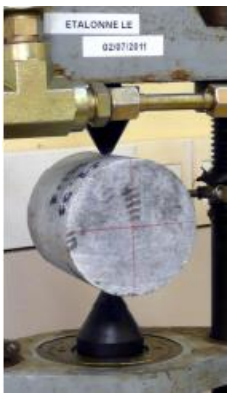


Figure 22 Essai franklin

L'essai Franklin est un essai "expéditif" qui est effectué en conduisant à la rupture un échantillon de roche de forme quelconque ou proviennent de carottage au moyen de l'application de deux charges concentrées de compression à ses extrémités. L'essai permet de définir un indice de résistance Is : **Is=F/ D²**

F : la charge à la rupture
D : le diamètre ou la distance entre les deux points.

L'indice de résistance Is peut être associé à la résistance à la compression mono axiale par un coefficient qui, dans le cas présent, est établi à 20 :

$$C0 = 20 \cdot Is50$$

Is50 : La notation de l'indice de résistance correspondant à diamètre de 50 mm.
C0 : Résistance mono axial.

Le tableau ci-dessous récapitule les valeurs obtenues dans les différents cas :

Tableau 13 résultats d'essais franklin

Sondage carotté	**B6**	**B7**	**B7**	**B8**
Prof (z)	12.3m-12.5m	24.1m/24.3m	26.55m/26.7m	40.5m/41.8m
C0 [MPa]	26.14	8.44	41.8	62.7

Les résultats de la résistance extrait de l'essais franklin confirment et complètent les résultats des essais de compression uni axial. C'est-à-dire que les rochers sont de faible résistance.

IV.4.4.3.3 Essai de cisaillement rectiligne :

L'essai a pour objet de mesurer les caractéristiques de rupture d'un échantillon de sol fin saturé soumis à un cisaillement direct selon un plan imposé, à une vitesse constante et d'obtenir une indication sur la résistance à la compression du massif à travers la relation suivante : $\sigma_{cm} = 2 \times C_u$ **.**

- σ_{cm} **:** résistance du massif
- **Cu** : cohésion non drainée obtenue par l'essai
- **Φ [°]** : l'angle de cisaillement**.**

Le tableau ci-dessous présente un récapitulatif de ces résultats :

Tableau 14 résultats de l'essais de cisaillement rectiligne

Paramètres	**Echantillon**	
	B7 (7.00-7.60)	**B8 (7.00/7.40 m)**
Cu [bar]	0.152	0.432
Φ [°]	24	05

Les échantillons sont prélevés à des profondeurs loin de terrain qui sera creusée ainsi que le nombre des essais est insuffisant, aussi la résultats $\phi = 5$ n'est pas fiable.

IV.5 Reconnaissance hydrogéologique :

IV.5.1 Source d'eau :

Pendant la visite sur terrain deux sources d'eau ont été rencontrées le long de la ligne ferroviaire existante. De ce fait, les paramètres physiques et chimiques suivants ont été mesurées :

Tableau 15 paramètres chimiques et physiques des sources

Levé	Coord X	Coord Y	T (°C)	Ph	Conductivité électrique [mS/cm]
ST16	662484.37 m E	4056652.83 m N	22,7	7.9	4.32
ST17	662445.15 m E	4056598.37 m N	23	7.5	4.53

Les fortes valeurs de conductivité électrique sont probablement liées à la dissolution des gypses qu'il se trouve dans les dépôts et reconnus en surface et confirmé par les analyses chemiques.

IV.5.2 Mesures piézométriques :

Les sondages carottés B6, B7 et B8 ont été équipés par des piézomètres. Les lectures effectuées jusqu'à ce jour sont indiquées au tableau suivant :

Tableau 16 Mesures de la profondeur de l'eau à partir de cote du terrain

Sondage	Profondeur eau de la cote du terrain (m)
B6	10.6-14.7-16.7-18.2-19.2-20.1-20.8
B7	21.3-21.6
B8	/
Après nettoyage du trou, la perte d'eau a été totale et il n'y a plus d'eau dans le trou	

Les lectures piézométriques indiquent la présence d'une nappe d'eau, et malheureusement il n'y a pas d'historique pour ces lectures, il est possible qu'ils aient été inspectés pendant les périodes pluvieuses car lors de notre stage il n'avait pas d'eau.

De la et d'après les phénomènes karstiques qui ont été découvertes par la compagne d'investigation, nous pouvons conclure qu'il y a une grande circulation d'eau et que ce terrain a une perméabilité pratiquement infinie (de type karstique).

IV.6 Profil géologique :

S'appuyons sur les logs de sondages, les lois de corrélation et les principes de la géologie nous avons trouvé qu'il est très difficile de désigner un profil géologique, à cause de :

- La complexité géologique : présence de plusieurs faciès géologique et la possibilité de la présence de plusieurs failles.

- Incohérence de la description des carottes des sondages.
- Très grande variation géotechnique.
- Nombre des sondages carottés insuffisants.

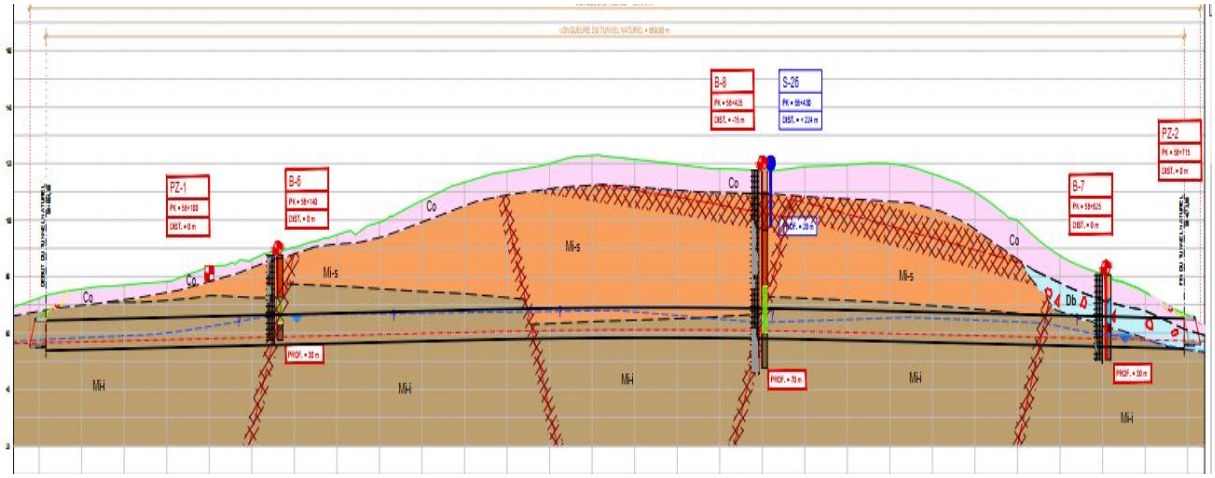


Figure 23 profil géologique

- Selon ce profil il est probablement existé quatre failles d'angle de pendage supérieur à 70 degrés (verticale) qui se croisera avec le tunnel, et deux failles d'angle de pendage très faible (horizontale) loin de tunnel.
- Ce profil prend en considération la corrélation par l'âge.
- Les couches de sols montrées dans ce profil ne sont pas identiques avec les couches prélevées par les sondages carottées.
- Il contient beaucoup d'incertitudes.
- Pour cette raison l'accompagnement géo et géotechnique lors de l'exécution des travaux est très important.

Vous trouvez dans l'ANNEX A ce profil clairement.

IV.7 Conclusion :

A cause de la présence de massifs rocheux, il est nécessaire de faire des classifications géomécaniques afin de connaitre les propriétés de terrain et identifie un prédimensionnement de soutènement de tunnel.



Chapitre V : Classification des massifs rocheux et prédimensionnement

V. Classification des massifs rocheux et prédimensionnement :

V.1 Introduction :

La classification des massifs rocheux est le processus consistant à placer une masse rocheuse en groupes ou classes sur des relations définies et à lui attribuer une description unique sur une base des caractéristiques similaires.

Il existe plusieurs méthodes de classification se basant sur différents paramètres géotechniques. C'est le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui font la différence d'une méthode à une autre. Nous avons choisi les deux méthodes empiriques les plus utilisées :

- Z. BIENIAWSKI.
- L'AFTES.

V.2 Classification des massifs rocheux :

Nous allons classer les roches qui seront creusées dans chaque sondage.

Légende :

Le terrain qui passe par le sondage **B6** on l'appelé **Terrain 1**
Le terrain qui passe par le sondage **B8** on l'appelé **Terrain 2.**
Le terrain qui passe par le sondage **B7** on l'appelé **Terrain 3.**

V.2.1 Rock Quality Designation (RQD) :

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

$$RQD = \frac{\sum longueur_des_morceaux > 10cm}{longueur_totale_du_forage} \times 100$$

Pour le terrain 1 :

Tableau 17 RQD du terrain 1

Profondeur (m)	1_2	2_4.5	4.5_6.5	6.5_11	11_12	12_13.5	13.5_15
RQD %	65	19	12	0	28	44	9
Profondeur (m)	15_16.5	16.5_17.5	17.5_30				
RQD %	20	38	Argile				

Pour le terrain 2 :

Tableau 18 RQD du terrain 2

Profondeur (m)	18_19.5	19.5_21	21_23.9	23.9_26	26_29	29_30	30_31
RQD %	18	32	45	54	38	58	84
Profondeur (m)	31_32	32_34	34_36.5	36.5_39	39_40	40_41	41_57
RQD %	76	74	72	14	35	36.5	0
Profondeur (m)	57_59.5	59.5_62	62_63.5	63.5_65	65_66.5	66.5_69.5	69.5_71
RQD %	50	68	82	80	42	84	85

Pour le terrain 3 :

Tableau 19 RQD du terrain 3

Profondeur (m)	15_16	16_17	17_23	23_24	24_26	26_27	27_30
RQD %	12	24	0	6	0	18	0

V.2.2 GSI – Geological Strength Index :

Introduit par Hoek (1995) et Hoek, Kaiser et Bawden (1995), le GSI est un nombre sans dimension, déterminé empiriquement, qui varie entre 5 et 85, et qui peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. La méthode GSI s'appuie donc sur une observation directe de la structure du massif rocheux.

Vous trouvez sur l'ANNEX B la figure d'estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse d'après Hoek et Brown (1995).

Les tableaux suivants présentent les résultats de GSI selon la profondeur dans chaque sondage :

Pour le terrain 1 :

Tableau 20 GSI pour le sondage B6

Z (m)	0	2/7	7/11	11/15	15/24	24/30
GSI		8	5	10	7	15

Pour le terrain 2 :

Tableau 21 GSI pour le sondage B8

Z (m)	0/19	19/37	37/40	40/57	57/71
GSI		25	15	5	40

Pour le terrain 3 :

Tableau 22 GSI pour le sondage B6

Z (m)	0 / 3,5	3,5/8,5	8,5/15	15/20	20/28,5	28,5/30
GSI	/	5	15	11	16	16

À partir de ces résultats et des résultats d'essais de compression uni axiale et franklin et de résultats de pressiomètre et à l'aide de logiciel **Rock-data** nous avons récupéré les données

mécaniques des massifs rocheux. Vous trouvez dans l'ANNEX B toutes les données récupérées dans les tableaux et quelques exemples.

Remarque : Les résultats qu'on a récupérés sont très faibles, alors nous sommes décédés d'utiliser les résultats donnés par le bureau d'étude. Vous les trouvez sur l'ANNEX B.

V.2.3 Méthode de Z. BIENIAWSKI :

V.2.3.1 Classification :

Z. BIENIAWSKI a présenté sa classification en 1973 en vue du dimensionnement des ouvrages souterrains et l'a modifiée à plusieurs reprises. La version actuellement utilisée est celle de 1989. L'indice RMR est la somme de cinq notes représentant la quantification de cinq paramètres caractérisant le rocher et d'une note d'ajustement dépendant de l'orientation des discontinuités vis-à-vis de l'ouvrage. Le RMR donne la classe de la roche (de très bon à très médiocre) et le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement. Ces derniers sont extraits à partir du tableau suivant :

Tableau 23 Classe de rocher et le temps de tenue moyen suivant la classification de Z. BIENIAWSKI

Note RMR	**100-81**	**80-61**	**60-41**	**40-21**	**< 20**
Classification de la masse rocheuse	A Très bon rocher	B Bon rocher	C Rocher moyen	D Rocher médiocre	E Rocher très médiocre
Temps de tenu moyen	10 ans pour 5 m de portée	6 mois pour 4 m de portée	1 semaine pour 3 m de portée	5 heures pour 1,5 m de portée	10 minutes pour 0,5 m de portée

Vous trouvez sur l'ANEXE B la note de calculs de RMR.

Tableau 24 Résultats de classification selon Z. BIENIAWSKI des terrains

Terrain	Terrain 1	Terrain 2		Terrain 3	
Partie	B6 Sup	B8 Sup	B8 Inf	B7 Sup	B7 Inf
Classe RMR	D Rocher médiocre	E Rocher très médiocre	C Rocher moyen	E Rocher très médiocre	D Rocher médiocre
Temps de tenu moyen	5 heures pour 1,5 m de portée	10 minutes pour 0,5 m de portée	1 semaine pour 3 m de portée	10 minutes pour 0,5 m de portée	5 heures pour 1,5 m de portée

Légende :

- B6 Sup, B7 Sup et B8 Sup ces son les parties au-dessus de terrains 1,2 et 3 qui serra creuser.
- B6 Inf, B7 Inf et B8 Inf ces son les parties en dessous de terrains 1,2 et 3 qui serra creuser.

Remarque : La partie en dessous de tunnel à la zone de sondage B6 (B6 Inf) est une couche d'argile schisteuse graveleuse de là nous avons la considérer comme un rocher très médiocre (classe E).

Conclusion :

Selon Z. BIENIAWSKI les terrains traversés sont des roches moyennes à très médiocres (classes C, D et E), leurs temps de tenue sont tout aussi moyen à très faible.

V.2.3.2 Creusement selon la recommandation de Z. BIENIAWSKI :

Pour chaque classe de rocher, Z. BIENIAWSKI propose également des recommandations sur la méthode de creusement.

Vous trouverez en ANNEX B le tableau de recommandations proposées par Z. BIENIAWSKI.

Le tableau suivant présente les méthodes d'excavations selon les terrains existes :

Tableau 25 méthodes d'excavations selon Z. BIENIAWSKI

Classe RMR	D Rocher médiocre	E Rocher très médiocre	C Rocher moyen
Méthode de creusement	Creusement en demi-section Pas d'avancement : 1,5-3 m en demi-section supérieure Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement à une distance inférieure à 10 m du front	Creusement en section divisée Pas d'avancement : 0,5 - 1,5 m pour la galerie de tête Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement Mise en place de béton projeté dès que possible	Creusement en demi section Pas d'avancement : 1,5-3 m en demi-section supérieure Soutènement mis en place

V.2.3.3 Soutènement selon Z. BIENIAWSKI :

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

Le tableau suivant présente les méthodes de soutènement selon les classes RMR existes :

Tableau 26 soutènements selon Z. BIENIAWSKI

Terrain	Classe RMR	Mode de soutènement		
		Boulons d'ancrage	**Béton projeté**	**Cintre métallique**
Terrain 1	**D Rocher médiocre**	Espacement : 0,5 - 1,0 m Treillis soudé+30 - 50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150 mm en voûte et 100 mm sur les piédroits Treillis soudé et boulons de 1,5 à 3 m d'espacement	Cintres moyens+ 50 mm de béton projeté avec un espacement de 0,7-1,5 m
Terrain 2 + Terrain 3	**E Rocher très médiocre**	Non recommandé	200 mm en voûte et 150 mm sur les piédroits Treillis soudés, boulons et cintres légers	Immédiatement 80 mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement avec un espacement de 0,7 m

Vu que les zones des portails sont formées de matériaux non cimentés et faibles caractéristiques géomécaniques, un pré-soutènement par voûte parapluie est prévu.

V.2.4 Méthode de l'AFTES :

V.2.4.1 Définition :

L'AFTES l'Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain est une structure pluridisciplinaire dans laquelle sont représentés tous les corps de métiers impliqués dans la conception et la construction d'ouvrages et d'espaces souterrains et dont le but est de faire progresser la connaissance et les techniques dans ce domaine

V.2.4.2 Classification :

Le groupe de travail N° 1 de l'AFTES (géologie-géotechnique) a établi en 1978 un texte de recommandations pour la description des terrains. Les tableaux joints en annexe représentent les classes de terrains selon les recommandations de l'AFTES.

D'après les dimensionnements et les différentes caractéristiques mécaniques, géomécaniques et hydrogéologiques précédemment estimées et d'après les tableaux de classifications selon la recommandation AFTES nous pouvons classer les terrains dans les trois sondages comme suit :

Tableau 27 tableau récapitulatif de classification de l'AFTES

Critère de classification	**B6**	**B8**	**B7**
Description	Conglomérats + (gypse/anhydrite) +Argile schisteuse	Calcaire + Gypse	Grès + cailloux
Classe selon la résistance	R4	R4	R4
Orientation	OR4b	OR1	/
Indice de discontinuité ID	ID5	ID5	ID5
Nombre de famille	N2b	N2b	/
Espacement	ES5	ES5	ES5
RQD	9<25 RQD5	0<25 RQD5	20<25 RQD5
Charge hydraulique	H0	H0	H0
Perméabilité	K5	K5	K5
Gonflements	Terrain gonflable	Terrain gonflable	N'est pas gonflable
Altérabilité	Susceptibles de dissolution	Susceptibles de dissolution	N'est pas susceptibles de dissolution
Profondeur de l'excavation	CN1	CN1	CN1
Déformabilité	DE5	DE5	DE5
Dimensionnement	2.5 m < D < 10 m	2.5 m < D < 10 m	2.5 m < D < 10 m

Interprétation :

Les massifs rocheux du site du projet sont caractérisés par :

- Massifs très déformables, de faible profondeur et des faibles résistances à la compression avec une valeur exceptionnelle très grande (136.09 MPa) au niveau de la partie inférieure de sondage B7. Mais aussi une très grande potentielle de dissolution/gonflement pour le (gypse/anhydrite) qui probablement se trouve dans tout le long de côté ouest de tunnel.
- Des massifs intensément fracturés avec une famille de discontinuité principale caractérisée par un angle de pendage fort (verticale) à la zone de portail ouest et plus faible (horizontale) à la zone intermédiaire et des discontinuités diffuses très rapprochées, avec un RQD très mauvais en particulièrement au niveau de parties supérieures de terrains qui sera creusé.
- Une charge hydraulique nulle avec une perméabilité pratiquement infinie à cause du très grand nombre des fractures et aussi à cause de phénomène karstique.

V.2.4.3 Soutènement selon l'AFTES :

Légende :

✓soit particulièrement recommandés (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).
Bp : avec béton projeté. Gr : avec grillage, continue. Bl : avec blindage du front. Bcl : avec bouclier
Ci = : avec cintres et (éventuellement) boulons pour les terrains de classes R4a, R4b ou R4c.
Pm : prédécoupage mécanique (pour terrains R2b à R5a)
Inj : injections de bourrage immédiates ou anneaux extensibles
Act : cintres actifs (à vérins) et (éventuellement) calages expansibles
Enf : avec enfilage

Selon les résultats de classification de l'AFTES mentionnée dans le tableau récapitulatif, et selon les recommandations de l'AFTES. Nous sommes arrivées aux suivants :

1- Les soutènements recommandés par l'AFTES pour le terrain 1 et terrain 2 :

Tableau 28 tableau récapitulatif de soutènement de terrain 1 selon l'AFTES

Terrain 1 et Terrain 2		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
				Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légère coulissants	Plaques métal	Béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Critère	Classe														
Résistance	R4	☒	✓	☒	☑	☑	✓	✓	☑	☑	☑	☑	☑	☑	☑
Discontinuité	N2 ; OR4b/1 ; ES5	☒	✓	☑Gr/ Bp	✓Gr/ Bp	×	✓ Bl/ Bp	✓ Bl/ Bp	✓	☑	☑	☑	☑	☑	☑
Altérabilité	Dissolution	☒	✓	×	☒	☒	✓ Bl	✓ Bl	✓	✓	☑	☑	☑	☑	✓
Gonflement	Gonflable	☒	✓ 2	☒	☑ Bp	☑Bp	☑Bl/ Bp	✓ Bl/ Bp	☑	✓	☑	☑	☑	☑	☑
Couverture	R4 CN1	✓	☑	☑	☑	×	☑	☑	☑	☑	☑	☒	☑	☑	☑
Dimensionnement	2.5<D<10	☑	☑	☑	☑	☑	☑	☑	☑	☑	☑	☑ 1	☑	☑	☑
Environnement		×	☑ Ci/ Pm	☑ Bp	☑ Bp	☑ Bp	☑ Act	☒	☑ Enf	☑ Bcl	☑	☑ Inj	☑	☑	☑
Synthèse		×	☑ 2	×	☒	×	☑ Bl/ Bp Act	☒	☑ Enf	☑ Bcl	☑	☒	☑	☑	☑

Nota : / : ou ; 1 : pousse tube en principe à exclure pour D > 4 m.
2 : le béton ne recommandé qu'en absence de circulation d'eau dans le terrain.

2- Les soutènements recommandés par l'AFTES pour le terrain 1 et terrain 2 :

Tableau 29 tableau récapitulatif de soutènement de terrain 2 selon l'AFTES

Terrain 3		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
				Ancrage ponctuel	Ancrage réparti	Barres foncées	Lourds	Légère coulissants	Plaques métal	Béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Critère	Classe														
Résistance	R4	☒	✓	☒	☑	☑	✓	✓	☑	☑	☑	☑	☑	☑	☑
Altérabilité +Gonflement	Non	☑	☑	☑	☑	☑	☑	☑	☑	☑	☑	☑	☑	☑	☑
Couverture	R4 CN1	✓	☑	☑	☑	×	☑	☑	☑	☑	☑	☒	☑	☑	☑
Dimensionnement	2.5<D< 10	☑	☑	☑	☑	☑	☑	☑	☑	☑	☑	☑ 1	☑	☑	☑
Environnement		×	☑ Ci/ P m	☑ Bp	☑ Bp	☑ Bp	☑ Act	☒	☑ Enf	☑ Bcl	☑	☑ Inj	☑	☑	☑
Synthèse		×	☑ Ci/ P m	☒	☑ Bp	×	☑ Act	☒	☑ Enf	☑ Bcl	☑	☒	☑	☑	☑

Nota : / : où ; 1 : pousse tube en principe à exclure pour D > 4 m.

Conclusion :

Tableau 30 soutènements recommandés par l'AFTES

Terrain	Terrain 1 et Terrain 2	Terrain 3
Soutènement recommandé par l'AFTES	1- Cintres : lourds cintres actifs (à vérins) et (éventuellement) calages expansibles) ou légères avec blindage ou béton projeté 2- Voussoir : plaques métal assemblées avec enfilage ou en béton avec bouclier.	1- Boulons à ancrage réparti + béton projeté 2- Cintres : lourds ou légères + béton projeté 3- Voussoirs : plaques métal ou rn béton

Remarque :

L'AFTES ne propose pas de valeur de dimensionnement de soutènement directement, en revanche il propose des recommandations et décrit les types de soutènements les plus appropriés. Par contre BIENIAWSKI propose et donne le dimensionnement du soutènement provisoire approprié.

V.3 Creusement :

Le choix du mode et méthode de creusement à employer repose sur quatre (04) principaux aspects, qui peuvent être résumés comme suit :

- Conditions géomécaniques du terrain à traverser.
- Conditions géologiques et hydrogéologiques.
- L'expérience et moyen à déployer.
- Dimensions et géométrie du tunnel.

V.3.1 Choix de la méthode de creusement :

Nous appuyons sur la recommandation de Z. BIENIAWSKI et sur les résultats de classification selon la note RMR et prenons en considération le potentielle de gonflement et de dissolution de (gypse/anhydrite). Nous avons conclu le choix suivant :

- Pour les terrains de classe RMR D (Terrain 1) : Creusement en demi-section Pas d'avancement : 1,5 m en demi-section supérieure Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement à une distance inférieure à 10 m du front.

- Pour les terrains de classe RMR E+ avec présence de (gypse/anhydrite) (Terrain 2) : Creusement en section divisée, pas d'avancement 1m pour la galerie de tête Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement Mise en place de béton projeté dès que possible

- Pour les terrains de classe RMR E+ avec absence de (gypse/anhydrite) (Terrain 3) : Creusement en section divisée Pas d'avancement 1m pour la galerie de tête Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement Mise en place de béton projeté dès que possible

Remarque : Notre choix est peut-être serra changer aux chapitres suivants en fonction de la convergence obtenue.

V.4 Soutènement :

Le choix de soutènement dépend de :

- Caractéristiques géologiques, hydrogéologiques, géotechniques et géomécaniques de terrain creuser.
- De la profondeur de tunnel.
- De dimension de tunnel.
- De la méthode de creusement.

V.4.1 Choix de la méthode de soutènement :

En analysant les recommandations des deux méthodes précédentes (Z. BIENIAWESKI et AFTES), nous optons pour les soutènements suivants :

- Pour le terrain de RMR classe D (rocher médiocre) dont le soutènement : les cintres lourds HEB 160 avec un espacement 1 m + Béton projeté 250 +50 mm en voûte et en piédroit + 2 nappes de treillis soudés + boulons.

- Pour le terrain de RMR classe E - (rocher très médiocre) dont le soutènement : les cintres lourds HEB 160 avec un espacement 0.7 m + Béton projeté 250 +50 mm en voute et en piédroit +2 nappes de treillis soudés + boulons.

- Pour le terrain de RMR classe E+ (rocher très médiocre) dont le soutènement : les cintres lourds HEB 160 avec un espacement 0.9 m + Béton projeté 250 +50 mm en voute et en piédroit +2 nappes de treillis soudés + boulons.

V.5 Problèmes attendus :

V.5.1 Problème lié au phénomène de karst :

Dans le long du tracé et dans les carottes du sondage la compagne géotechnique a été observé des phénomènes de dissolution et recristallisation, surtout dans les calcaires blanchâtres et dans les calcirudites ainsi que nombreuses cavités d'origine karstique, mais de dimensions modestes (cm-dm).

À cause de la présence jusqu'à la surface des phénomènes karstiques les risques potentiels suivants sont attendus :

- Possibles manifestations hydriques, aussi soudaines.
- Possibles effondrements de la voute.
- Possible présence de matériau de mauvaise qualité (fortement altéré) dans la zone d'excavation.
- Possibles ouvertures de cavités soudaines au-dessus du plan d'excavation.

V.5.2 Problème lié au Gypse/Anhydrite :

À cause de la présence possible de faciès gypseux le long de tracé de tunnel, les problèmes suivants sont attendus :

- Risque de gonflement : l'évolution de l'Anhydrite ($CaSO_4$) vers le gypse ($CaSO_4.2H_2O$) est accompagnée par un important gonflement de la matière, ce que développe une grande pression (jusqu'à 2 MPa) sur les soutènements particulièrement sous le radier.

- Risque de dissolution et dégradabilité de Gypes et de l'agressivité pour le béton armé.
- Risque lié aux réutilisations de gypse dans les travaux de terrassement. Aussi le gypse est nocif pour la nature donc la recherche d'une solution pour évacuer ces matériaux sans les stocker dans des dépôts définitifs est nécessaire.

V.6 Conclusion :

À partir des deux méthodes de classification empirique des massifs rocheux, nous avons pu déterminer la méthode de creusement et le soutènement adéquat qui vont être vérifiés dans les prochains chapitres.



Chapitre VI : Calcule des charges

VI. Calcul des charges :

VI.1 Introduction :

Afin de pouvoir vérifier la stabilité structurelle du soutènement choisi dans le chapitre précédent, il faut d'abord évaluer les charges agissantes sur le soutènement du tunnel.

Cette étape fut délicate dans le dimensionnement des ouvrages souterrains.

Cependant, il existe des méthodes empiriques qui permettent de déterminer ces charges permettant d'éviter le surdimensionnent ou sous-dimensionnement du soutènement.

À cet égard, il existe plusieurs méthodes, qui diffèrent suivant le domaine d'application.

Ce chapitre porte l'objet de l'évaluation des charges à travers les méthodes empiriques, selon les données du projet suivantes :

- **La géométrie du tunnel :**

Tableau 31 Géométrie du tunnel

La largeur (m)	**La hauteur (m)**
13	12

- **Les caractéristiques de terrain :**

Tableau 32 Les caractéristiques de terrain

	γ (KN/m^3)	**C (KPa)**	**φ (°)**
Terrain 1	22	32	42
Terrain 2	22	38	26
Terrain 3	26	81	33

VI.2 Poussées verticales :

L'évaluation des pressions verticales se fera dans ce qui suit suivant les deux théories suivantes :

- Théorie des poids des terres.
- Théorie de TERZAGHI.

VI.2.1 Théorie des poids des terres :

Cette théorie définie la pression verticale comme étant le champ de contrainte géostatique existant dans le terrain encaissant avant le creusement, en d'autres termes, c'est la charge totale des couches se trouvant au-dessus de l'ouvrage, s'exprimant ainsi :

$$P_V = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i \ \text{(KPa)}$$

Avec :

Pv : la poussée verticale.
γ_i : Poids volumique de chaque couche de sol se situant au-dessus de l'ouvrage (KN/m^3)
h_i : Hauteur de chaque couche (m).

VI.2.1.1 Évaluation pour le projet :

Terrain1 ➢ $P_{V0} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i$ = 15*22= 330 KPa

Terrain 2 ➢ $P_{V0} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i$ = 40*22 +11*26 =1126 KPa

Terrain 3 ➢ $P_{V0} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i$ = 21*15=315 KPa

Tableau 33 la pression verticale selon poids des terres

Terrain1	**P_{V0} = 330 KPa**
Terrain 2	**P_{V0} = 1166 KPa**
Terrain 3	**P_{V0} = 315 KPa**

VI.2.2 Théorie de Terzaghi :

La méthode de TERZAGHI suppose que le soutènement ou le revêtement définitif devraient supporter le poids d'un volume de terrain sous forme de cloche.

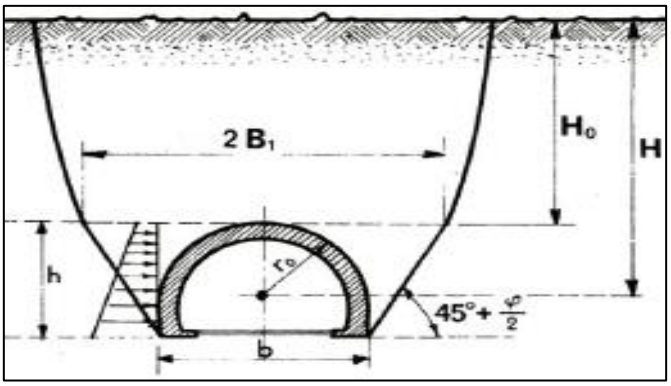


Figure 24 Terrain supporté selon TERZAGHI

Tel que :

H = hauteur de couverture

b = Largeur de la galerie

Ht = Hauteur de la galerie

B = base de la parabole de TERZAGHI ;

HP = Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale

φ = angle de frottement du terrain

VI.2.2.1 Principes de la méthode :

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

$$P_v = \frac{\gamma . B_1}{K . \tan\varphi}[1 - e^{-K\frac{H_0}{B_1}\tan\varphi}]$$

$$B_1 = \frac{b}{2} + h.\tan(45 - \frac{\varphi}{2})$$ Tel que :

K : Coefficient correcteur.

B1 : largueur du prisme proposé par TERZAGHI

VI.2.2.2 Évaluation pour le projet :

Tableau 34 La pression verticale selon TERZAGHI

Terrain	**Terrain1**	**Terrain2**	**Terrain3**
H0 (m)	**15**	**51**	**15**
b (m)	**13**	**13**	**13**
B1 (m)	**11,83**	**13,01**	**13,99**
K	**1**	**1**	**1**
Pv (kpa)	**172,71**	**151,55**	**272,03**

Note : le terrain 2 correspond la plus grande couverture

La pression verticale descendante en voûte du tunnel maximal correspond au terrain 3

Pv=272,03 KPa

VI.3 Pression horizontale :

Approximativement, la grandeur de poussée latérale peut être déterminée d'après la théorie de la poussée des terres, comme étant le produit respectif de la pression géostatique de la pression à la calotte et du coefficient du poussée des terres

VI.3.1 Selon poids de terre

La contrainte horizontale est donnée par : $P_h = K_0 . P_{v0}$,

K_0 : coefficient de poussée de terrain au repos. Tel que : $K_0 = 1 - \sin\varphi$

Tableau 35 Les valeurs du coefficient de terre au repos

TERRAIN	**1**	**2**	**3**
KO	**0,33**	**0,45**	**0,56**

Terrain 1 $P_h = K_0 . P_{v0} = 221,64*0,33 = 57,19$ **Kpa**

Terrain 2 $P_h = K_0 . P_{v0} = 210,23*0,45 = 166,43$ **Kpa**

Terrain 3 $P_h = K_0 . P_{v0} = 236,51*0,56 = 152,81$ **Kpa**

VI.3.2 Selon Terzaghi :

La formule est utilisée pour obtenir la charge horizontale à n'importe quelle position sous la calotte (Z)

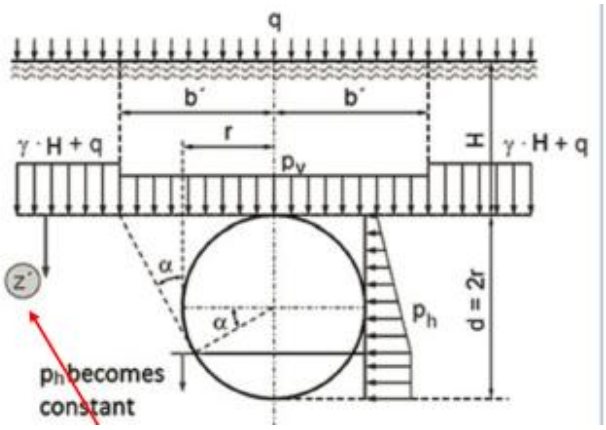


Figure 25 Modélisation des charges horizontale selon TERZAGHI

$$P_h = (P_{v(z=h)} + \gamma . Z').K_a - 2.C.\tan(45 - \varphi/2) .$$

K_a : Coefficient de poussée du terrain $K_a = \tan^2(45 - \varphi/2)$.

Z : l'axe vertical dans le 0 est au (plafond) et dans la même direction que la gravitée

C : la cohésion

H : la surcharge

Application sur notre projet :

Tableau 36 La pression horizontale selon TERZAGHI

Terrain	**Terrain1**	**Terrain2**	**Terrain3**
Ph (kpa)	**98,63**	**334,04**	**197,05**

VI.4 Pression agissant au niveau du radier :

VI.4.1 La pression au niveau du radier d'après TSIMBARIEVITCH

La pression au radier d'une section de tunnel devrait correspondre à l'effort de réaction contre la pression à la calotte, dont elle devrait être l'image réfléchie, Tout fois cette situation

n'existe même pas dans les profils fermés, la pression de raider étant généralement inférieure à la pression de la calotte.

Le soulèvement du raider peut également se produire dans les sables et dans les terrains gonflants.

TSIMBARIEVITCH s'est consacré à l'étude théorique de la pression du rocher au radier, se basant sur les conditions d'équilibre du radier dans une tranchée étayée (soutenue), il part de l'idée que sous l'effet de la poussée verticale exercée par les masses de terrain latérales, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l'intérieur de l'excavation, ce déplacement étant équilibré par l'effet de la butée des terres situées sous l'évidement.

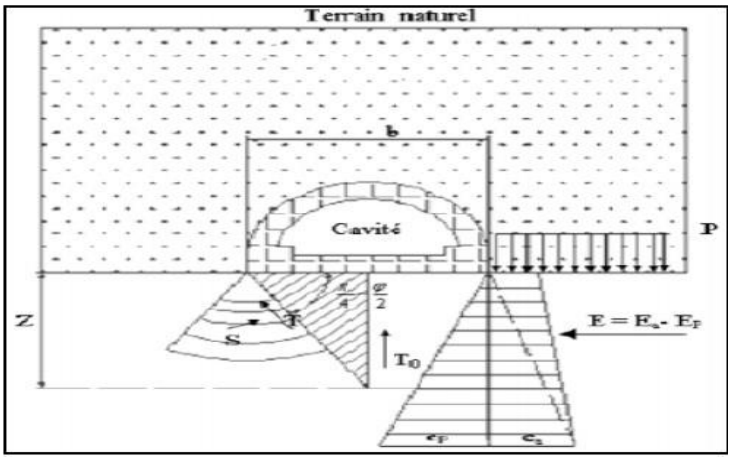


Figure 26 Modélisation des charges de soulèvement selon TSIMBARIEVITCH

A une profondeur z sous le radier, la valeur de la poussée des terres sera :

$$E_a = (P + \gamma Z).\tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2.C.\tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

Avec P=Pv0+ q

A la même profondeur z la valeur de la butée des terres sera :

$$E_p = \gamma Z.\tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2.C.\tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

Pour Ea=Ep la profondeur z vaut :

$$Z = \frac{2.C(\sqrt{K_a} + \sqrt{K_p}) - P.K_a}{\gamma(K_a - K_p)}$$

Tel que :

$K_a = \tan^2(45 - \varphi/2)$: coefficient de poussée du terrain.

$K_p = \tan^2(45+\varphi/2)$: coefficient de butée du terrain.

La résultante des efforts E= Ea - Ep agissant à la direction de l'excavation est :

$$E = \frac{\gamma.Z}{2}(Z+2.h).K_a - \frac{1}{2}\gamma.Z^2K_p$$

Cette résultante peut être décomposée en deux composantes T et S

$$T = E.\cos(45-\varphi/2).$$

$$S = E.\sin(45-\varphi/2).$$

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

$$T_0 = \frac{2E}{\cos(\varphi)}\sin^2(45-\varphi/2)$$

La résultante exerce son action suivant l'axe central verticalement.

Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une charge q soir par une forme contre voûte du radier, la charge doit être répartie sur la longueur Y, calculée par la formule suivante :

$$Y = \frac{Z}{\tan(45-\varphi/2)}$$

VI.4.2 Vérification du non-soulèvement :

La vérification de soulèvement est vérifiée par la formule ci-dessous :

$$\sigma = \frac{T_0}{Y} \le [\frac{4C}{(1-\sin\varphi)}](2+\sin\varphi)\cos\varphi$$

$$\sigma = \frac{T_0}{Z}.\tan(45-\varphi/2) \le [\frac{4C}{(1-\sin\varphi)}](2+\sin\varphi)\cos\varphi$$

VI.4.2.1 Application au projet :

Tableau 37 charge verticale de radier

Terrain	Pv0 (KPa)	P	Ka	Kp	Z (m)	E (KPa)	T0 (KPa)	Y (m)	P'v (KPa)	Pvlim
Terrain1	172,71	594	0,19	5,52	0,02	1,23	0,55	0,05	10,21	766 ,89
Terrain2	151,55	1467	0,29	3,38	2,76	504,47	273,60	5,09	53,73	1517,79
Terrain3	272,03	627	0,38	2,55	3,02	344,85	215,27	4,84	44,39	592,93

VI.5 Conclusion :

Le choix de la méthode utilisée dépend de plusieurs paramètres tels que la géologie, la géométrie du tunnel, les caractéristiques mécaniques des sols (C et φ)…

Nous avons utilisé principalement la méthode de TERZAGHI pour estimer les pressions verticales et horizontales, et la méthode de TSIMBARIEVITCH pour calculer les pressions agit sur le radier

Tableau 38 Tableau récapitulatif des charges actives

TERRAIN	**Charge verticale (kpa)**	**Charge horizontale (kpa)**	**Pression du radier (KPa)**
TERRAIN 1	172,71	98,63	10,21
TERRAIN 2	151,55	334,04	53,73
TERRAIN 3	272,03	197,05	44,39



Chapitre VII : soutènement provisoire

VII. Soutènement provisoire :

VII.1 Introduction :

Le creusement d'un tunnel perturbe le système de contraintes naturelles autour la cavité, pour cela il nécessite généralement, la mise en place d'un soutènement d'importance variable selon le comportement du terrain, méthode d'excavation, et la géométrie de l'ouvrage.

Dans ce chapitre nous allons vérifier la stabilité est la portance des défirent soutènements qu'on a choisi dans le chapitre IV, à l'aide d'une modélisation par le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.

VII.2 Matériaux utilisés :

- **Béton projeter :**

Classe : C25
fc28 = 30 MPa
Poids volumique : γ = 25 $KN/m3$;
La résistance en compression à l'état Limite Ultime f_{bu} = (0,85*fc28 /1,5) = 17 MPa
Résistance à la compression : $f_{c(j=1)}$ = 10 MPa ;
Module d'élasticité au jeune âge de béton $E_b = 11000\sqrt[3]{f_{c(j=1)}} = 11000\times\sqrt[3]{10}$ =23700MPa

- **Cintre métallique :**

Tableau 39 Propriétés des cintres utilisé

Type	**Section(cm^2)**	**Ix (cm^4)**	f_e **(MPa)**	**Module de Young E(GPa)**	**Coefficient de poisson**
HEB 160	54,30	2492	235	210	0,3

VII.3 Vérification de la portance des cintres :

La portance du cintre est calculée par la formule suivant :

$p_{cintre} = \frac{f_e.A}{R.a}$ Tel que :

f_e : la limite d'élasticité
A : la section du profilé
R : rayon équivalant du tunnel
a : espacement entre cintre

Pour le terrain 1 :

HEB 160 du soutènement 1 :
$Pcintre$ = 202,61Kpa > Pv(terrain1) =170,22 KPa
La condition est vérifiée donc le cintre peut supporter la charge verticale.

Pour le terrain 2 :

HEB 160 du soutènement 2 :
$Pcintre$ = 225 Kpa> Pv(terrain2) =0 KPa
La condition est vérifiée donc le cintre peut supporter la charge verticale.

Pour le terrain 3 :

HEB 160 du soutènement 3 :
$Pcintre$ =239.35 Kpa > Pv(terrain3) 61,54 KPa
La condition est vérifiée donc le cintre peut supporter la charge verticale.

VII.4 Modélisation du soutènement et calcul des efforts :

VII.4.1 Présentation de logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS :

Le software Robot structurel Analysais est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures, il permet de modéliser, calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

VII.4.2 Méthode de calcul avec ROBOT STRUCTURAL :

Selon la théorie de Carlos Carranza-Torres (2004), pour la modélisation d'une section composée (cintres et bétons projetés) il suppose que la section de base est généralement composée de cintre et de béton projeté sur un linéaire de 1 mètre ; ce qui est équivalent à dire que l'espacement entre les éléments est de s = 1/n. Chaque élément est caractérisé par un module de Young et une inertie tel que le béton projeté est caractérisé par Eb et Ib et le cintre par Ec et Ic. [10]

Le béton projeté et les cintres sont considérés attachés de telle sorte qu'ils se déforment uniformément dans la direction axiale sous l'effet de l'effort normal N, et ils tournent uniformément sous l'effet du moment M.

Pour modéliser une section composée dans un logiciel de calcul, cette théorie considère une section équivalente rectangulaire de 1 mètre de largeur et heq de hauteur. Cette dernière considère aussi que la section équivalente possède un module de Young Eeq et tous ces paramètres équivalents sont calculés comme suit

$$h_{eq} = 2\frac{\sqrt{3C_A}C_I}{C_A}$$

$$E_{eq} = \frac{\sqrt{3}}{6}\frac{C_A^2}{\sqrt{C_A C_I}}$$

$$C_A = n(A_b E_b + A_c E_c)$$

$$C_I = n(I_b E_b + I_c E_c)$$

La figure ci-contre représente le principe de la méthode de calcul :

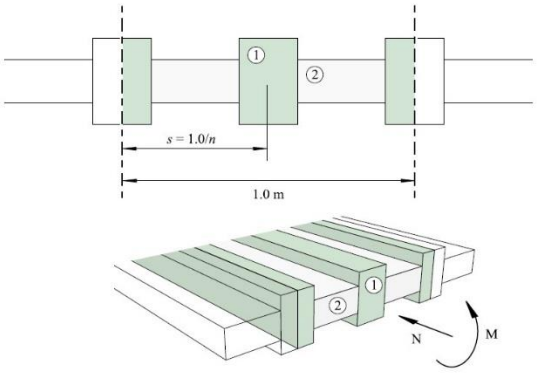


Figure 27 Représente comment il prit la section équivalente

Apres avoir calculer tous les paramètres, nous avons résumer toutes les valeurs dans ce tableau ci-après :

Remarque :

Le détail de calcul se trouve dans les tableaux de l'ANNEX C

Tableau 40 caractéristiques mécaniques de la section équivalant du soutènement

Soutènement	**heq(cm)**	**Eeq(Mpa)**	**EAeq(Mn)**	**EIeq(MN /m^2)**
Soutènement 1	24	28528,63	7132,16	37,15
Soutènement 2	21	28504.25	5700.85	19
Soutènement 3	25	30565.6	5349	28

VII.4.3 Calcul des raideurs du terrain :

Afin de prendre en compte l'interaction sol-soutènement dans la modélisation du soutènement provisoire, il faut attribuer aux nœuds de la structure à modéliser des appuis élastiques nodaux, dont les raideurs sont radiales et qui se distinguent en fonction de la nature du terrain exprimées comme suit : $K = \frac{E}{(1+\upsilon)} * \frac{e}{R}$

Tel que :

E : Module de Young instantané du terrain

υ : coefficient de poisson ($\upsilon = 0{,}1 + \frac{0{,}3(\phi' - 25)}{20}$)

e : Discrétisation de l'arc (e = 0,53 m) ;

R : Rayon équivalent de l'excavation (R = 6,30 m).

Tableau 41 Rigidité linéique du terrain encaissant

Soutènement	Terrain	E(Mpa)	υ	K(MN/m)
Soutènement 1	Terrain1	8,30	0,355	11.07
Soutènement 2	Terrain2	5,87	0,115	11.31

Soutènement 3	Terrain3	7,65	0,115	18.33

VII.4.4 Modélisation et résultats des efforts :

Le soutènement provisoire est modélisé en éléments de types poutres à deux nœuds ayant trois degrés de liberté par nœud et 0,7 m de longueur, doublement appuyé au niveau inférieur des piédroits, chargés verticalement et horizontalement par un chargement spécifique à chaque zone, prédéterminée dans le chapitre précédent (calcul des charges)

La modélisation est faite pour mode de creusement (demi-section), la figure ci-dessous montre le model élément fini.

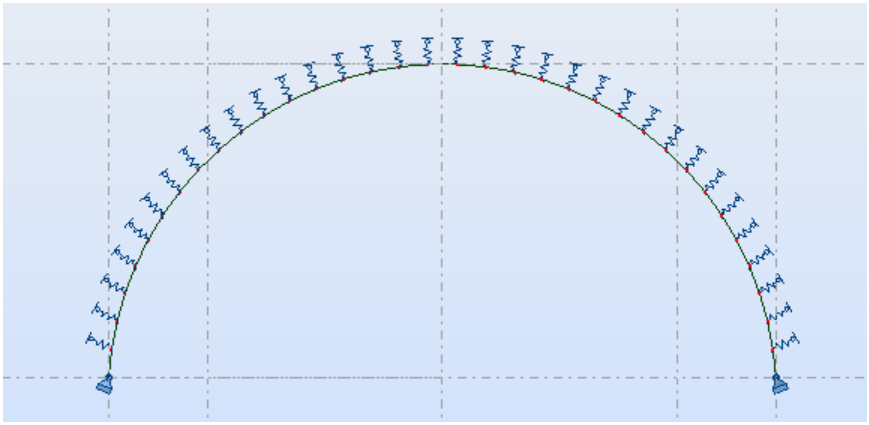


Figure 28 Model du mode demi section

Tableau 42 Résultats de sollicitations

Terrain	**Terrain 1**	**Terrain 2**	**Terrain 3**
Effort normal (KN)	2415,64	2315.77	2636,32
Effort tranchant (KN)	125	133.8	234,5
Moment fléchissant (KN.m)	107	26.2	102,8

VII.5 Vérification du soutènement provisoire :

La vérification du sottement provisoire consiste à vitrifier chacun de ses éléments (béton projeté et cintre métallique) seul, cette dernière se fait à l'état limite de service (ELS), avec fissuration très préjudiciable par ce que le milieu est potentiellement agressif.

VII.5.1 Répartition des efforts :

Afin de vérifier le béton projeté et les cintres métalliques, la détermination d'une répartition des efforts entre les deux éléments du soutènement est nécessaire.

Pour cela il faudra déterminer la rigidité de chaque élément après mise en œuvre ;

Rigidité des cintres métalliques

- À la compression :

$EcA'c = \frac{EcAc}{a}$, avec :

$EcAc$: La rigidité à la compression du cintre avant mise en place ;
$EcA'c$: La rigidité à la compression du cintre mis en place ;
a : Entraxe entre deux cintres successifs ;
Ac : Section du profilé en acier.

- À la flexion :

$EcIc' = \frac{EcIc}{a}$, avec :

$EcIc$: La rigidité à la flexion du cintre avant mise en place ;
$EcIc'$: La rigidité à la flexion du cintre mis en place ;
a : Entraxe entre deux cintres successifs ;
Ic : Moment d'inertie du profilé en acier.

Rigidité du béton projeté

- À la compression : $EbA'b = \frac{EbAb}{a} = Eb\ e = \theta n\ EcA'c$, avec :

$EbAb$: La rigidité à la compression du béton projeté avant mise en place ;
$EcA'c$: La rigidité à la compression du cintre métallique mis en place ;
a : Entraxe entre deux cintres successifs ;
e : Épaisseur du béton projeté ;
θn : Coefficient d'équivalence de l'effort normal.

- À la flexion : $E_b I_b^{'} = \frac{E_b I_b}{a} = \frac{E_b e^3}{12} = \theta_m E_c I_c I_c^{'}$ avec

$EbIb$: La rigidité à la compression du béton projeté avant mise en place ;
$EcIc'$: La rigidité à la compression du cintre métallique mis en place ;
a : Entraxe entre deux cintres successifs ;
e : Epaisseur du béton projeté ;
θm : Coefficient d'équivalence du moment fléchissant

Rigidité du soutènement :

- À la compression : $EsA's = EbA'b + EcA'c = (1 + \theta n)\ EcA'c$;
- À la flexion : $EsIs' = EbIb' + EcIc' = (1 + \theta m)\ EcIc'$, avec :

$EsA's$: La rigidité à la compression du soutènement ;

$EsIs'$: La rigidité à la flexion du soutènement.

Enfin la répartition des efforts entre le cintre et le béton projeté est donnée par :

- Pour les cintres métalliques :

$$M_c = \frac{1}{1+\theta_m} M_{\max}; N_c = \frac{1}{1+\theta_n} N_{\max}; T_c = \frac{1}{1+\theta_n} T_{\max}$$

- Pour le béton projeté :

$$M_b = \frac{1}{1+\theta_n} M_{\max}; N_b = \frac{1}{1+\theta_m} N_{\max}; T_b = \frac{1}{1+\theta_m} T_{\max}$$

Tableau 43 Caractéristiques des soutènements

	Soutènement 1		**Soutènement 2**		**Soutènement 3**	
	Béton projeté	**Cintre métallique**	**Béton projeté**	**Cintre métallique**	**Béton projeté**	**Cintre métallique**
Rigidité à la compassion (KN/m)	5924,70	155.77	4739,76	154.64	5348	166
Rigidité à la flexion	30,86	5,23	15.80	5.23	27.85	5,23
θn	10,33		18.39		10,11	
θm	5,90		3.02		2,75	
Rigidité à la compassion (KN/m)	85,71	759,50	5700	171.82	237	390,62
Rigidité à la flexion	20,57	3,4	10.53	3.49	40	7,47
Moment fléchissant (KN.m)	92,32	15,66	19.68	6.52	24.96	3
Effort Normal (KN)	1433,49	148,02	1739	66,09	502	45,20
Effort tranchant (Kn)	132,64	13,70	101	6.90	25	3

VII.5.2 Vérification du béton projeté :

VII.5.2.1 Vérifications des contraintes normales

La formule de vérification des contraintes normales est la suivante : (BAEL 1999)

$$\sigma_b = \lambda_b \left(\frac{N_b}{A'_b} + \frac{M_b}{W'_b}\right) < \bar{\sigma_{bc}}$$ Avec :

e : Épaisseur du béton projeté ;
a : Distance entre deux axes de cintres ;

$\bar{\sigma_{bc}} = 0.6fc28$: Contrainte limite admissible à l'ELS ;

$Ab = ae$: Section du béton projeté

$A_b^{'} = \frac{A_b}{a} = e$

$W_b = \frac{I}{y} = \frac{ae^3}{12y}$ Module de résistance du béton projeté Tel que :

$W'b = \frac{W_b}{a}$

Tel que :

: Distance entre le centre de gravité et la fibre extrême d'une section de béton projeté.

$y = \frac{e}{2}$

Après avoir calculé nous avons obtenu les résultats suivants :

Tableau 44 Vérification des contraintes

	Terrain 1	**Terrain 2**	**Terrain 3**
σ_b **(KPa)**	16397	4734.75	2664,06
σ_{bc}^{-} **(KPa)**	18000	18000	18000
Critère de vérification	Vérifie	Vérifie	Vérifie

N.B : Les détails de cette vérification sont détaillés dans le tableau 2 de l'ANNEX C

VII.5.2.2 Vérification des contraintes tangentielles :

La formule de vérification des contraintes normal est la suivant :(BAEL 1999) [11]

$M_{ply,Rd} = \frac{W_{Plyfy}}{\gamma_{M_0}}; n = \frac{N_{Ed}}{Npl,Rd}; N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\lambda M_0}$ $\tau = \frac{\tau_b^{\max}}{a.b} < \tau_{\lim}$ Avec d=0,9 e

Dans le cas où la fissuration est très préjudiciable :

$\tau_{\lim} = [(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}); 4Mpa]$

Après calcul nous obtenons les résultats suivants :

Tableau 45 vérification des contraintes tangentiels :

	Terrain 1	**Terrain 2**	**Terrain 3**
	Demi section	**Demi section**	**Demi section**
τ **(KN)**	766,06	177,28	112,36
$\tau_{\lim}$ **(KN)**	1000	1000	1000
Critère de vérification	Vérifie	Vérifié	Vérifié

VII.5.3 Vérification des cintres métalliques :

VII.5.3.1 Vérification de la résistance en section :

La vérification du cintre métallique se fait à L'ELS selon l'Eurocode 3, en vérifiant la résistance en section, ainsi que la résistance au cisaillement. [12]

Critère de vérification :

$M_{y,Ed} \leq M_{Ny,Rd}$

$M_{y,Ed}$ Moment sollicitant de calcul (KN.m)

$M_{Ny,Rd}$ Moment résistant réduit par la présence de l'effort normal (KN.m)

Avec :

$$M_{Ny,Rd} = \begin{cases} M_{ply,Rd} si / n \leq 0,2 \\ 1,56 M_{ply,Rd}(1-n)(n+0,6) si / n > 0,2 \end{cases}$$

Tel que :

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{Plyfy}}{\gamma M_0}; n = \frac{N_{Ed}}{Npl,Rd}; N_{pl,Rd} = \frac{Afy}{\lambda M_0}$$

f_y : Limite d'élasticité du matériaux (f_y =355*10^3kpa) ;

N_{Ed} : Effort de compression sollicitant de calcul (KN)

A : Section du profilé (m^2)

γ_{M_0} : Coefficient de sécurité lié au matériaux (γ_{M_0} =1)

Application au projet

Les résultats sont représentés sur le tableau ci-dessous, les détails de vérification sont joint au ANNEX%%% (::annaxe)

Tableau 46 Vérification de la résistance en section

	Terrain 1	**Terrain 2**	**Terrain 3**
	Demi section	**Demi section**	**Demi section**
N_{Ed} **(KN)**	143,02	148	45,20
Npl,Rd **(KN)**	1269	1269	1269
$M_{y,Ed}$ **(Kn.m)**	15	6.52	1.15
$M_{Ny,Rd}$ **(Kn.m)**	83.19	83.19	83.19
Le critère de vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VII.5.3.2 Vérification de la résistance au cisaillement :

Critère de vérification : $\tau \leq \tau_{\lim}$

$$\tau = \frac{T_c S}{I_y t_w} \qquad \tau_{\lim} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

Avec :

Tc : Effort tranchant maximal au niveau du cintre (KN) ;
S : Moment statique de la demi-section (m3) ;
tw : Epaisseur de l'âme du profilé (m) ;
Iy : Moment d'inertie (m4). [11]

Application au projet :

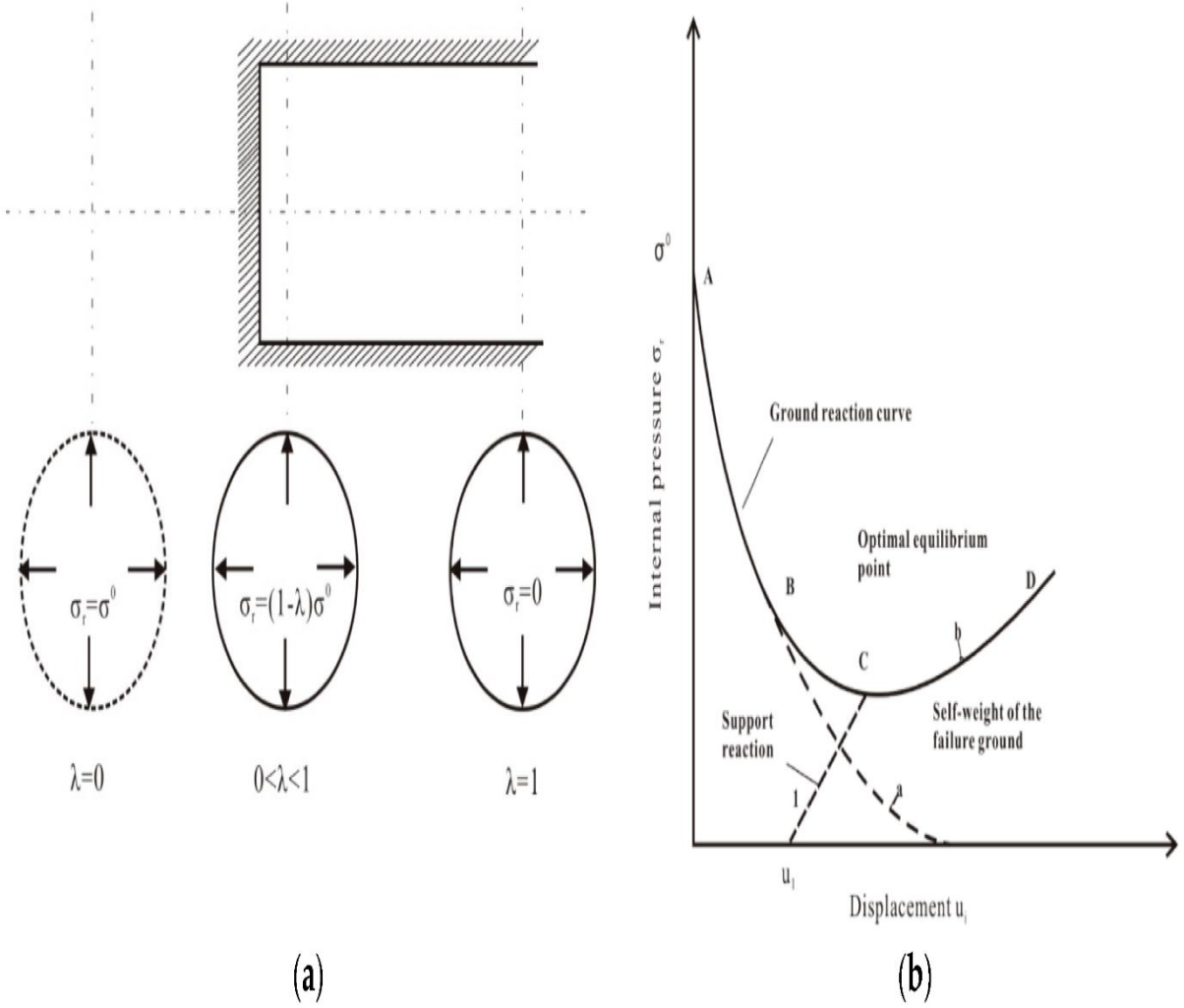
Les résultats de l'application au projet sont représentés par le tableau ci-dessous, les détails de la vérification sont joints au tableau ANNEX C

Tableau 47 Vérification de la résistance au cisaillement

	Terrain 1	**Terrain 2**	**Terrain 3**
	Demi section	**Demi section**	**Demi section**
Tc(KN)	2.65	7	3.14
τ **(MPa)**	2,78	10.5	2.78
$\tau_{\lim}$ **(Mpa)**	135.7	135.7	135.7
Critère de vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VII.6 Conclusion :

Après ces vérifications nous avons conclu que tous les soutènements sont capables de portée ces charges appliquer par les terrains. Il nous reste de vérifie la convergence par la méthode numérique qui est le chapitre suivant.



Chapitre VII : vérification analytique par la méthode convergence confinement

VIII. Vérification analytique par méthode convergence-confinement :

VIII.1 Introduction :

La méthode convergence-confinement est une méthode d'analyse simplifiée de l'interaction entre le terrain et le soutènement qui se produisent à proximité du front de taille. Cette méthode permet d'échapper à la complexité d'un modèle à trois dimensions. Elle est fondée sur l'analyse bidimensionnelle de l'interaction entre le soutènement et le terrain, de ce fait elle est beaucoup plus simple que d'autre méthodes.

VIII.2 Définitions :

Convergence :

La convergence d'une section du tunnel suivant une direction quelconque « a » est le déplacement relatif de deux points radialement opposés du parement dans cette direction au fur et à mesure de l'avancement du front de taille.

Confinement- déconfinement :

Un terrain qui sera traversé un tunnel est considéré confiné avant le passage du tunnel, ou plus précisément lorsqu'il est situé à une distance suffisante du front d'excavation de manière à ne pas être perturbé par l'effet de creusement de tunnel.

La perte de ce confinement, est dit déconfinement du terrain, il sera donc directement lié au passage du tunnel ou d'une manière plus précise le rapprochement du front d'attaque de la zone du terrain. [10]

VIII.3 Principes de la méthode :

On peut les résumer comme suit :

VIII.3.1 La participation du terrain à son propre soutènement :

Le principe fondamental de la méthode convergence-confinement réside dans la considération de l'auto portance de terrain. Cette considération se base sur l'hypothèse qui stipule que le processus de déconfinement ne se produit pas de manière instantanée, mais plutôt de manière progressive après le creusement. [10]

Une notion est alors mise en évidence qui s'appelle « le coefficient de déconfinement (**λ**) ».

Le coefficient de déconfinement (**λ**) est fonction de :

- Caractéristique mécanique de terrain (module de Young « **E** », coefficient de poisson « ***ν*** »).
- Caractéristique géométrique de la section de tunnel : plus on augmente le rayon « **r** » plus le déconfinement augmente.
- La distance entre la section de mesure et le front de taille « **x** » : plus on s'éloigne du front, et plus le déconfinement augment.
- De temps « **t** » : le déconfinement augmente avec le temps y compris pour une distance au front qui est fixe

VIII.3.2 Effet de confinement de soutènement :

Le deuxième principe de la méthode convergence-confinement réside dans la considération que la mise en place du soutènement permet d'apporter un confinement à l'excavation qui est en cours de déconfinement. C'est-à-dire la résistance apportée par un soutènement permet de bloquer le déconfinement.

Le confinement du soutènement dépend de :

- Caractéristiques mécaniques (module et limite d'élasticité, comportement au-delà de la limite élastique, résistance ultime)
- Caractéristiques géométriques des structures constituant le soutènement (aire, l'inertie) [10].

VIII.3.3 Schématisation de la méthode :

Le troisième principe est : définir l'intersection des deux courbes caractéristiques, qui correspond au moment où la pression de résistance du soutènement a bloqué le déconfinement du terrain (blocage de la convergence). C'est le point d'équilibre « **e** ».

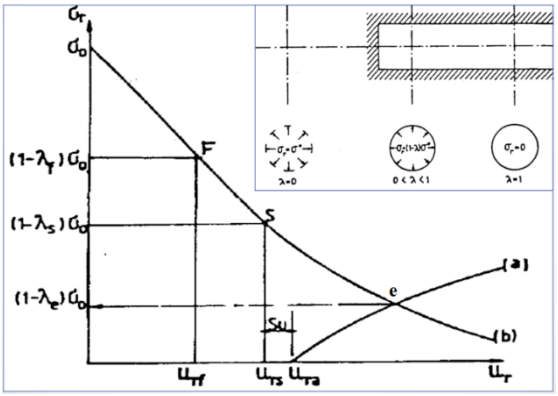


Figure 29 Schématisation de la méthode conv-conf

- **F** : passage du front d'excavation.
- **λf** : déconfinement au passage du front.
- **Urf** : convergence au passage du front.
- **S** : Pose du soutènement.
- **λs** : déconfinement à la pose du soutènement.
- **Urs** : convergence à la pose du soutènement.
- **Su** : convergence qui se développe entre l'installation du soutènement et le début de son chargement.
- **Ura** : convergence au moment où le soutènement commence à se charger.
- **e** : point d'équilibre (arrêt du déconfinement). **λe** : déconfinement au point d'équilibre. [10]

VIII.4 Application de la méthode convergence-confinement :

Pour cela nous avons besoin de définir les paramètres suivants :

σ_0 : contrainte initiale homogène isotrope.

σ_r : pression radiale fictive de soutènement.

λ : taux de déconfinement tel que : $1-\lambda = \frac{\sigma_r}{\sigma_0}$.

r_d : le rayon de détente (limite de la zone plastifiée).

U_r : amplitude de la convergence à la paroi.

E : module de déformation du terrain dans la phase de comportement élastique.

ν : coefficient de poisson de terrain dans cette même phase.

C et φ : la cohésion et l'angle de frottement interne (caractéristique de résistance maximale).

σc **:** résistance en compression simple de terrain.

Pour un milieu grenu $\sigma c = \frac{2.c.\cos\varphi}{1-\sin\varphi}$.

Kp **:** coefficient de butée $Kp = \tan^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}) = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi'}$.

γ : la masse volumique de terrain.

λ_{le} : taux de déconfinement équivalant à la pression de limite d'élasticité.

I : moment d'inertie du cintre.

VIII.4.1 Tracer de la courbe caractéristique du terrain :

Pour tracer la courbe caractéristique de terrain on aura besoin de connaitre si le milieu est élastique ou élasto-plastique :

1- Le comportement est considéré élastique lorsque cette condition est vérifiée : **σ0< σc/2**

Dans ce cas : la totalité de la déformation est de type élastique.

Pour tracer ce graphe on ait besoin de deux points :

Pt1 : $(0, \sigma_0)$;

Pt2 : $(U_{r0}, 0)$, Tel que $U_{r0} = \frac{1+\nu}{E}\sigma_0 r$.

2- Le comportement est considéré élasto-plastique parfait si : **σ0 > σc/2**

Dans ce cas le début de la déformation s'opère de façon élastique tant que la pression fictive de soutènement σ_r reste supérieure à une valeur σ_{rle} tel que :

$\sigma_{rle} = (1-\lambda_{le})\sigma_0$;

$\lambda_{le} = \frac{1}{Kp+1}(Kp-1+\frac{\sigma_c}{\sigma_0})$;

$U_{rle} = \lambda_{le}U_{r0} = \frac{1+\nu}{E}\lambda_{le}\sigma_0 r$;

Pour notre projet nous avons appliqué la méthode convergence confinement pour cinq (5) cas de charges, trois (3) cas sont représentés les trois sondages et le quatrième représente un cas probable dans lequel on suppose que le tunnel passe par un terrain d'un RMR de classe C (un terrain gypseux noté terrain 2 B), et le cinquième est une zone de faille :

Le tableau suivant résume les caractéristiques des terrains qui sera creusé :

Tableau 48 Les caractéristiques des terrains et leur comportement

Terrain	**Terrain 1**	**Terrain 2**	**Terrain 3**
C (KPa)	140	450	125
φ°	20	24	22
E (MPa)	110	160	75
ν	0.35	0.35	0.35
Profondeur de tunnel (m)	15	51	15
r(m)	6.25	6.3	6.3
σ_0 **(KPa)**	315	1104	315
σ_c **(KPa)**	400	1385.5	370.5
Comportement	Elasto-plastique parfait	Elasto-plastique parfait	Elasto-plastique parfait

Tous les milieux sont considérés élasto-plastique parfait.

Etapes de tracer de la courbe convergence de terrain :

- On trace d'abord le premier point pt1$(0, \sigma_0)$
- Puis on Calcul le λ_{le} puis σ_{rle} et le U_{rle} pour implanter le deuxième point pt2(σ_{rle}, U_{rle}).
- Pour chaque $\lambda > \lambda_{le}$, on calcul σr (axe des ordonnées) σr = (1- λ) σ0.
- En fonction de λ, on calcul rd/r. tel que $\frac{r_d}{r} = [\frac{2}{K_p + 1} \times \frac{(K_p + 1)\sigma_0 + \sigma_c}{(1-\lambda)(K_p - 1)\sigma_0 + \sigma_c}]^{1/K_p - 1}$.
- Pour chaque λ, et en utilisant rd/r correspondant, et on calcul Ur ;

$$U_r = \frac{1+\nu}{E} \lambda_{le} \sigma_0 \frac{1}{\alpha + 1} [2(\frac{r_d}{r})^{\alpha+1} + \alpha - 1] r .$$

α : le facteur de dilatance

Pour notre cas α =1 et donc $U_r = U_{rle}(\frac{r_d}{r})^2$.

- On répète pour différents λ>λe et on dessine la courbe caractéristique point par point σr =f (Ur).

Tableau 49 valeurs de limites d'élasticité du terrain

Terrain	**Terrain 1**	**Terrain 2**	**Terrain 3**
λ_{le}	0.76	0.78	0.74
σ_{rle} **(KPa)**	75.8	244.3	81.2

U_{rle} **(mm)**	18.3	45.7	26.5

VIII.4.2 Tracer de la courbe de confinement :

Nous avons trois (3) classes de soutènement, les caractéristiques de ces trois classes sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 50 classes de soutènement

Classe de soutènement	**Béton projeté**	**Cintre**	
	Epaisseur (mm)	**Profil%%%**	**Espacement (m)**
Classe 1	200+50	HEB 160	1
Classe 2	250+50	HEB 160	0.9
Classe 3	250+50	HEB 160	0.7

VIII.4.2.1 La courbe caractéristique de confinement des cintres :

Les caractéristiques géométriques et mécaniques des cintre son résumé dans le tableau suivant :

Tableau 51 caractéristiques des cintres

Cintre	**Caractéristiques géométriques**			**Caractéristiques mécaniques**		
	S(cm^2 **)**	**h (mm)**	**I (** cm^4 **)**	σ_a **(MPa)**	E_a **(GPa)**	ν
HEB 160	54.3	160	2492	235	210	0.3

Rigidités : $K_s = \frac{E_a A}{e.\mathrm{r}}$;

Contrainte limite d'élasticité de soutènement : $\sigma_e = \frac{\sigma_a . A}{e.r}$

Tel que :

Ea : module de Young d'acier — r : rayon

e : espacement entre les cintres. — A : aire de section d'acier.

σ_a : limite d'élasticité d'acier.

Tableau 52 Valeurs de courbe caractéristiques des cintres

Classe de soutènement	**Cintre**	**Espacement(m)**	K_s **(KPa)**	σ_e **(KPa)**
Classe 1	HEB160	1	173760	204,2
Classe 2	HEB160	0.9	191534,4	225.1
Classe 3	HEB160	0.7	246258,5	289,4

VIII.4.2.2 La courbe caractéristique de confinement de béton projeté :

Les caractéristiques géométriques et mécaniques des cintre son résumé dans le tableau suivant :

Tableau 53 Caractéristiques de béton projeté

Béton projeté	e_{bp} **(mm)**	$fc_{j=1}$ **(MPa)**	$\sigma_b^{\max}$ **(MPa)**	E_b **(MPa)**	ν
Classe 1	250	10	5.67	23700	0.3

Classe 2	300	10	5.67	23700	0.3
Classe 3	300	10	5.67	23700	0.3

Tel que :

E_b : module de Young de béton ; $E_b = 1100\sqrt[3]{fc_j}$

$\sigma_b^{\max}$: Résistance ultime du béton projeté avec : $\sigma_b^{\max} = \frac{0.85 * fc_{28}}{\gamma_b}$

e_{bp} : épaisseur de béton projeté

Pour le béton projeté on calcul :

Contrainte limite d'élasticité : $\sigma_b^{el} = \frac{\sigma_b^{\max}.e_{bp}}{r}$

Rigidités : $K_b = \frac{E_b e_{bp}}{(1+\nu^2)R}$

Le tableau suivant résume ces résultats de chaque classe de soutènement :

Tableau 54 Valeurs de courbe caractéristiques de béton projeté

Classe de soutènement	K_s **(KPa)**	σ_b^{el} **(KPa)**
Classe 1	869680	226.67
Classe 2	1035333	270
Classe 3	1035333	270

VIII.4.2.3 Combinaison de soutènement :

Hypothèse : nous supposons que les cintres et le béton projeté sont mise en place simultanément.

Donc :

Rigidité totale $K_s = K_{s,cintre} + K_{s,Bp}$

Contrainte totale limite d'élasticité $\sigma_{ru} = \sigma_b^{el} + \sigma_e$

Tableau 55 Valeurs combinais (béton projeté + cintre)

Classe de soutènement	K_s (KPa)	σ_{ru} (KPa)
Classe 1	1043440	431
Classe 2	1226867	495
Classe 3	1281592	559

De là on trance un segment de droite qui a cette équation :

$U_r = U_{ra} + \frac{r}{K_s}\sigma_r$ Tel que $U_{ra} = U_{rs} + Su$

Jusqu'on attend la limite d'élasticité de soutènement $\sigma_r = \sigma_{ru}$

VIII.4.1 Étude de l'influence de la proximité du front :

L'étude de l'influence de la proximité du front est pour but de connaitre la position relative des deux courbes, pour cela nous avons utilisé les courbes effectuées par Panet et Guenot en 1982 ;

N_s : le nombre de stabilité

$$N_s = \frac{\sigma_0}{C}$$

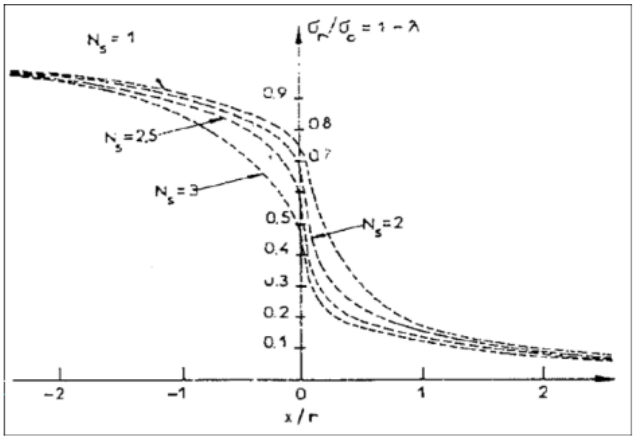


Figure 30 Abaques de Panet et Guenot

Tableau 56 Valeur de l'étude de la proximité du front

Terrain	**Terrain 1**	**Terrain 2**	**Terain 3**
N_s	2.5	2.5	2.5
λ_f **(x/r=0)**	0.4	0.4	0.4
U_{rf} **(mm)**	9.7	23.5	14.3
σ_{rf} **(KPa)**	189	662.4	189
Distance x(m)	0.6	0.6	0.6
x/r	0.1	0.1	0.1
$\lambda_{x=0.6}$	0.66	0.66	0.66
$Ur_{x=0.6}$ **(mm)**	15.9	38.7	23.6
$\sigma_{r,x=0.6}$ **(KPa)**	107.1	375.4	107.1

VIII.4.2 Les courbes caractéristiques :

Pour tracer les courbes caractéristiques il faut tout d'abord connaitre la position de point de la mise en place de soutènement, et la convergence qui se développe entre l'installation du soutènement et le début de son chargement (**Su).**

Hypothèse : nous supposons que :

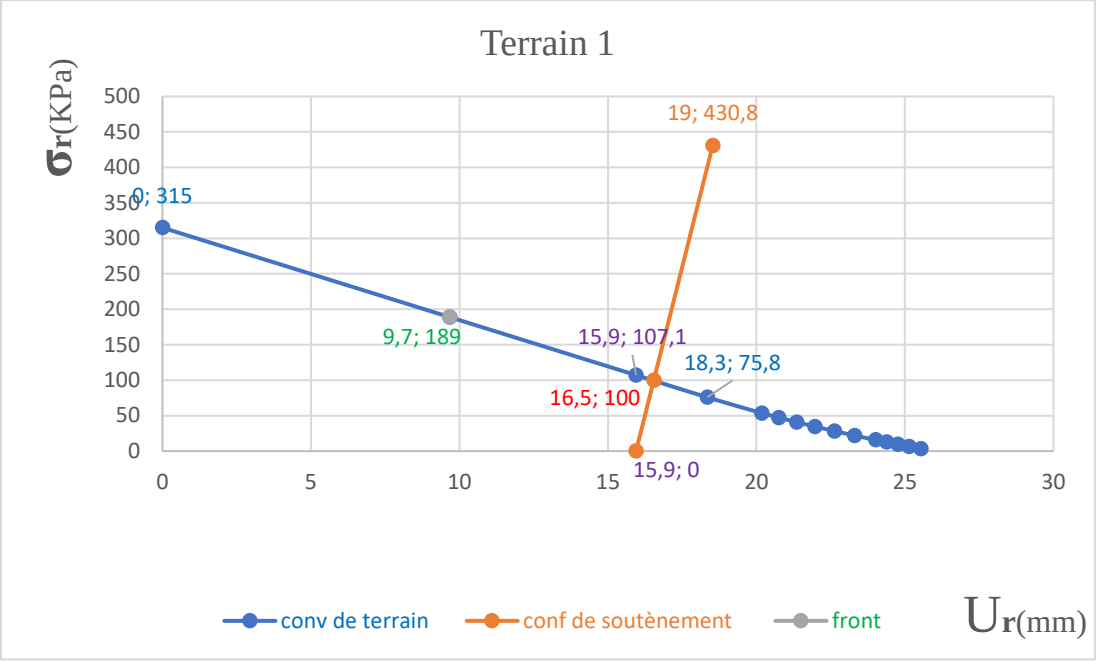
- Le soutènement sera mis en place d'une distance au front x=0.6 m. Donc :

$$U_{rs} = Ur_{x=0.6}$$

- Les soutènements seront calés donc l'interaction sols-soutènement sera commencé directement après la mise en place, c'est-à-dire **Su=0.**

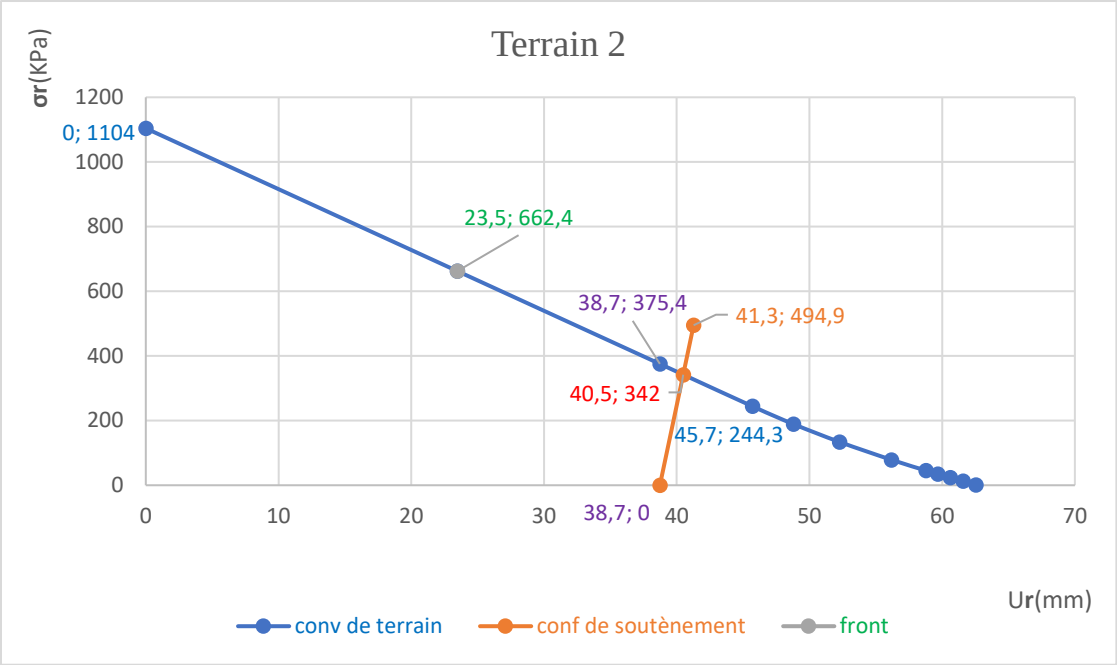
$$\Rightarrow U_{ra} = Ur_{x=0.6}$$

Terrain 1 :



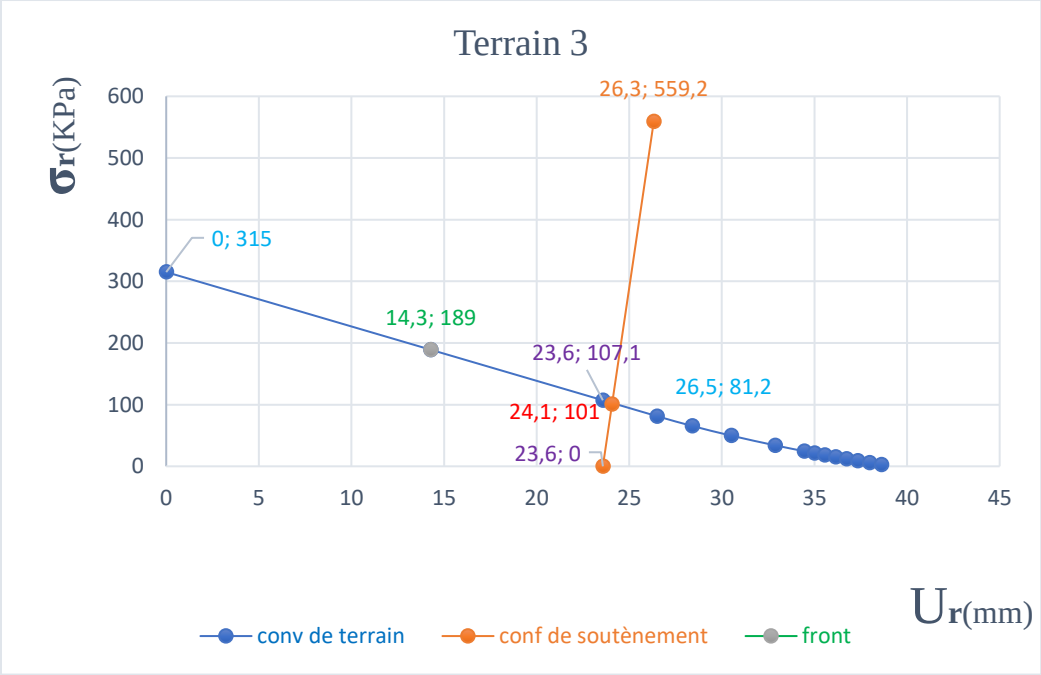
À travers l'étude graphique, nous avons déterminé le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence (terrain) et de confinement (soutènement) : $Ur_{éq}$ = 16.5 mm $\sigma_{r_{éq}}$ = 100 KPa

Terrain 2 :



À travers l'étude graphique, nous avons déterminé le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence (terrain) et de confinement (soutènement) : $Ur_{éq}$ = 40.5 mm $\sigma_{r_{éq}}$ = 342 KPa

Terrain 3 :



À travers l'étude graphique, nous avons déterminé le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence (terrain) et de confinement (soutènement) : $Ur_{éq}$ = 24.1 mm $\sigma_{r_{éq}}$ = 101 KPa

Remarque :

1- La majorité de déconfinement se produire avant le passage du front, pour cela l'utilisation des boulons de fibre de verre pour stabiliser le front et par conséquence déminué la convergence est recommandée.

2- Lors de creusement le tunnel peut passer par des zones de faibles caractéristiques comme les zones de failles donc Pour minimiser et limiter la convergence dans ces zones il est nécessaire de :

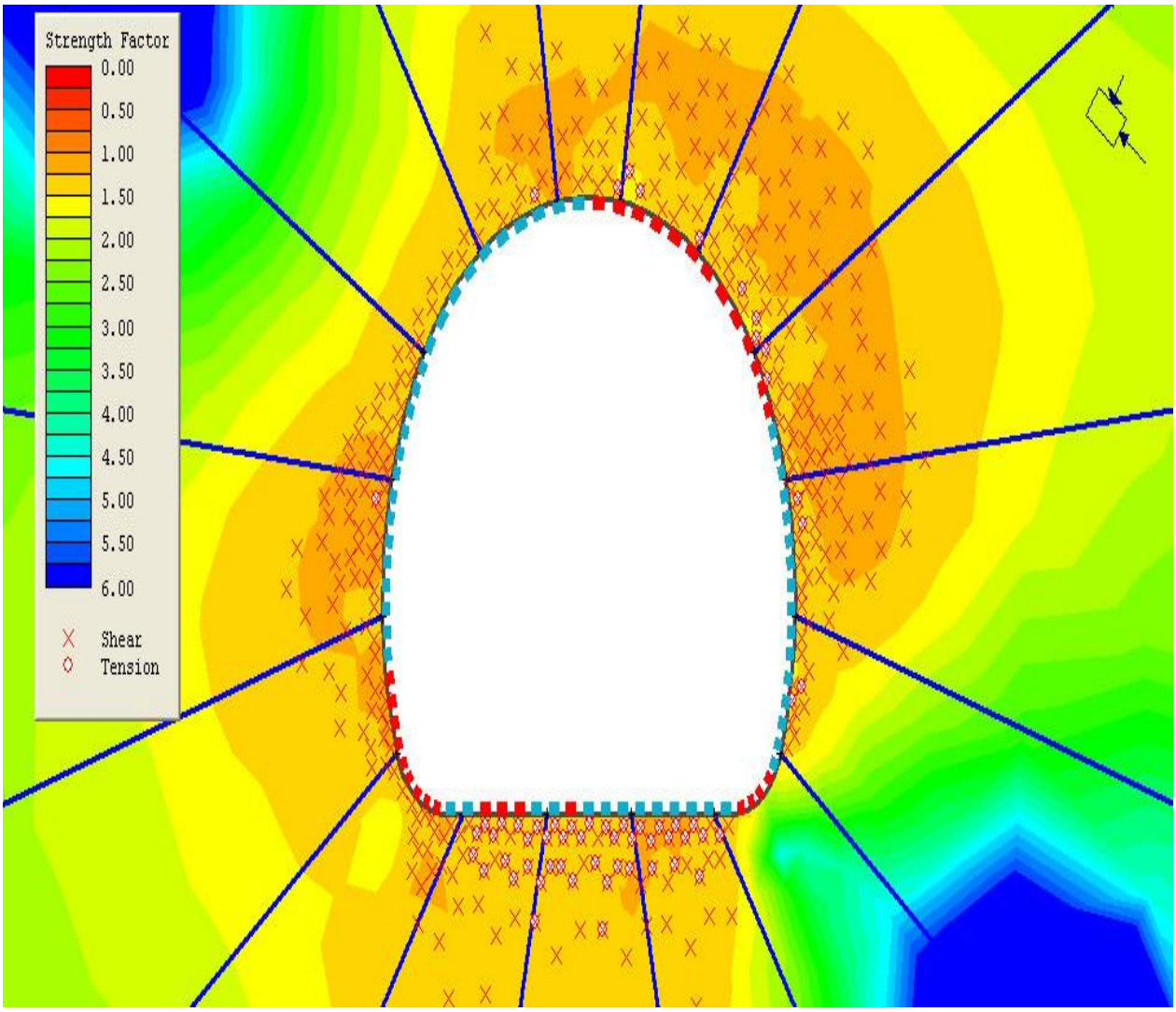
- Mise en œuvre la voute parapluie pour minimiser les tassements.
- Les boulons de fibres du verre pour stabiliser le front, et améliorer la cohésion de terrain et par conséquence limité la convergence.
- Creusement en section devisée.
- Mise en place les soutènements au plutôt possible.

VIII.5 Conclusion :

La méthode convergence confinement est une méthode d'analyse simplifiée de l'interaction entre le terrain et le soutènement qu'elle repose sur les hypothèses suivantes :

- La section est parfaitement circulaire.
- Les massifs creusés sont homogène isotrope.
- Les contraintes initiales sont isotropes.
- Le tunnel est suffisamment profond.

Qui n'est pas le cas dans notre projet de tunnel El-Maten, et cela implique la vérification par la méthode numérique à l'aide de logiciel Phase 2, qui le chapitre suivant.



Chapitre IX : Vérification numérique (Phase 2)

IX. Vérification numérique (Phase2) :

IX.1 Introduction :

Après avoir effectué, dans le chapitre précédent, un calcul analytique selon la méthode convergence confinement, le calcul numérique s'avère indispensable pour la vérification de la stabilité globale du tunnel, et cela en raison de la possibilité d'intégrer plusieurs contextes non-vérifiables avec les méthodes empirique et analytique. Ces vérifications complémentaires effectuées dans le cadre de cette étude pour modéliser l'effet du phasage constructif du tunnel sur les résultats obtenus se feront en utilisant le logiciel **Phase2.**

IX.2 Présentation de Phase2 :

PHASE2 est un programme d'éléments finis plastiques en deux dimensions pour le calcul des contraintes et des déplacements autour des ouvertures souterraines, et peut être utilisé pour résoudre un large éventail de problèmes d'exploitation minière et de génie civil, impliquant :

- Déformation plane ou axisymétrie.
- Matériaux élastiques ou plastiques.
- Fouilles par étapes (jusqu'à 50 étapes).
- Matériaux multiples.
- Support (boulons/béton projeté).
- Contrainte de champ constante ou gravité.
- Roche discontinuité.
- Eaux souterraines (inclure la pression interstitielle dans l'analyse).

Le programme PHASE2 se compose de 3 modules de programme : MODEL, COMPUTE et INTERPRET.

MODEL, COMPUTE et INTERPRET fonctionneront chacun comme des programmes autonomes. Ils interagissent également les uns avec les autres comme illustrés dans le schéma ci-dessous :

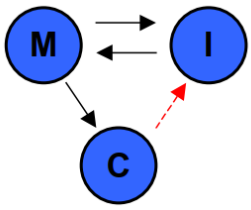


Figure 31 schéma reliant les trois modules [11]

- COMPUTE et INTERPRET peuvent tous deux être lancés à partir de MODEL.
- COMPUTE doit être exécuté sur un fichier avant que les résultats puissent être analysés avec INTERPRET. [11]

- MODEL peut être lancé à partir de 'INTERPRET'**.**

MODEL : est le module de pré-traitement utilisé pour saisir et éditer les limites du modèle, le soutènement, les contraintes in-situ, les conditions aux limites, les propriétés des matériaux et la création du maillage d'éléments finis.

IX.3 Procédure de modélisation :

I.1.1 Modélisation de tunnel :

Premièrement, nous avons dessiné notre tunnel à l'aide de logiciel AutoCAD puis nous importé notre modèle au logiciel Phase2 ;

Puis on modélise les limites de nos modèles 2 ou 3 fois de dimensions de tunnel.

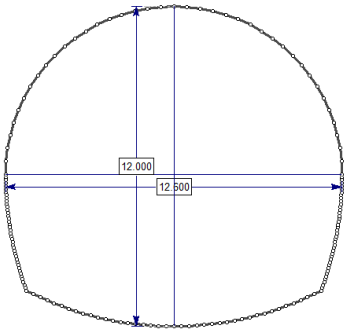


Figure 33 Modélisation et dimension de tunnel

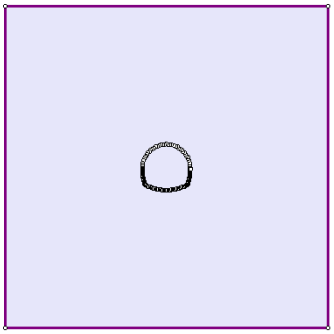


Figure 32 les limites d'un modèle

IX.3.1 Modélisation de terrain :

Pour modéliser les cas de charge qu'on a vu dans les chapitres précédents, nous avons choisi :

- Critère Mohr-Coulomb.
- La déformation plane.
- Les matériaux plastiques.
- Contrainte de champ gravité.

Le tableau suivant représente les profondeurs des défirent couches de sols introduits dans Phase2 :

Tableau 57 profondeurs de différentes couches

Terrain 1		**Terrain 2**		**Terrain 3**	
Z (m)	**Z (m)**	**Unité géot**	**Z (m)**	**Unité géot**	**Z (m)**
AR	0/2	ARG	0/19	AR	0/3.5
CM	2/7	CM	19/37	ALS	3.5/8.5
ARG	7/11	Argilite	17/40	CM	8.5/15
CM	11/15	CK	40/57	AC	15/20
ASCD	15/24	GYP	57/108	CG	20/28 .5
ASG	24/60	/	/	MS	28.5/60

Pour chaque terrain, on introduira les caractéristiques suivantes : le poids volumique, le module de Young, le coefficient de poisson, la cohésion, l'angle de frottement et le coefficient de poussée de terre au repos K0.

Vous trouvez sur l'ANNEX B ces différents paramètres pour chaque terrain (les tableaux récapitulatifs des données mécaniques des terrains 1,2 et 3).

Finalement, on place chaque tunnel à sa profondeur.

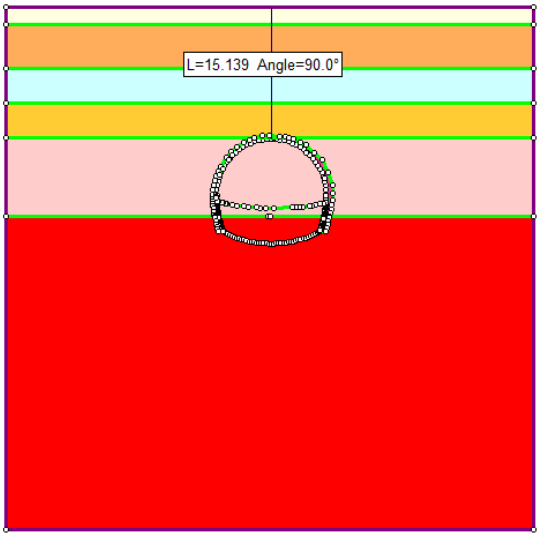


Figure 36 Modèle de terrain 1

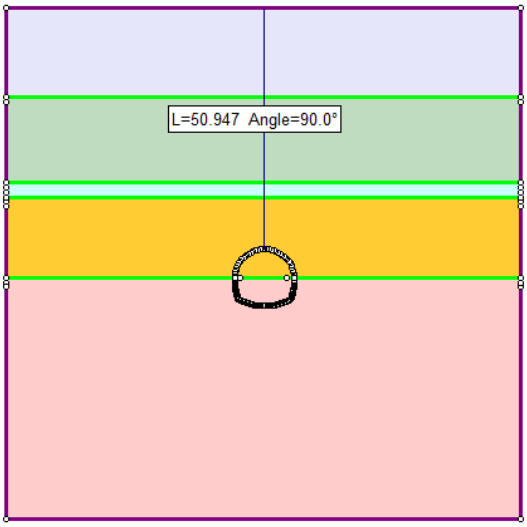


Figure 35 Modèle de terrain 2

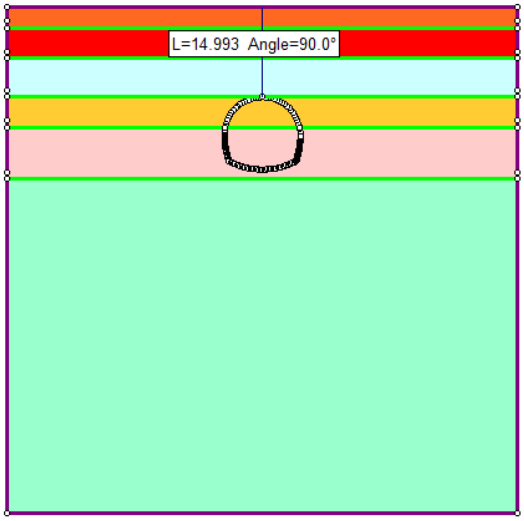


Figure 34 modèle de terrain 3

IX.3.2 Stages :

Pour les terrains 2 et 3, nous mettons quatre stages :

Stage 1 : pour modéliser le tunnel et les différentes couches de terrain et leurs paramètres, et aussi pour Mallier le modèle.
Stage 2 : pour le creusement.
Stage 3 : pour l'installation de différents soutènements.
Stage 4 : pour la vérification séismique.

Pour le terrain 1, nous mettons six stages
Stage 1 : pour modéliser le tunnel et les différentes couches de terrain et leurs paramètres, et aussi pour Mallier le modèle.
Stage 2 : pour le creusement de la calotte.
Stage 3 : pour l'installation de différents soutènements de la calotte.
Stage 4 : pour le creusement du stross.
Stage 5 : pour l'installation de différents soutènements du stross.
Stage 6 : pour la vérification séismique.

- Le coefficient d'accélération séismique : a= 0.25 g

IX.3.2.1 Amélioration de terrain par la voute parapluie :

Nous avons trouvé surtout dans le terrain 1 des grands déplacements pour cela nous avons proposé la voute parapluie comme une solution pour améliorer le terrain.

Song et al (2006) ont comparé cinq (05) différentes approches pour déterminer la rigidité équivalente du massif renforcé à introduire dans le calcul numérique et ils proposent de retenir la formule suivante :

$$E_{am} = E_{sol} + \frac{E_{boulon}.E_{scellement}}{E_{boulon} + E_{scellement}}$$

Tableau 58 Module de Young de terrain amélioré

Terrain	E_{sol} **(MPa)**	E_{boulon} **(MPa)**	$E_{scellement}$ **(MPa)**	E_{am} **(MPa)**
Terrain 1	180	210000	8062	7944
Terrain 2	200	210000	8062	7960
Terrain 3	155	210000	8062	7920

IX.3.3 Modélisation des soutènements :

Le tableau suivant montre les caractéristiques des soutènements :

Tableau 59 Caractéristique des éléments de soutènement

Caractéristique	**Cintres (HEB160)**	**Béton projeté (e=0.25m-0.3 m)**	**Béton de radie (e=0.4 m)**
E (MPa)	200000	23700	23700
σ_{el} **(MPa)**	235	/	/
$F_{c(j=1)}$ **(MPa)**	/	10	10
F_{c28}	/	30	30

IX.3.4 Chargements :

Nous supposons le cas de charge suivants :

Tableau 60 pourcentages de chargement.

Stages	1	2	3	4	5	6
Terrain 1	100	40	40	26	10	50
Terrain 2	100	66	70	50	/	/
Terrain 3	100	66	70	50	/	/

IX.3.5 Conditions aux limites :

Nous supposons les conditions aux limites suivantes :

- Libre de côté supérieur.
- Libre verticalement et bloquer horizontalement dans les deux côtés gauche et droite.
- Bloquer dans tous les sens au côté inférieur

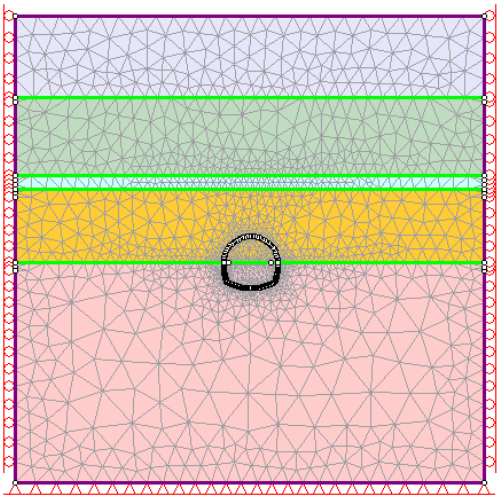


Figure 37 Maillage et conditions aux limites

IX.4 Calcul :

Se fait à l'aide de deuxième module de logiciel « COMPUTE ».

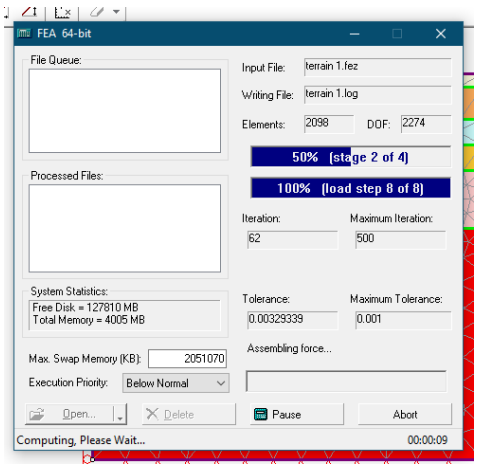


Figure 38 Le calcul

IX.5 Affichage et interprétation des résultats :

Se fait à l'aide de troisième module de logiciel « INTERPRET ».

IX.5.1 Résultats :

La figure suivante montre un exemple des résultats calculées par Phase 2.

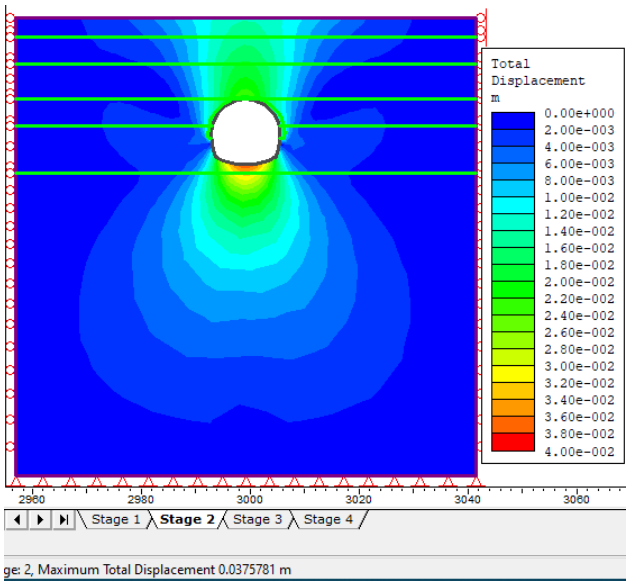


Figure 39 Un exemple des résultats calculées par Phase 2

Vous pouvez consulter le reste de ces résultats sur l'ANNEXE E le reste de ces résultats.

IX.5.2 Interprétation :

❖ **Déplacement :**

Tableau 61 comparaison des déplacements

Terrain	Terrain 1	Terrain 2	Terrain 3
Déplacements CC (mm)	15.9	40.5	24.1
Déplacements Phase 2 (mm)	50.5	63.73	44

➢ Le déplacement trouvé par **Phase 2** a été très grand par rapport à celui de la méthode convergence confinement, à cause des faibles caractéristiques mécaniques de ce terrain dans son ensemble qui représente en réalité une zone de faille (voir la figure suivante).

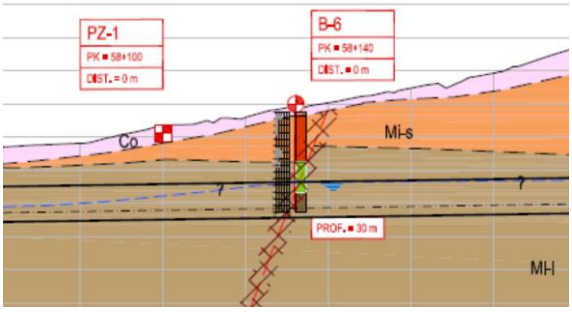


Figure 40 Profil géologique de la zone de sondage B6 (terrain1).

Afin de régler ce problème ont été obligé de creuser en demi section, et on ait besoin aussi d'un renforcement par clouage autour de toute la section de tunnel. (Nous avons modélisé ce renforcement comme une voute parapluie).

- Le déplacement trouvé par le **Phase 2** dans les terrains **2** et **3** en général est plus grand que celui de la méthode convergence confinement, car le logiciel prend en considération les caractéristiques des différentes couches de terrain qu'ils sont plus faibles.

Remarque 1 : Il convient de souligner que si on constate que les déplacements sont plus grands que ceux calculés, lors des travaux de creusement, le soutènement sera renforcé à l'aide de boulons d'ancrages entre les cintres.

Remarque 2 : Une voute parapluie est aussi prévue tout au long du tunnel.

❖ **Efforts normaux :**

Tableau 62 comparaison des résultats des effort interne M.N.T

Terrain		**Terrain 1**	**Terrain 2**	**Terrain 3**
Effort normal	**Effort max extrait de ROBOT (KN)**	1676	504.79	502.29
	Effort max extrait de Phase 2 (KN)	1450	3454.7	1277.5
	Effort min extrait de ROBOT (KN)	0	110.77	104.05
	Effort min extrait de Phase 2 (KN)	84.32	692.17	419.61
Effort tranchant	**Effort max extrait de ROBOT (KN)**	115.13	35.9	37.92
	Effort max extrait de Phase 2 (KN)	180.47	666.44	402.51
	Effort min extrait de ROBOT (KN)	-126.27	-35.9	-37.92
	Effort min extrait de Phase 2 (KN)	-91.41	-673.85	-400.78
Moment fléchissant	**Effort max extrait de ROBOT (KN. m)**	3.7	26.2	4.3
	Effort max extrait de Phase 2 (KN. m)	20.76	50.51	88.7
	Effort min extrait de ROBOT (KN. m)	-22.2	-48.9	-24
	Effort min extrait de Phase 2 (KN. m)	-92.34	-199.62	-244.61

La déférence entre ces valeurs est due aux raisons suivantes :

- **La déférence entre les méthodes de calcul des charges :** pour le ROBOT nous avons utilisé les résultats trouvés à partir de la méthode de TERZAGHI, alors que la théorie utilisée dans Phase 2 c'est la théorie du poids des terres (Contrainte de champ gravité).
- **La modélisation des modèles mécaniques** : la géométrie, les systèmes d'appuis ...etc.

IX.6 Conclusion :

Nous pouvons conclure qu'après la mise du pré-soutènement les déplacements obtenus deviennent raisonnables et acceptables au cours du creusement en demi-section ou en section plain sauf le terrain 1 qui nécessite un grand traitement et beaucoup de précaution lors de creusement.

Une fois la vérification du creusement a été faite nous passerons dans le chapitre prochain au dimensionnement du revêtement définitif de notre tunnel.



Chapitre X : Revêtement définitif

X. Revêtement définitif :

X.1 Introduction :

Après avoir estimé les charges et vérifiée le soutènement, qui garantit la stabilité au cours terme, cela conduit à penser d'une structure qui a pour rôle d'assurer la stabilité à long terme par un anneau en béton armé, qui dite revêtement définitif.

Dans ce chapitre, nous allons estimer les efforts à l'aide d'une modélisation par robot structural, ensuite nous allons calculer le ferraillage nécessaire pour supporter les efforts en suivant les règles de BAEL1999

X.2 Etanchéité :

Aujourd'hui, la technique d'étanchement la plus utilisée dans les constructions souterraines est le Dispositif d'Étanchéité par Géomembrane, ceci revient à la facilité de sa mise en œuvre, mais surtout aux résultats obtenus par cette technique.



Figure 41 Dispositif d'Étanchéité par Géomembrane

X.3 Calcul des sollicitations :

X.3.1 Modalisation du revêtement définitif :

La modélisation du revêtement définitif pour le terrain est effectuée à l'aide du logiciel ROBOT Structural Analysais, en commençant par définir les éléments en poutres en béton armé de sections rectangulaires ayant une résistance caractéristique du béton fc28 = 35 MPa.

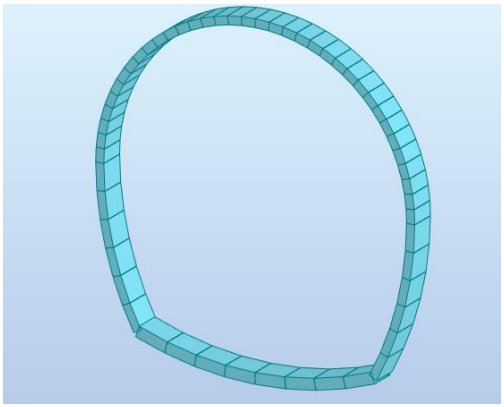


Figure 42 modèle de revêtement en ROBOT

X.3.2 Description du modèle :

Les sections rectangulaires ont une longueur de 1 m et une épaisseur variable qui est de 40 cm en voûte et 60 cm en piédroit et radier.

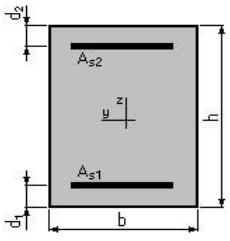


Tableau 63 Caractéristique géométriques

Partie	b (cm)	h (cm)	d 1 (cm)	d 2 (cm)
Voute	100	40	05	05
Radier + piédroit	100	60	05	05

X.3.3 Chargement et résultats :

Les chargements appliqués pour le calcul des efforts internes (moment fléchissant, effort tranchant, effort normal) sont les charges actives et le chargement extérieur qui est dû au chargement du matériel (UIC, 1995)

q=250Kn.

Q= $\frac{q}{l}$ = 28,96 Kn/m

Nous avons calculé avec la charge maximale à cause de mauvaise connaissance des terrains aussi l'homogénéité de la section du revêtement.

Les conditions d'appuie utilisés : le radier totalement encastrer, les pieds droits et la voute sont appuie avec des appuis rigides.

Les diagrammes des efforts internes obtenus sont représentés sur le tableau dans l'ANNEX F

Le tableau ci-dessous représente les valeurs maximums en voute piédroit et radier.

Tableau 64 Effort interne du revêtement final

Partie	M+(KN.m) (ELU)	N (correspondant) (KN) (ELU)	M -(KN.m) (ELU)	N (correspondant) (KN) (ELU)	T (KN)
Voute	28.65	686.9	-64.125	663.11	75,04
Piédroit	1.134	437.4	-102.51	327.67	116,9
Radier	270	877.5	0,00	109.89	79

Remarque : nous allons utiliser les efforts trouvés par le ROBOT pour ferrailler.

X.4 Ferraillage du revêtement définitif :

Le ferraillage est calculé en flexion composée à l'état ultime ELU

- Donné de calcul :

Condition de fissuration : très préjudiciable.

❖ Acier :

➢ Limite de la résistance élastique des aciers : f_e =500 MPa
➢ Type d'acier (HA)

❖ Béton :

➢ Résistance caractéristique a la compression du béton : $f_{c28} = 35MPa$
➢ Résistance caractéristique a la traction du béton : $f_{t28} = 2,7MPa$

X.4.1 Ferraillage longitudinal :

Le calcul des armatures longitudinales est fait à l'aide du logiciel EXPERT ROBOT, les notes de calcul sont jointes en annexe ; et les résultats sont représentés au ANNEX F ;

Tableau 65 ferraillage longitudinal

	Sections d'acier correspondantes à M+		**Notre choix**		**Section d'acier correspondante à M-**		**Notre choix**	
Élément du revêtement	As1 (cm^ 2) /ml	Asmin (cm^ 2) /ml	Ferraillage choisi /ml	As (cm^ 2) /ml	As2 (cm^ 2) /ml	Asmin (cm^ 2) /ml	Ferraillage choisi /ml	As (cm^ 2) /ml
Voute	-	4.6	6HA12	6.79	-	4.6	6HA12	6.79
Piédroits	-	6.5	6HA12	6.79	6.5	-	6HA12	6.79
Radier	6.5	-	6HA12	6.79	-	6.5	6HA12	6.79

Nous avons choisi 6 HA 12/ml touts les parties du revêtement.

Vérification à ELS :

Partie	Section a*b (cm^2)	As (cm^ 2) /ml	Charge appliqué (ELS)		Charge supportable	Vérification
Voute	100*40	6.79	N_{max} (KN)	508.82	1952.85	Vérifié
			M_{max} (KN.m)	-47.5	292.93	
Piédroits	100*60	6.79	N_{max} (KN)	324	5096.49	Vérifié
			M_{max} (KN.m)	-75.93	764.47	
Radier	100*60	6.79	N_{max} (KN)	650	5096.49	Vérifié
			M_{max} (KN.m)	199.77	764.47	

ELS est vérifié pour toutes les armatures choisies. Voir ANNEX F.

X.4.2 Ferraillage transversal :

La condition ci-dessous dispense le ferraillage transversal, de ce fait si cette dernière est vérifiée dans une section elle ne sera pas ferraillée transversalement :

$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$ Avec :

τ_u^{max} : contrainte de cisaillement maximal à l'ELU ;

V_u^{max} : Effort tranchant maximal à l'ELU tel que $V_u^{max} = 1.35 \times V^{max}$

b : Largeur de la section transversale du revêtement définitif (b = 1m) ;

d = 0,9 h ;

h : Hauteur de la section transversale du revêtement définitif.

Avant calcul du nombre de barres nécessaire transversalement, nous devons d'abord vérifier la condition suivante pour toutes les parties de tunnel : $\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b.d} \leq \overline{\tau}_u$

Avec : $\overline{\tau}_u$ contrainte tangentielle limite.

La fissuration très préjudiciable $\Rightarrow \overline{\tau_u} = \min[(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}); 4MPa] = \min[3,5; 4MPa]$

Le tableau ci-après résume la vérification de cette condition :

Tableau 66 Vérification de la condition résistance au cisaillement

Terrain	Élément	$V^{\max}$ (KN)	$V_u^{\max}$ (KN)	$\tau_u^{\max}$ (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Vérification
Terrain 1	Voute	75,04	101.3	0,2814	3,5	Vérifié
	Piédroit	116,9	157.8	0,44	3,5	Vérifié
	Radier	79	98.55	0,274	3,5	Vérifié

D'après les résultats obtenus pour $\tau_u^{\max}$ dans le tableau précédent, la condition est vérifiée.

On passe au choix du diamètre des barres transversales :

$$\phi_t \leq \min\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \theta_t^{\min}\} = \min\left\{\frac{400}{35}, \frac{1000}{10}, 14\right\} = 11.4mm$$

$$St_0 = \min\{St_1; St_2; St_3\}$$

Avec : $St_1 \leq \frac{At.0,9 f_e(\cos a + \sin a)}{b\gamma_s(\tau_u - 0,3 f_{t28} K)}$

- K = 0 pour une fissuration très préjudiciable.
- $\alpha = 90^\circ$.

$$St_2 \leq \min(0,9d; 40cm)$$

$$St_3 \leq \frac{A_t f_e}{0,4b}$$

$$A_t = n\frac{\pi\varphi^2}{4}$$

P_u : la charge verticale répartie.

H : la hauteur de la section transversale du revêtement définitif.

Le tableau ci-dessous résume le choix de l'espacement retenu :

Tableau 67 Ferraillage transversal

Terrain	Élément	ϕ_t (mm)	Choix des barres/ml	$At(cm^2)$ /ml	St_1 (cm)	St_2 (cm)	St_3 (cm)	St_0 (cm)
Terrain1	Voute	10	4HA10	3.14	43.66	32.4	39.25	30
	Piédroit	10	4HA10	3.14	27.92	48.6	39.25	25
	Radier	10	4HA10	3.14	44.84	48.6	39.25	35

Nous avons choisi 4 HA 10 pour toutes les parties de la structure, avec un espacement de :

30 cm : à la voute ;
25 cm : au piédroit ;
35 cm : au radier.

X.4.3 Ferraillage secondaire :

En supposant que les sections de béton précédemment présentées en voute, piédroit et radier sont des dalles de 1 mètre de longueur longitudinalement, leur ferraillage secondaire (perpendiculaire au ferraillage longitudinal principale) se calcul selon la formule suivante

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

Avec :

Ar : section d'armatures secondaires.
As : section d'armatures principales.

Le tableau ci-dessous résume le calcul du ferraillage secondaire :

Tableau 68 ferraillage secondaire

Terrain	**Eléments**	**Lit**	**Ar (** cm^2 **)**/ml	**Choix des barres**/ml	**Arf(** cm^2 **)** /ml
Terrain 1	**Voute**	**Intrados**	1.54	4 HA 8	2.01
		Extrados			
	Piédroit	**Intrados**	1.54	4 HA 8	2.01
		Extrados			
	Radier	**Intrados**	1.54	4 HA 8	2.01
		Extrados			

X.5 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons déterminé les sollicitations appliquées ainsi que le ferraillage et les dimensions des différentes parties de revêtement définitif nécessaire pour supporter les charges appliquées par le terrain.

Conclusion générale :

Le présent mémoire a été préparé pour obtenir le diplôme d'ingénieur d'État en Travaux publics, et a pour principal objectif l'étude et la conception du tunnel ferroviaire de la ligne ferroviaire Beni Mansour-Bejaia. Les principaux travaux effectués sont décrits ci-après :

La conception géométrique a été établie en utilisant les normes européennes de modélisme ferroviaire (NEM), puis représentée à l'aide du logiciel AutoCAD.

Ensuite, nous avons estimé les charges agissantes sur le tunnel par des méthodes semi-empiriques (TERZAGHI, Coulomb-Rankine).

Puis nous avons analysé les données géotechniques obtenues lors de la reconnaissance, et nous avons établi la classification des massifs rocheux en utilisant les méthodes empiriques de Z. BIENIAWSKI et de l'AFTES. Ces données nous ont permis de choisir les méthodes de creusement, et les soutènements provisoires à mettre en place dans le tunnel (cintre lourd et béton projeté).

Par la suite, les prédimensionnements de soutènement ont été vérifiés par plusieurs méthodes analytiques et numériques :

- Nous avons appliqué les principes de la méthode des réactions hyperstatiques pour vérifier la résistance structurelle des soutènements. À cet effet, nous avons modélisé les soutènements avec logiciel Robot Structural afin de déterminer les sollicitations agissantes sur la structure, après la vérification a permis de s'assurer de la capacité du soutènement à supporter les charges qui lui sont appliquées (BAEL99, EUROUCODE3).
- Nous avons appliqué les principes de la méthode convergence-confinement afin d'estimer les déformations qui seront enregistrées lors de l'exécution des travaux. Les différentes formules ont été reprises sur le logiciel Microsoft Excel, et les résultats présentés sous forme de graphes.
- La troisième vérification a été effectuée en appliquant les principes de la modélisation numérique aux éléments finis. Pour ce faire, nous avons utilisé le logiciel Phase 2. Ces vérifications ont permis d'obtenir les taux de déformation et les contraintes agissantes sur les soutènements.

Par la suite, et afin de s'assurer de la stabilité du tunnel à long terme, nous avons effectué des calculs du revêtement définitif en utilisant le logiciel Robot Expert. Les vérifications ont été faites selon les règles du BAEL99.

Enfin, à la fin de ce travail, le projet fin d'études a été une opportunité pour diverses raisons :

- D'abord, cette expérience nous a permis de mettre en pratique nos reconnaissances théoriques et techniques acquises durant notre formation.
- Aussi, elle nous a donné l'occasion d'acquérir de nouvelles compétences, telles que les capacités d'analyse, d'élaborations des solutions innovatrices pour résoudre un problème en fonction des données du projet et du marché,
- Enfin, ce travail nous a aidées afin d'améliorer les compétences de la planification et la gestion du temps.

Bibliographie

[1] F. ESTEULLE , G. COLOMBET et A. BOUVARD-LECOANET, Ouvreges souterrains Conception Réalisation Entretien, La socité Coyne et Bellier, 1992.

[2] «Instruction Technique Interministrielle,» 1998.

[3] D. T. E. D. L. MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT, dossier pilote des tunnels génie civil, CENTRE D'ETUDE DES TUNNELS , 1998.

[4] R. HEBIB, «cours d'ouvrages souterrains-Creusements par éxolosifs,» 2021.

[5] R. HEBIB , «Coure d'ouvrages souterrains-Creusement par attaque ponctuelle,» 2021.

[6] A. Idir, «Etude de comportement d'un tronçon du tunnel d'Ait,» Mémoire de fin d'étude, 2018.

[7] ANESRIF, «Aence Nationale d'Etude et de Suivie de la réalisation des Investissements ferroviaires,» [En ligne]. Available: http://www.anesrif.dz/index.php/fr/qui-somme-nous/item/39-presentation-de-l-agence.html. [Accès le 04 2021].

[8] «mémoire online,» [En ligne]. Available: https://www.memoireonline.com/03/08/981/m_essai-analyse-fonction-achats-produit-siderurgique20.html.

[9] «groupe cosider,» 06 2021. [En ligne]. Available: http://www.cosider-groupe.dz.

[10] K. KHECHA et M. SALAH, «Conception et étude de tunnel autouroutier de la pénétrante du port d'Oran,» Projet fin d'étude, 2019/2020.

[11] BAEL., « Béton armé aux états limites BAEL 91 modifié 99.,» (1999)..

[12] EUROCODE3, «Calcule des streuctures en acier,» AFNOR, 1993.

[13] R. HEBIB, «Cours ouvrages souterrains – La méthode convergence-confinement,» 2020.

[14] Phase 2 Model Program, «Manuel,» Rocscience Inc, 1998-2001.

[15] K. Nardjis, «Etude de stabilité du point de jonction puits de ventilationrameau ; cas métro d'Alger « PV1 »,» Mémoir de fin d'étude , 2019.

[16] A.F.T.E.S., « Recommandations de l'AFTES Choix du type de soutènement en galerie,» (1974)..

[17] A.F.T.E.S., « Recommandations de l'AFTES Reflexion sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains. A.F.T.E.S.,» (1974)..

[18] EUROCODE3, « Calcul des structures en acier.,» AFNOR, (1993).

[19] R. HEBIB, «Cours ouvrages souterrains - calcul des charges,» 2020.

[20] MOROP, «Normes européennes de modéliste ferroviaires.,» 04 2021. [En ligne]. Available: http://www.morop.org/index.php/fr/.

[21] H. ALLAOUA et F. SLIMANI, «Conception et Etude du tunnel ferroviaire d'Aomer du PK 37+275 au PK 37+900 reliant la ligne ferroviaire THENIA-BBA,» 2018/2019.

[22] BIENIAWSKI.ZT, «Engineering rock mass classifications.,» WILEYINTERSCIENCE PUBLICATION., NewYork, 1989.

[23] «https://www.memoireonline.com/03/08/981/m_essai-analyse-fonction-achats-produit-siderurgique20.html,» [En ligne].

II. ANNEX :

II.1 ANNEX A :

II.1.1 L'agressivité :

Tableau 69 Classification des environnements agressifs (Norme NF P 18-011 (Juin 1992))

Agressivité des sols en fonction de la teneur en %SO4--	Environnement	Symbole	Mesures de protection
< 0.24	Nulle	A0	Pas des mesures particulières. Le béton fabriqué suivant les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques.
0.24- 0.6	Faiblement agressif	A1	
0.6 – 1.2	Moyennement agressif	A2	Adaptation de la composition et de mise en œuvre aux conditions de milieu (dosage en ciment, catégorie de ciment E/C, cure adjuvants)
1.2 – 2.4	Fortement agressif	A3	Adaptation de la composition et la mise en œuvre aux conditions du milieu avec action spécifique sur la nature et le dosage en ciment, le rapport E/C
>2.4	Très fortement agressif	A4	Nécessité d'une protection externe (enduits, peintures) ou interne (imprégnation).

II.1.2 L'essai pressiométrique :

Résultats récupérés sur site :

Tableau 70 Résultats d'essais pressiométrique

Sondage	Profondeur (m)	Module pressiométriques EM (Bar)	Pression limite P*LIM (Bar)	E/P*LIM
B6	10	1080.93	36.81	29.37
B6	18	314.71	29.18	10.79
B7	10	365.73	16.33	22.4
B7	18	409.06	33.08	12.37
B8	45	753.18	28.98	25.99
B8	55	217.89	28.58	7.62
B8	65	3005.06	50	60.1

ANNEX A

A partir du module EM (module pressiométrique de Ménard) obtenu par l'essai, le module de Young est analysé en utilisant le coefficient rhéologique α :

Eyoung =EM / α2

A partir des diagrammes suivants et à travers la valeur absolue de p*LIM, le module pressiométriques EM, la pression po on peut évaluer le module élastique de Young, et la valeur indicative de l'angle de frottement du sol.

Les diagrammes suivants se réfèrent à titre d'exemple à l'essai pressiométriques exécuté à une profondeur de z= 10 m dans le sondage

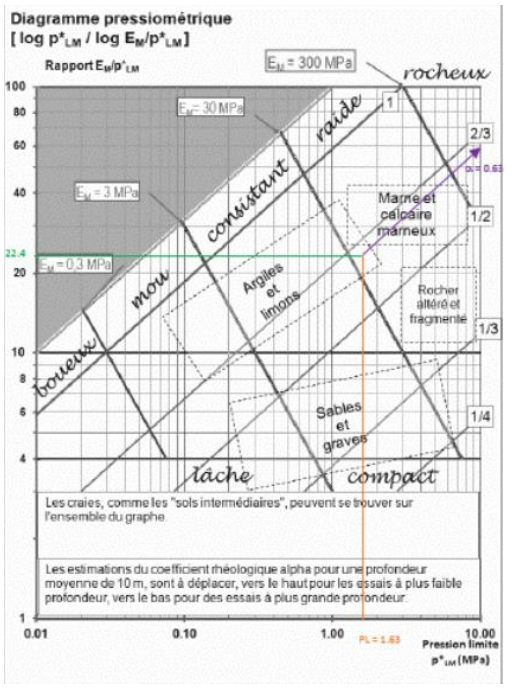


Figure 43 Valeurs de α dans le diagramme Pressiorama®

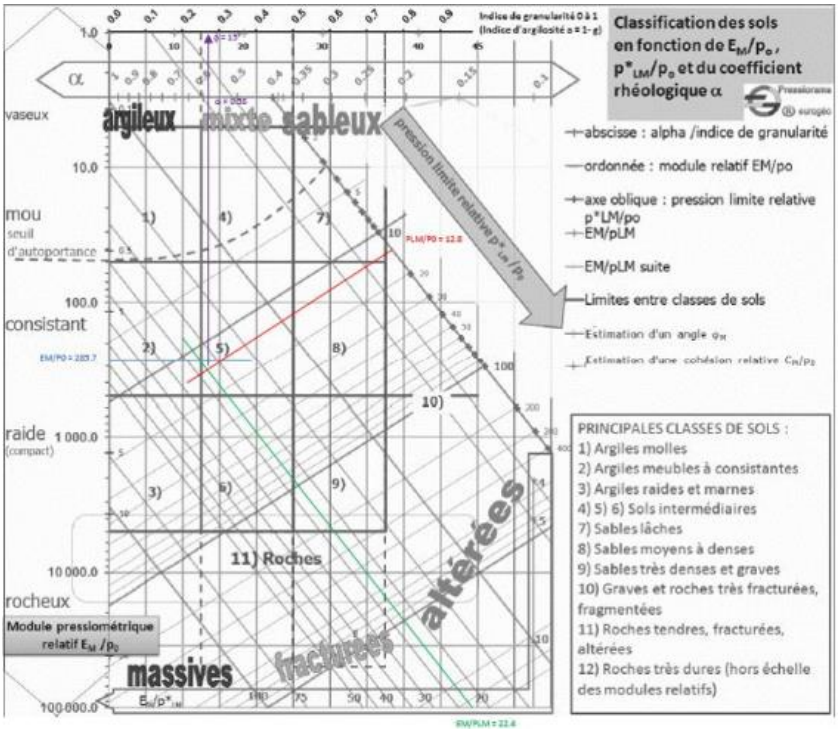


*Figure 44 Classification des sols en fonction de EM/P0, p*LIM/Po et du coefficient rhéologique α*

ANNEX A

II.1.3 Essais séismique réfraction :

La disposition des géophones : Deux profils sismiques ont été effectués, chaque base est constituée par la disposition de 24 géophones verticaux. Ils sont disposés comme indiqué dans le tableau ci-après :

Tableau 71 Emplacement des profils PS01 et PS02

Prospection	Longueur (m)	Localisation
PS01 (TI)	125	PORTAIL EST Perpendiculaire à l'axe du tunnel
PS01 (TD)	125	
PS01 (TC)	120	
PS02 (TI)	125	PORTAIL OUEST Parallèle à l'axe du tunnel
PS02 (TD)	125	
PS02 (TC)	120	

Les dispositifs sismiques codifié PS 01 et PS 02 ont une longueur de 125 mètres, et un pas régulier de 5.0 mètres entre géophones, avec trois points de tirs par profil, à savoir :

- Un tir normal du premier géophone.
- Un tir reverse du dernier géophone.
- Un tir au centre.

II.1.4 Essais d'identification physique :

Le tableau ci-dessous présente un récapitulatif de ces résultats des analyses granulométriques :

Tableau 72 Tableau récapitulatif des analyses granulométriques

Echantillon	Fractions			
	% Fraction graveleuse 2mm < D < 63mm	% Fraction sableuse 63µ< D < 2mm	% Fraction limoneuse 2µ < D < 63 µ	% Fraction argileuse D < 2µ
PZ1 (0.00/1.50 m)	3	32	50	15
PZ1 (1.50/2.00 m)	22	28	47	3
PZ2 (0.00/2.00 m)	24	36	30	10

ANNEX A

Le tableau ci-dessous présente un récapitulatif des résultats d'essais limite d'Atterberg :

Tableau 73 Résultats d'essais Limites d'Atterberg

Paramètres	Echantillon		
	PZ1 (0.00/1.50 m)	PZ1 (1.50/2.00 m)	PZ2 (0.00/2.00m)
WL%	50	34	32
WP%	25	17	16
IP%	25	17	16

Les valeurs du poids du volume sec et humide ont été calculées. Ci-dessous sont indiqués les résultats sous forme de diagramme en fonction de la profondeur :

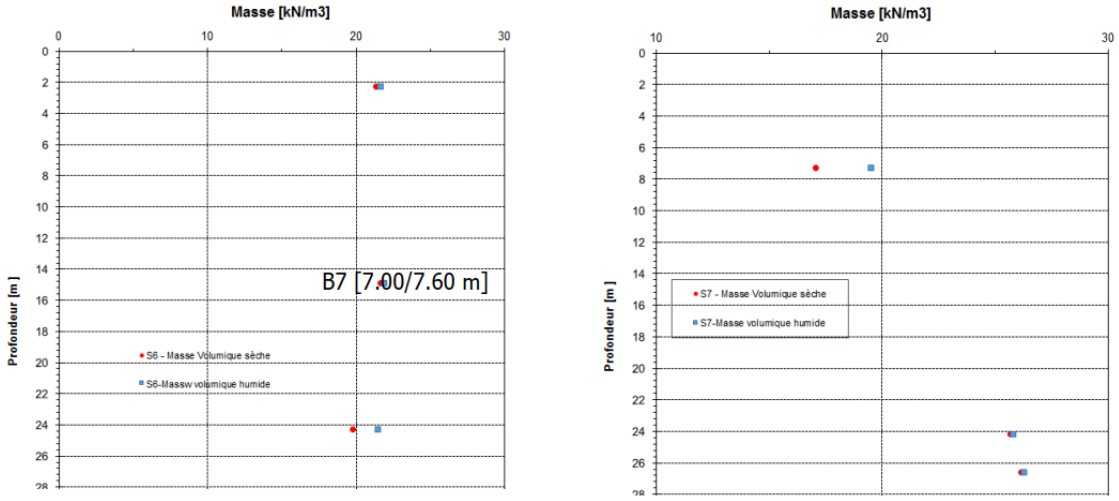


Figure 45 Masses volumiques - profondeur

Le tableau ci-dessous présente un récapitulatif des résultats des teneurs en eau et des degrés de saturation selon la profondeur d'échantillon :

Tableau 74 résultats de Teneur eau naturelle et degré de saturation

Echantillon	Teneur eau naturelle Wn %	Degré de saturation Sr%
B6 (2.15/2.4 m)	0.91	10
B6 (14.8/15 m)	0.69	8
B6 (24/24.6 m)	8	66
B7 (7.00/7.60 m)	14	69
B7 (24.10/24.30 m)	0.29	27
B7 (26.55/26.7 m)	0.14	38
B8 (7.00/7.40 m)	18	89
B8 (25.10/25.50 m)	1	16
B8 (40.50/41.80 m)	0.46	31
B8 (63.10/63.40 m)	0.09	8
PZ1 (0.00/1.50 m)	4	/
PZ1 (1.50/3.00 m)	12	/

PZ2 (0.0/2.00 m)	1.94	/

II.1.5 Profile géologique :

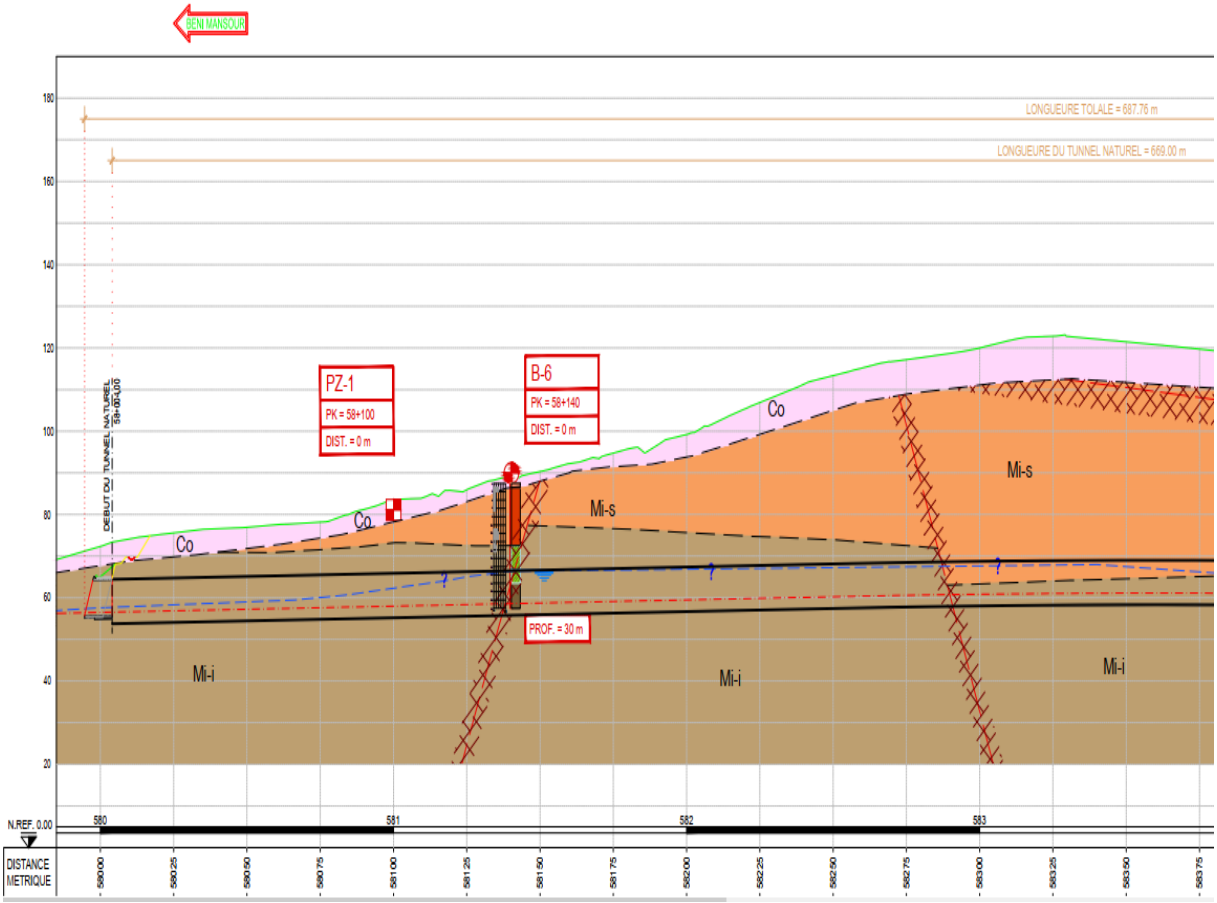


Figure 46 profile géologique de PK 58 jusqu'à PK 58+375

ANNEX A

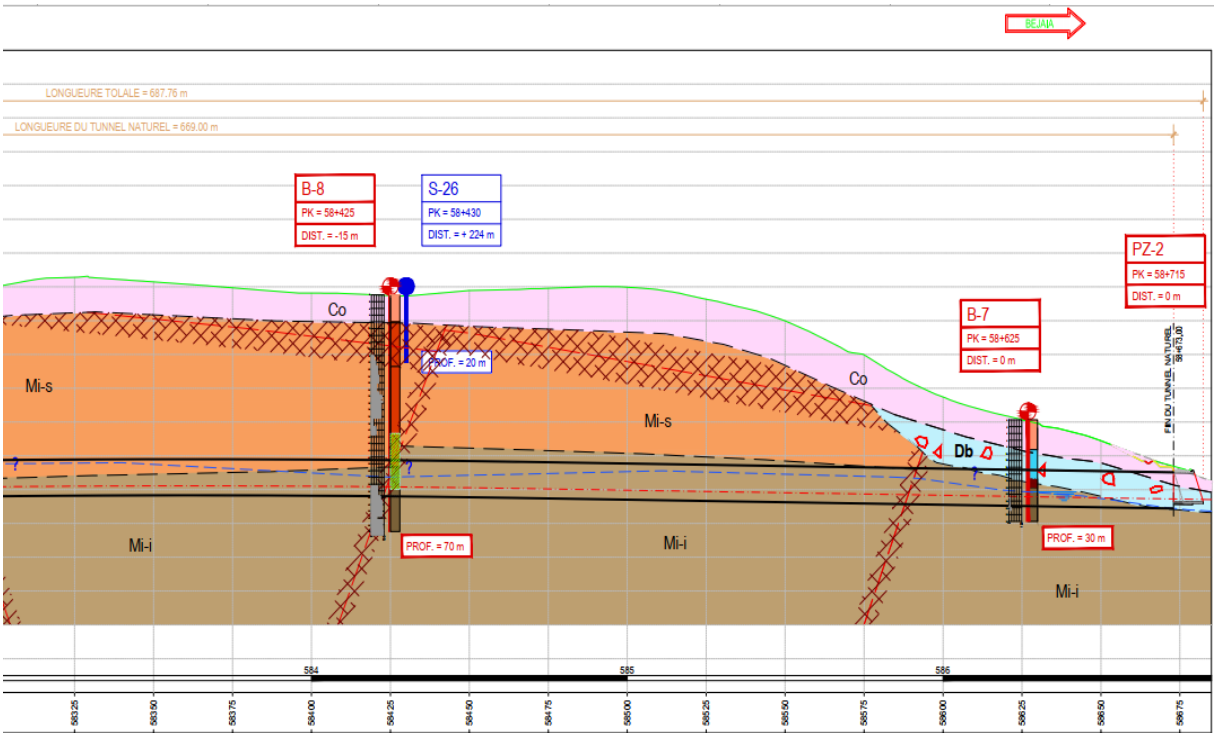


Figure 47 profile géologique de PK 58+325 jusqu'à PK 58+675

II.2 ANNEX B :

II.2.1 GSI :

La Figure suivante (d'après Hoek, 1995) présente les 20 codes qui permettent d'identifier chaque catégorie de masses rocheuses, et d'estimer la valeur du GSI à partir des conditions de surface des discontinuités et de leur structure.

ANNEX B

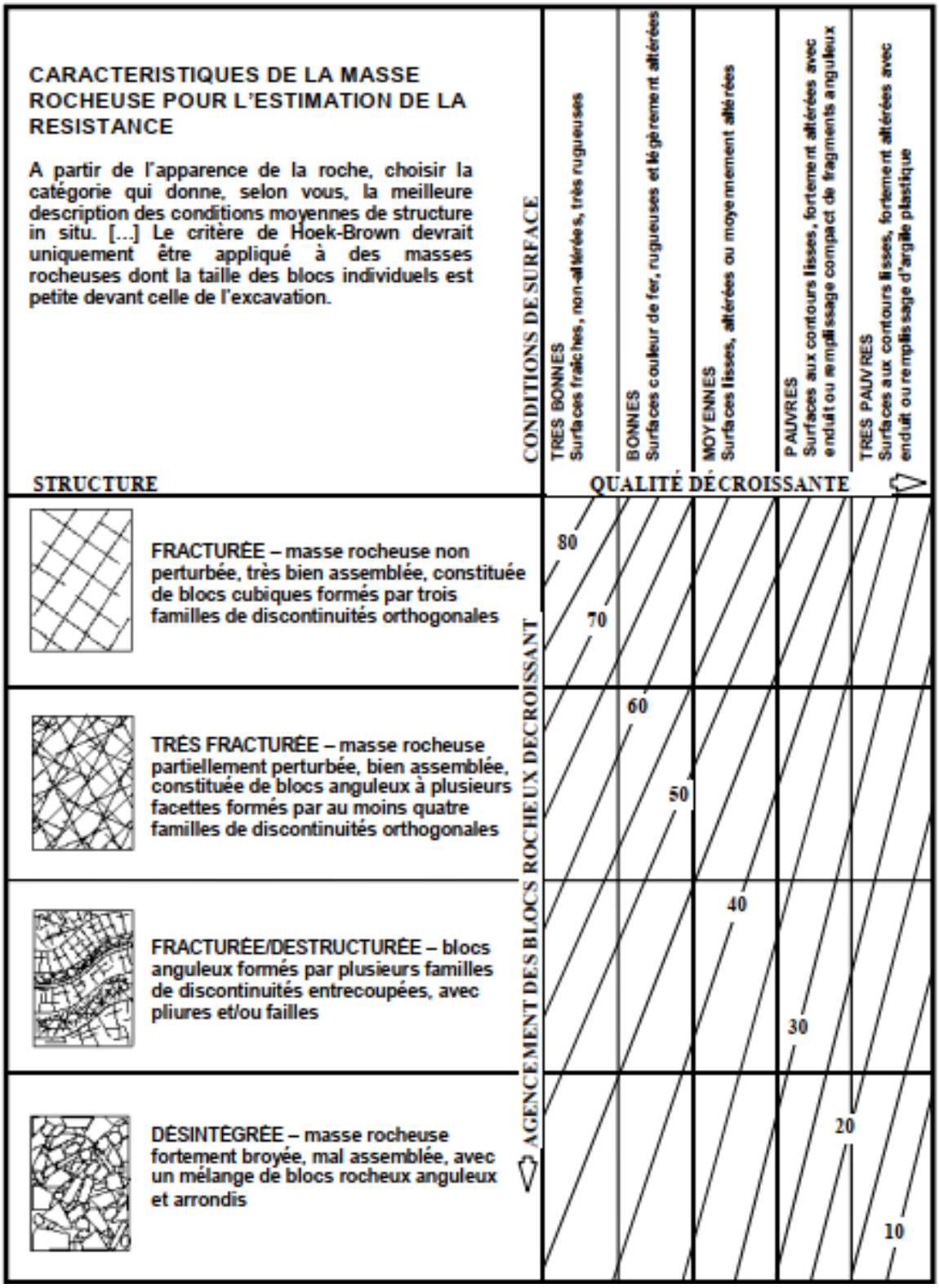


Figure 48 Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse d'après Hoek et Brown (1995)

II.2.2 Résultats récupérés de logiciel Rock-Data :

Pour le terrain 1 :

ANNEX B

Tableau 75 Résultats récupérés pour le Terrain 1

Z(m)	0/2	2/7	7/11	11/15	15/24	24/30
Unité Géotechnique	AR	CM	ARG	CM	ASCD	ASG
RC		11.4	8	7.3	3.8	35
GSI	/	8	5	10	7	15
E	/	270	272	272	155	350
γ (KN/m^3)	20-22	20-22	20-22	20-22	20-22	20-22
C(KPa)	/	32	24	32	11	58
φ	/	42	38	41	19	49
K0	0.78	0.33	0.38	0.34	0.67	0.25
Rt(MPa)	/	0.0005	0.0015	0.0004	0.0009	0.0048
Em (MPa)	/	7.83	7.26	8.3	4.24	12.76

Pour le terrain 2 :

Tableau 76 Résultats récupérés pour le Terrain 2

Z(m)	0/19	19/37	37/40	40/57	57/71
Unité Géotechnique	ARG	CM	Argilite	CK	GYP
GSI	/	25	15	5	40
RC	/	6.91	16	16.4	32.4
E	/	455	220	150	470
γ (KN/m^3)	20-22	20-22	20-22	22-26	22-26
C (KPa)	/	121	66	58	267
φ	/	39	26	26.6	46
K0	0.74	0.37	0.56	0.55	0.28
Rt (MPa)	/	0.0012	0.0066	0.0016	0.0439
Em (MPa)	/	27.23	8.02	4	75.04

Pour le terrain 3 :

Tableau 77 Résultats récupérés pour le Terrain 3

Z(m)	0 / 3,5	3,5/8,5	8,5/15	15/20	20 /28,5	28,5/30
Unité Géotechnique	AR	ALS	CM	AC	CG	MS
GSI	/	5	15	11	16	16
RC	/	/	6.91	35	23	35
E	/	/	92	243	300	350
γ (KN/m^3)	19-21	19-21	19-21	19-21	21-26	21-26
C(KPa)	/	/	38	37	59	66
φ	/	/	44	36	45.5	49
K0	0.78	0.72	0.31	0.41	0.29	0.25
Rt(MPa)	/	/	0.0005	0.0107	0.0041	0.0052
Em (MPa)	/	/	3.35	7.65	11.4	13.3

ANNEX B

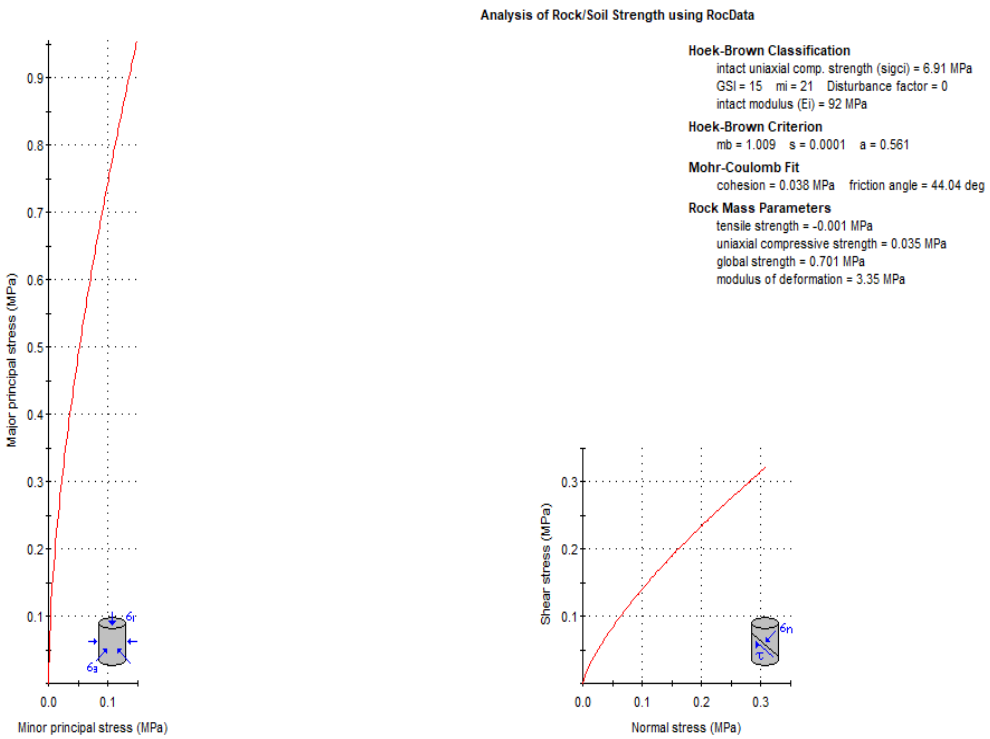


Figure 49 Exemple 1 de calcule par Rock-Data

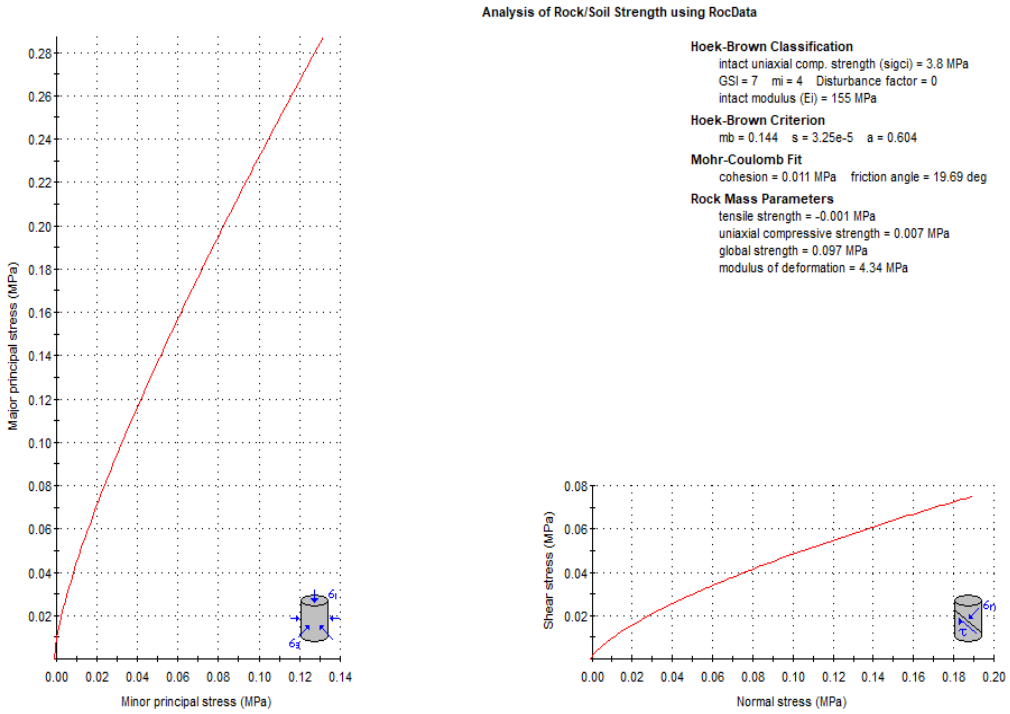


Figure 50 Exemple 2 de calcule par Rock-Data

ANNEX B

II.2.3 Donnés géotechniques :

Terrain 1 :

Tableau 78 Récapitulatif des Caractéristiques mécaniques de matériaux rencontrés dans le sondage B6

Z [m]	Unité géotechnique		σ_{ci} [MPa]	GSI	γ [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]	σ_{cm} [kPa]	E_m [MPa]	Ka
0 – 2.0	Argile blanchâtre *(AR)*		≈ 1	-	20 ÷ 22	16÷20	13÷16	≈ 50	13÷19	≈ 0.70
2 – 7	Conglomérat *(CM)*		≈ 15	≈ 8	20 ÷ 22	115÷145	15÷18	≈ 360	90÷130	≈ 0.65
7 – 11	Argile graveleuse blanchâtre *(ARG)*		≈ 5	≈ 5	20 ÷ 22	70÷90	15÷19	≈ 217	65÷95	≈ 0.70
11 – 15	Conglomérat *(CM)*		≈ 15	≈ 10	20 ÷ 22	140÷170	16÷20	≈ 600	110÷170	≈ 0.65
15 – 24	Argile schisteuse et Calcaire dolomitique *(ASCD)*		≈ 10	≈ 7	20 ÷ 22	70÷90	18÷22	≈ 400	120÷180	≈ 0.65
24 – 30	Argile schisteuse graveleuse rougeâtre *(ASG)*		≈ 20	≈ 15	20 ÷ 22	190÷230	18÷22	≈ 900	170÷250	≈ 0.65

ANNEX B

Terrrain 2 :

Tableau 79 Récapitulatif des Caractéristiques mécaniques de matériaux rencontrés dans le sondage B8

Z [m]	Unité géotechnique		σ_{ci} [MPa]	GSI	γ [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]	σ_{cm} [kPa]	E_m [MPa]	Ka
0 - 19	Argile graveleuse *(ARG)*		≈ 1	-	20÷22	30÷35	15 ÷ 19	≈ 95	20 ÷ 30	≈ 0.70
19 - 37	Conglomérat *(CM)*		≈ 15	≈ 25	20÷22	550÷650	26 ÷ 30	≈ 2000	290 ÷ 400	≈ 0.50
37 - 40	Argilite *(A)*		≈ 15	≈ 15	20÷22	270 ÷ 330	18 ÷22	≈ 1000	110÷ 170	≈ 0.65
40 - 57	Calcaire karstique *(CK)*		≈ 25	≈ 5	22÷26	450÷550	20 ÷24	≈ 1580	160 ÷ 240	≈ 0.62
57 - 71	Gypse *(GYP)*		≈ 50	≈ 40	22÷26	1600÷1950	26 ÷ 32	≈7500	2250÷ 3000	≈ 0.50

DELL

ANNEX B

Terrain 3 :

Tableau 80 Récapitulatif des Caractéristiques mécaniques de matériaux rencontrés dans le sondage B7

Z [m]	Unité géotechnique		σ_{ci} [MPa]	GSI	γ [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]	σ_{cm} [kPa]	E_m [MPa]	K_0
0 – 3.5	Argile rougeâtre *(AR)*		≈ 1	-	19 ÷ 21	16 ÷ 20	13 ÷ 16	≈ 50	13 ÷ 19	≈ 0.70
3.5 – 8.5	Argile rougeâtre limeuse - sableuse *(ALS)*		≈ 3	≈ 5	19 ÷ 21	60÷70	16 ÷ 18	≈ 180	25 ÷ 35	≈ 0.67
8.5 – 15	Cailloux et conglomérat *(CM)*		≈ 10	≈ 15	19÷ 21	125÷155	18 ÷ 22	≈ 490	75 ÷ 105	≈ 0.60
15 – 20	Argile très compacte *(AC)*		≈ 25	≈ 11	19 ÷ 21	290÷350	21 ÷ 25	≈1390	130 ÷ 180	≈ 0.42
20 – 28.5	Calcaire gréseux *(CG)*		≈ 35	≈ 16	21 ÷ 26	380 ÷ 460	23 ÷ 29	≈ 1930	170 ÷ 250	≈ 0.40
28.5 – 30	Marne schisteuse *(MS)*		≈ 25	≈ 16	21 ÷ 26	250 ÷ 310	23 ÷ 27	≈ 1300	190 ÷ 270	≈ 0.5

ANNEX B

II.2.4 Classification A.F.T.E.S :

Selon la résistance :

Tableau 81 Classification des terrains d'après les recommandations de l'AFTES

Catégorie	Désignation	Exemples	Rc (Mpa)
R1	Roche de résistance très élevée	Quartzites et basaltes de résistance élevée	> 200
R2a	Roche de résistance élevée	Granits très résistants, porphyres, grès et calcaires de très haute résistance	200 à 120
R2b		Granits, grès et calcaires de très bonne tenue ou légèrement dolités, marbres, dolomies, conglomérats compacts	120 à 60
R3a	Roche de résistance moyenne	Grés ordinaires, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss	60 à 40
R3b		Schistes argileux, grès et calcaires de résistance moyenne, marnes compactes, conglomérats peu consistants	40 à 20
R4	Roche de faible résistance	Schistes ou calcaires tendre ou très fracturés, gypses, grès très fracturés ou marneux, poudingues, craie	20 à 6
R5a	Roche de très faible résistance et sols cohérents consolidés	Marnes sableuses ou argileuses, sables marneux, gypses ou craies altérées	6 à 0,5
R5b		Alluvions graveleuses, sables argileux normalement consolidés	< 0,5
R6a	Sols plastiques ou peu consolidés	Marnes altérées, argiles franches, sables argileux, limons fins	/
R6b		Tourbes silts et vases peu consolidés, sables fins sans cohésion	

Résultats de classification :

Tableau 82 classification de l'AFTES selon la résistance des terrains

Terrain	Terrain 1		Terrain 2		Terrain 3	
Partie	B6 Sup	B6 Inf	B8 Sup	B8 Inf	B7 Sup	B7 Inf
Rc (MPa)	7.3	20	16.4	32.4	%10%	136.09%
Description	Conglomérats	Argile schisteuse	Calcaire	Gypes	Grès + cailloux	Grès
Classe	**R4**	**R3b**	**R4**	**R3b**	**R4**	**R2a%**

ANNEX B

II.2.5 Classification RMR :

II.2.5.1 Recommandation de Z. BIENIAWSKI pour le mode d'excavation et de soutènement :

Tableau 83 Recommandation d'avant-projet sommaire du creusement et

Classe de RMR	Mode d'excavation	Mode de soutènement		
		Boulons d'ancrage	**Béton projeté**	**Cintres métalliques**
A	Creusement à pleine section Pas d'avancement : 3m	Généralement pas nécessaire		
B	Creusement à pleine section Pas d'avancement : 1,5-3m Soutènement complet à 20m du front Espacement : 1,5-2,0m	Occasionnellement treillis soudé en voûte	50mm en voûte si nécessaire	Non rentable
C	Creusement en demi section Pas d'avancement : 1,5-3m en demi-section supérieure Soutènement mis en place à une distance inferieure à 20m du front	Espacement : 1,0-1,5m Treillis soudé +30 mm de béton projeté en voûte si nécessaire	100mm en voûte et 50 mm sur les piédroits Occasionnellement treillis et boulons si nécessaire	Cintres légers avec un espacement de 1,5-2,0m
D	Creusement en demi section Pas d'avancement : 1,5-3m en demi-section supérieure Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement à une distance inférieure à 10m du front	Espacement : 0,5-1,0m Treillis soudé+30-50 mm de béton projeté en voûte et en piédroits	150mm en voûte et 100mm sur les piédroits Treillis soudé et boulons de 1,5 à 3m d'espacement	Cintres moyens+ 50mm de béton projeté avec un espacement de 0,7-1,5m
E	Creusement en section divisée Pas d'avancement : 0,5-1,5m pour la galerie de tête Soutènement mis en place au fur et à mesure de l'avancement Mise en place de béton projeté dès que possible	Non recommandé	200mm en voûte et 150mm sur les piédroits Treillis soudé, boulons et cintres légers	Immédiatement 80mm de béton projeté puis cintres lourds à l'avancement avec un espacement de 0,7m

ANNEX B

II.2.5.2 Résultats de la note RMR du terrain :

Tableau 84 Calcule de RMR (BIENIAWSKI 1989).

Terrain	Terrain 1	Terrain 2		Terrain 3	
Partie	B6 Sup	B8 Sup	B8 Inf	B7 Sup	B7 Inf
Rc (MPa)	5<7.3<25	5<16,4<25	25<32,4<50	5<%10%<25	100<136<250
Note	2	2	4	2	12
RQD %	9<25	0<25	75<80<90	0<25	18<25
Note	3	3	17	3	3
Espacement (m)	<0,06	<0,06	0,2-0,6	<0,06	<0,06
Note	5	5	10	5	5
Longueur (m)	3_10	3_10	3_10	3_10	3_10
Note	2	2	2	2	2
Ouverture (mm)	>5	>5	1_5	>5	>5
Note	0	0	1	0	0
Rugosité	Tr rug (conglomérat)	Leg rug (calcaire)	Rug (gypse)	Tr reg (blocs de gres)	Tr reg (blocs de gres)
Note	6	3	5	6	6
Remplissage	>5 mm, dur	>5 mm, mou	Aucun	>5 mm, mou	>5 mm, mou
Note	2	0	6	0	0
Altération	Modérée	Décomposée	Pas alt	Décomposée	Décomposée
Note	3	0	6	0	0
Débit	<10 l/m	<10 l/m	<10 l/m	<10 l/m	<10 l/m
Condition	Humide	Humide	Humide	Humide	Humide
Note	10	10	10	10	10
Orientation des fracture	Défavorable	Défavorable	Défavorable	Défavorable	Défavorable
Note	-10	-10	-10	-10	-10
Note RMR	23	15	51	18	28
Classe RMR	D Rocher médiocre	E Rocher très médiocre	C Rocher moyen	E Rocher très médiocre	D Rocher médiocre

II.3 ANNEX C

II.3.1 Calcul des sections équivalente :

II.3.1.1 Calcule des rigidités des cintres :

Le détail de calcul résumer dans le tableau suivant :

Tableau 85 Les rigidités des cintres

Soutènement	Cintre	Ac(cm^2)	Ic(cm^4)	Ec(Mpa)	EcAc(MN)	EcIc(MN .m^2)
Soutènement1	**HEB160**	**54.3**	**2400**	**210000**	**1139,25**	**5,23**
Soutènement2	**HEB160**	**54.3**	**2400**	**210000**	**154.64**	**5.23**
Soutènement3	**HEB160**	**54.3**	**2400**	**210000**	**273,43**	**5,23**

II.3.1.2 Calcule des rigidités des béton projeté :

Le détail de calcul résumer dans le tableau suivant :

Tableau 86 Rigidité des cintres

Soutènement	Cintre	Ab(cm^2)	Ib(cm^4)	Eb(Mpa)	EbAb(MN)	EbIb(MN .m^2)
Soutènement1	HEB 160	**0.3**	**6600**	**23698,78**	**5924,65**	**30,87**
Soutènement2	HEB160	**0.3**	13*10^4	**23698,78**	**4739,75**	**15,79**
Soutènement3	HEB160	**0.3**	0,13*10^4	**23698,78**	**5924,65**	**30,85**

II.3.1.3 Calcule des paramètres selon CARLOS CARRANZA-TORRES :

Les détaille de calcul des paramètres CA CI sont illustrée sur le tableau :

Tableau 87 Rigidité du béton projeté

Soutènement	Cintre	EbAb(MN)	EbIb(MN .m^2)	EcAc(MN)	EcIc(MN .m^2)	n	CA	CI
Soutènement2	HEB120	4739,75	15,79	714	1,81	1	7146,83	36,09
Soutènement1	HEB160	5924,65	30,87	201,82	5,23	1	5453,76	17,61
Soutènement3	HEB160	5924,65	30,85	286,59	5,23	1,42	10032,29	51,25

ANNEX C

II.3.2 Les résultats des efforts :

Terrain 1 :

Les figures ci-dessous montrent les diagrammes du moment de flexion, de l'effort normal et de l'effort tranchant du soutènement type I et mode de creusement en demi-section.

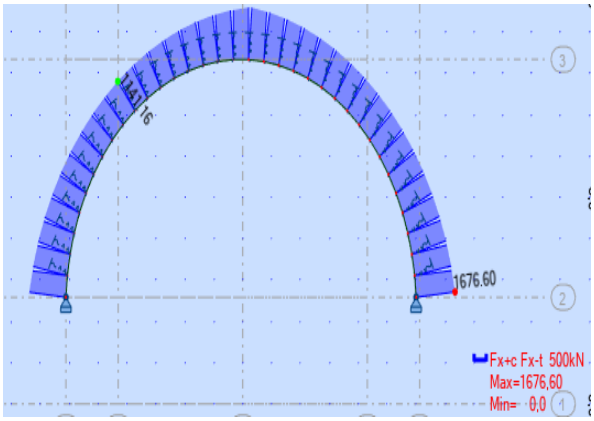


Figure 52 Effort normal

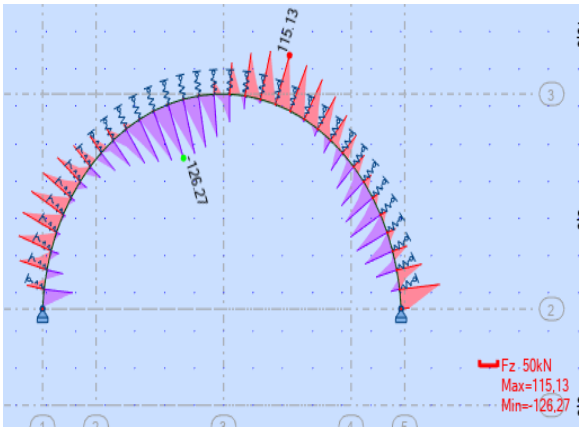


Figure 51 Effort tranchant

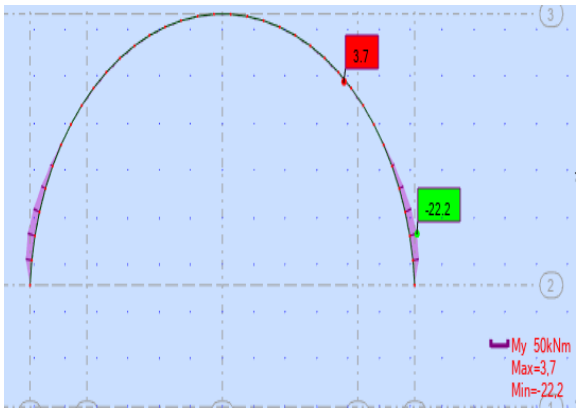


Figure 53 Moment fléchissant

ANNEX C

Terrain 2 : Les figures ci-dessous montrent les diagrammes du moment de flexion, de l'effort normal et de l'effort tranchant du soutènement type II et mode de creusement en demi-section

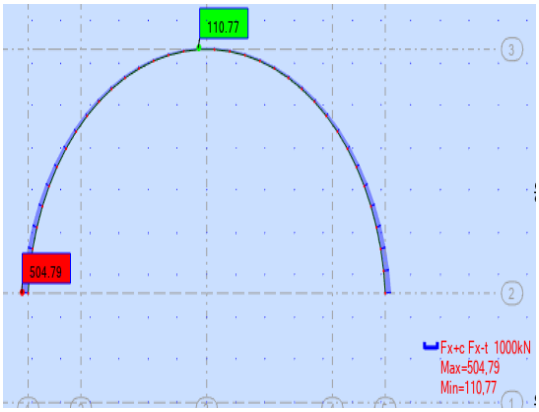


Figure 55 Effort normal

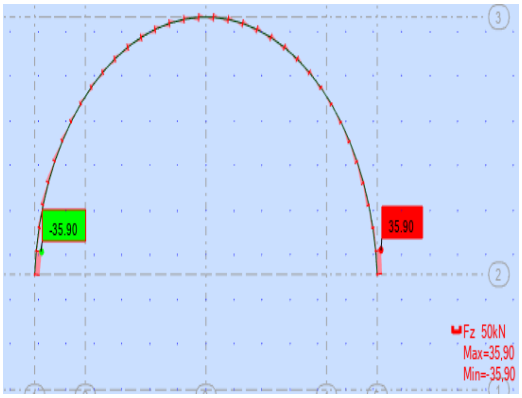


Figure 56 Effort tranchant

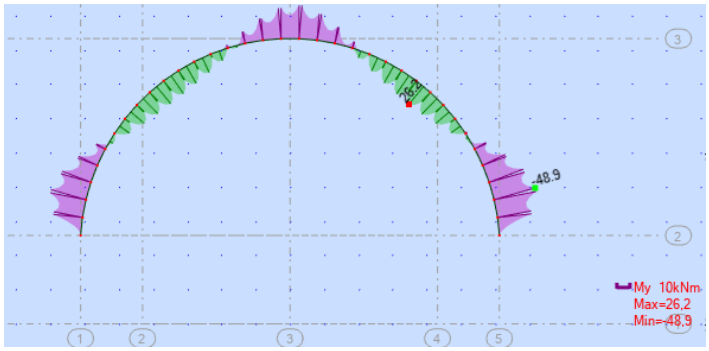


Figure 54 Moment fléchissant

Terrain 3 :

Les figures ci-dessous montrent les diagrammes du moment de flexion, de l'effort normal et de l'effort tranchant du soutènement type III et mode de creusement en demi-section.

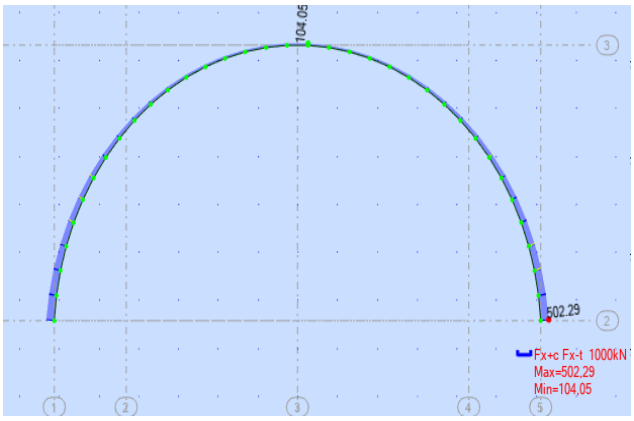


Figure 58 Effort Normal

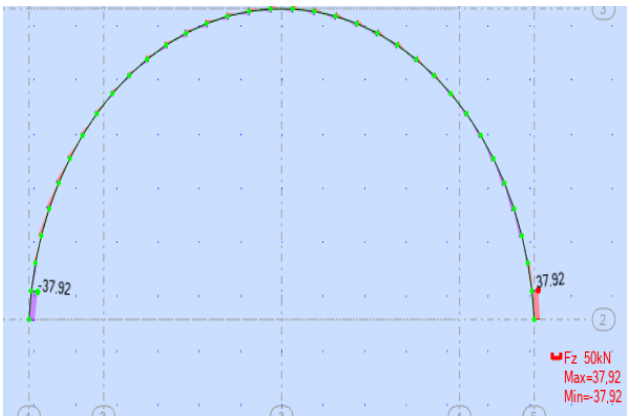


Figure 57 Effort Tranchant

ANNEX C

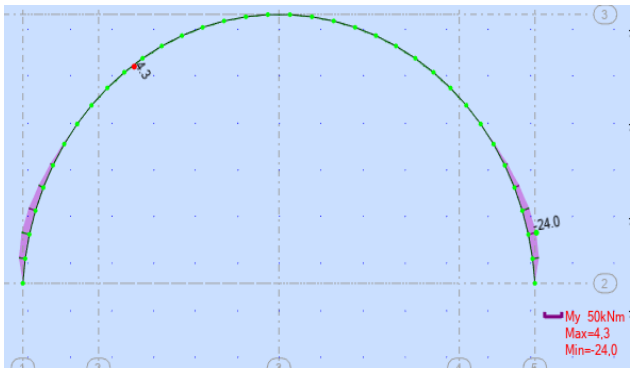


Figure 59 Moment fléchissant

II.3.3 Vérification du béton projeté :

II.3.3.1 Vérification des contraintes normal :

Tableau 88 vérification des contraintes normal

	Terrain 1	Terrain 2	Terrain 3
	Demi section	Demi section	Demi section
Nb (Kn)	1433,49	452,79	368,41
A'b(m)	25	20	25
Mb (Kn.m)	92,32	3,32	3,15
W'b(m^2)	104,17	66,67	92,32

II.3.4 Vérification du cintre métalliques :

II.3.4.1 Vérification de la résistance en section :

Tableau 89 Calcul de vérification de la résistance en section

	Terrain1	Terrain2	Terrain3
	Demi section	Demi section	Demi section
f_y (Kpa)	235*10^3	235*10^3	235*10^3
n	0,12	0,08	0,04
W_{Ply} (m^3)	0,00035	0,0001652	0,00035

ANNEX C

II.3.4.2 Vérification de la résistance au cisaillement :

Tableau 90 Calcul de vérifications de la résistance au cisaillement

	Terrain 1	Terrain 2	Terrain 3
	Demi section	Demi section	Demi section
Tc(Kn)	13,7	4,7	3,14
Tw(Cm)	0,8	0,65	0,8
Iy(Cm^4)	2492	864	2492
S(Cm^3)	177	84	177

II.4 ANNEX D

II.4.1 Calcule des charges par théorie de poids des terres :

Terrain 1 :

Tableau 91 Charge du Terrain 1

Terrain 1	Z (m)	$\gamma(KN/m^3)$	σ_{0i} (KPa)
AR	2	21	42
CM	7	21	105
ARG	11	21	84
CM	15	21	84
		σ_0 (KPa)	315

Terrain 2 :

Tableau 92 Charge du Terrain 2

Terrain 1	Z (m)	$\gamma(KN/m^3)$	σ_{0i} (KPa)
ARG	19	21	399
CM	37	21	378
ARG	40	21	63
CK	51	24	264
		σ_0 (KPa)	1104

Terrain 3 :

Tableau 93 Charge du Terrain 3

Terrain 3	Z (m)	$\gamma(KN/m^3)$	σ_{0i} (KPa)
AR	3,5	21	73,5
ALS	8,5	21	105
CM	15	21	136,5
		σ_0 (KPa)	315

ANNEX D

II.4.2 Calcule convergence-confinement :

Terrain 1 :

σ_{re} =75,83 KPa. U_{re} = 0,0183449 m

Tableau 94 Calcule de courbe de convergence du Terrain 1

	λ	rd/r	Ur (m)	σ_r (KPa)	Ur(mm)
	0	0,6683568	0	315	0
Front	0,4	0,8092803	0,0096648	189	9,66
x=0,6	0,66	0,9387152	0,0159469	107,1	15,95
Limite d'élasticité	0,7592484	1	0,0183449	75,836745	18,34
	0,83	1,0489132	0,0201834	53,55	20,18
	0,85	1,0636359	0,020754	47,25	20,75
	0,87	1,0787855	0,0213494	40,95	21,35
	0,89	1,0943809	0,0219711	34,65	21,97
	0,91	1,1104421	0,0226208	28,35	22,62
	0,93	1,1269905	0,0233	22,05	23,30
	0,95	1,1440487	0,0240107	15,75	24,01
	0,96	1,1527764	0,0243784	12,6	24,38
	0,97	1,1616407	0,0247548	9,45	24,75
	0,98	1,1706449	0,02514	6,3	25,14
	0,99	1,1797924	0,0255345	3,15	25,53

Terrain 2 :

σ_{re} =244.34 KPa. Ure = 0,0456962 m.

Tableau 95 Calcule de courbe de convergence du Terrain 2

	λ	rd/r	Ur (m)	σ_r (KPa)	Ur(mm)
	0	0,68311	0	1104	0
Front	0,4	0,8106235	0,0234738	662,4	23,47
x=0,6	0,66	0,9300723	0,03873177	375,36	38,73
Limite d'élasticité	0,7786759	1	0,0456962	244,34185	45,70
	0,8286759	1,033376	0,0487974	189,14185	48,80
	0,8786759	1,0695135	0,05227	133,94185	52,27
	0,9286759	1,1087912	0,0561797	78,7418496	56,18
	0,9586759	1,1340499	0,0587685	45,6218496	58,77
	0,9686759	1,1427758	0,0596763	34,5818496	59,68
	0,9786759	1,1516622	0,0606081	23,5418496	60,61
	0,9886759	1,1607138	0,0615645	12,5018496	61,56
	0,9986759	1,1699356	0,0625466	1,46184959	62,55

ANNEX D

Terrain 3 :

σ_{re} =81,25KPa. U_{re} = 0,02650788 m

Tableau 96 Calcule de courbe de convergence du Terrain 3

	λ	rd/r	Ur (m)	σ_r (KPa)	Ur(mm)
	0	0,67563	0	315	0
Front	0,4	0,81577	0,0142884	189	14,3
x=0,6	0,66	0,94785	0,0235759	107,1	23,58
Limite d'élasticité	0,74208	1	0,0265079	81,2445	26,51
	0,79208	1,03498	0,028395	65,4945	28,39
	0,84208	1,07277	0,030506	49,7445	30,51
	0,89208	1,11371	0,0328793	33,9945	32,88
	0,92208	1,13998	0,0344482	24,5445	34,45
	0,93208	1,14904	0,0349979	21,3945	35,00
	0,94208	1,15825	0,0355617	18,2445	35,56
	0,95208	1,16764	0,0361401	15,0945	36,14
	0,96208	1,17719	0,0367337	11,9445	36,73
	0,97208	1,18691	0,0373431	8,79448	37,34
	0,98208	1,19681	0,0379687	5,64448	37,97
	0,99208	1,2069	0,0386113	2,49448	38,61

II.5 ANNEX E

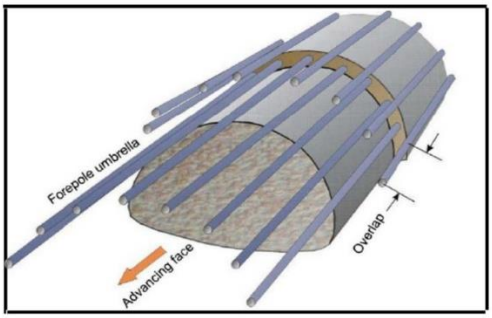
II.5.1 Amélioration du terrain :

VOUTE PARAPLUIE

Le boulonnage peut être combiné avec une autre technique de préconfinement qui est la voute parapluie. Des micros pieux de diamètre Φ=127mm et longueur de 12m seront mis en place dans des forages inclinés. Ces inclusions seront coulées au ciment sur toute la longueur .Cette technique améliore la sécurité sur chantier et a une influence non négligeable sur la réduction des déformations dans le massif.

La rigidité équivalente du massif renforcé à introduire dans le calcul :

$$E_{Eq} = Esol + \frac{E_{Boulon}.E_{scellemnt}}{E_{Boulon} + E_{scellemnt}}$$



Présoutènement par voute parapluie

Figure 60 Amélioration du terrain par la voute parapluie

II.5.2 Résultats des déplacements totaux :

II.5.2.1 Déplacement totale :

Terrain 1 : Les figures ci-dessous montrent les déplacements totaux dans chaque étape de calcule :

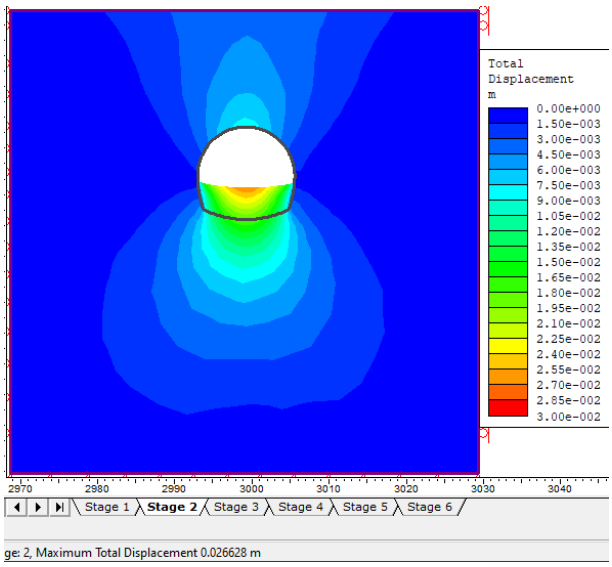


Figure 62 Déplacement totale après le creusement de la calotte.

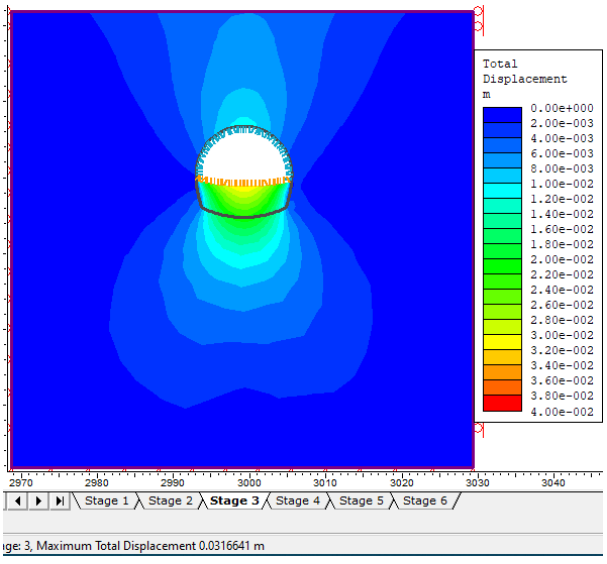


Figure 61 Déplacement totale après la pose des soutènements.

ANNEX E

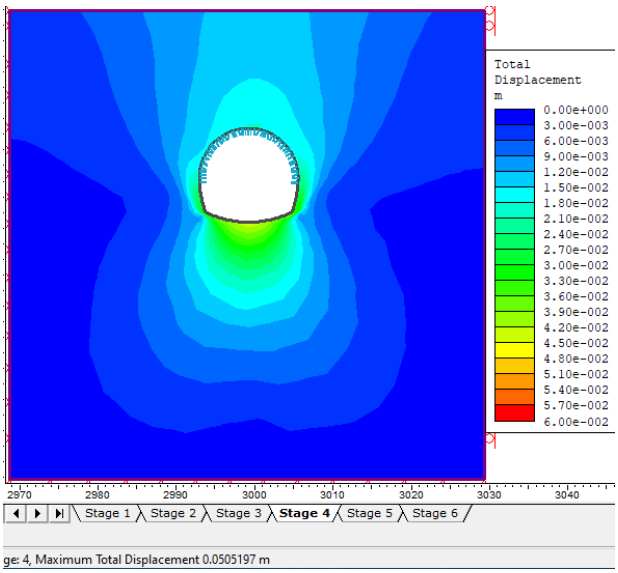


Figure 63 Déplacement totale après le creusement du stross.

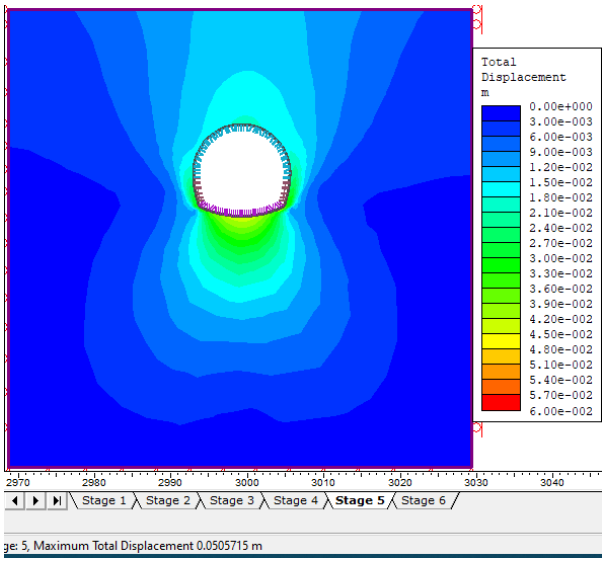


Figure 64 Déplacement totale après la pose des soutènements de la stross.

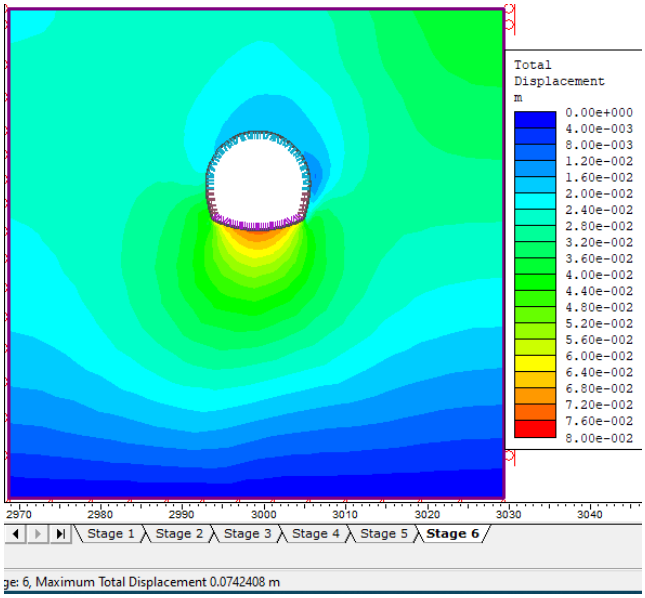


Figure 65 Déplacement totale en cas de séisme.

ANNEX E

Terrain 2 : Les figures ci-dessous montrent les déplacements totaux dans chaque étape de calcule :

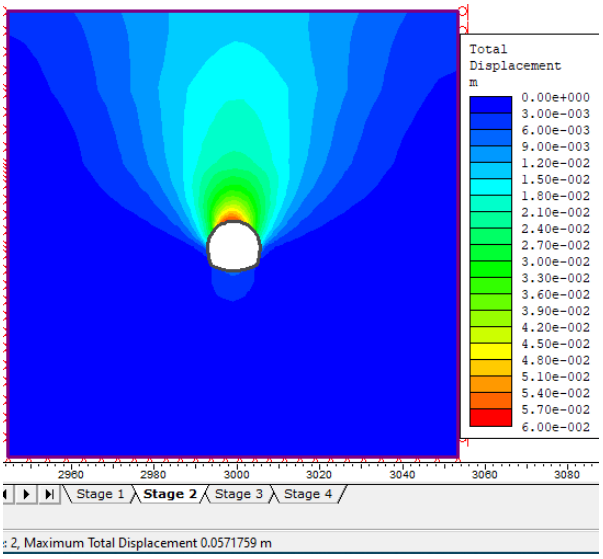


Figure 67 Déplacement totale avant la pose de soutènement.

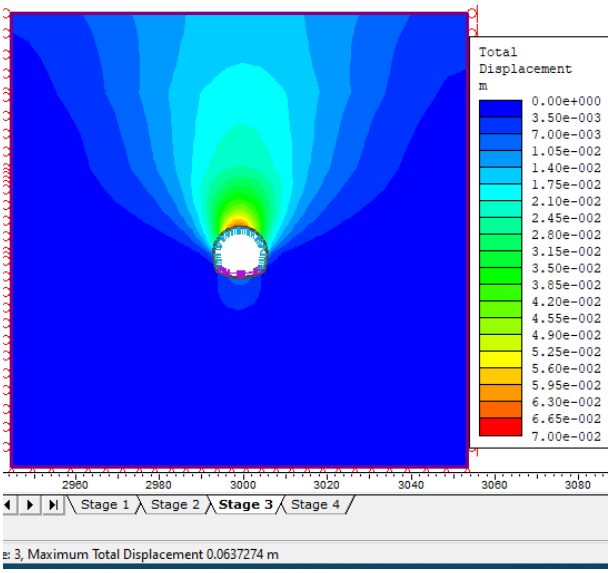


Figure 66 Déplacement totale après la pose des soutènements.

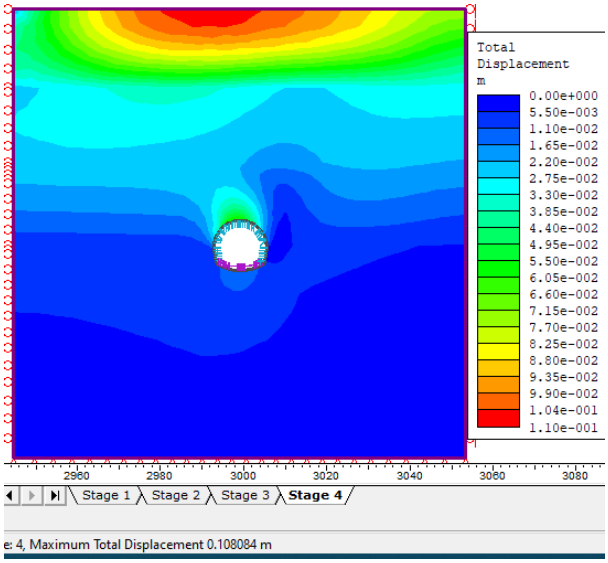


Figure 68 Déplacement totale dans le cas de séisme.

ANNEX E

Terrain 3 : Les figures ci-dessous montrent les déplacements totaux dans chaque étape de calcule :

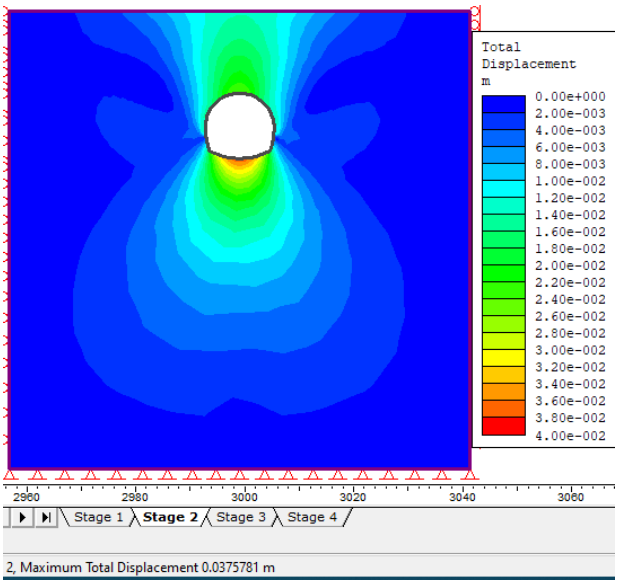


Figure 69 Déplacement totale avant la pose de soutènement.

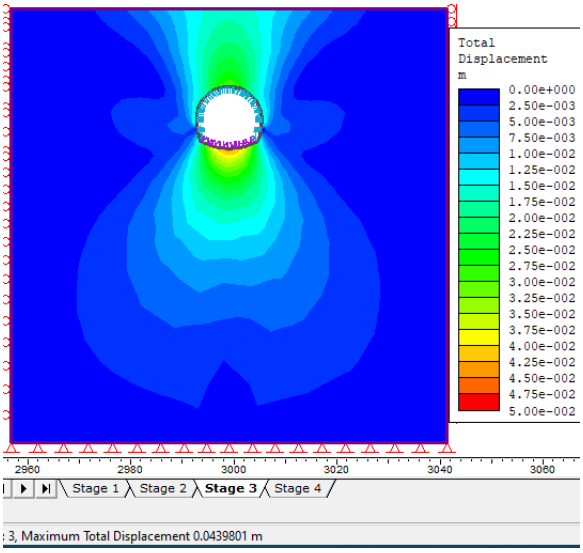


Figure 70 Déplacement totale après la pose des soutènements.

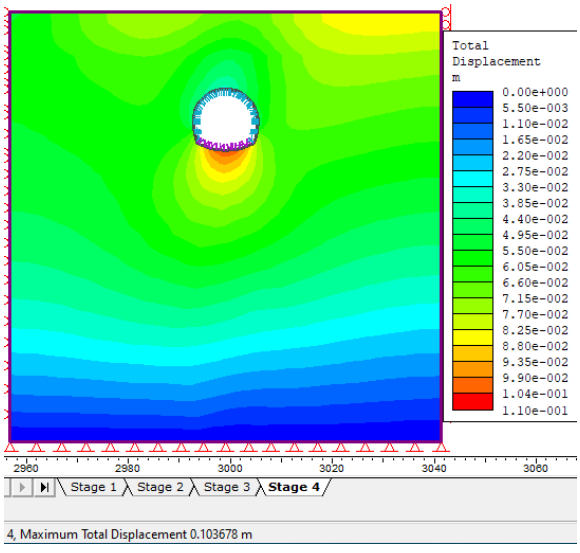


Figure 71 Déplacement totale dans le cas de séisme.

II.5.2.2 Effort normale :

Terrain 1 : Les figures ci-dessous montrent l'effort normal dans les soutènements de terrain 1 à chaque étape de calcule :

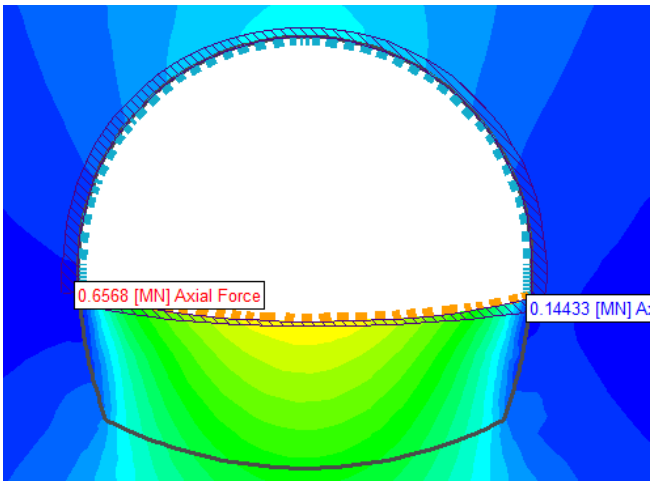


Figure 73 Diagramme de l'effort normal du soutènement de la calotte.

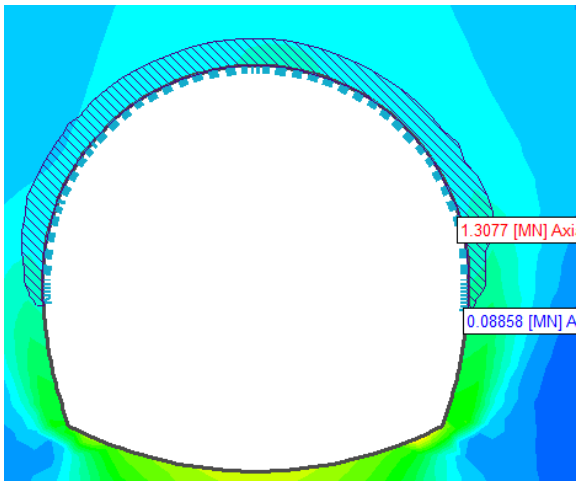


Figure 72 Diagramme de l'effort normal du soutènement de la calotte après le creusement de la stross.

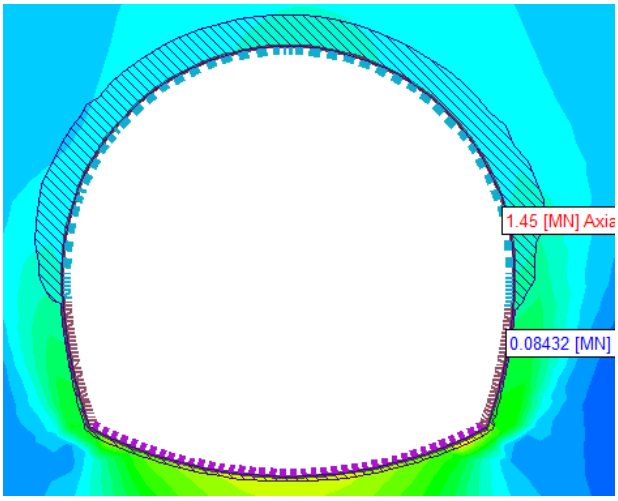


Figure 74 Diagramme de l'effort normal.

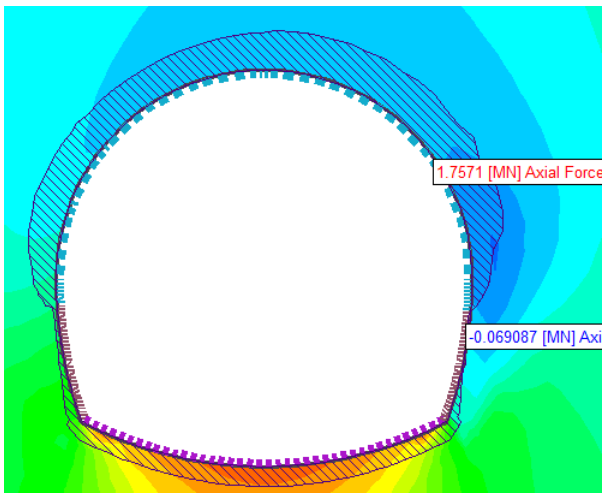


Figure 75 Diagramme de l'effort normal en cas de séisme.

ANNEX E

Terrain 2 : Les figures ci-dessous montrent l'effort normal dans les soutènements de terrain 2 à chaque étape de calcule :

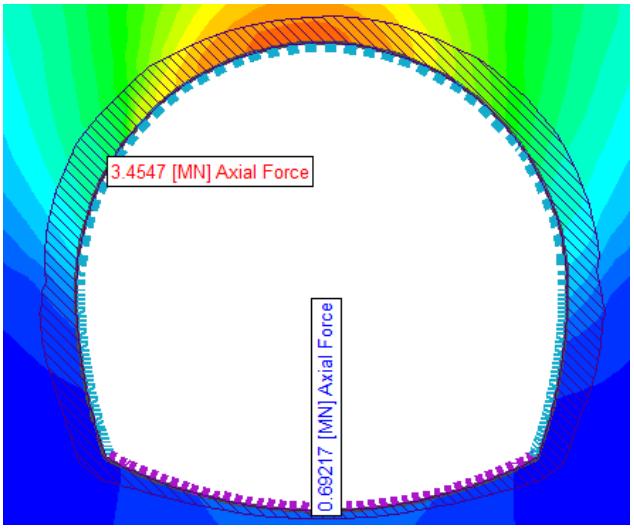


Figure 77Diagramme de l'effort normal.

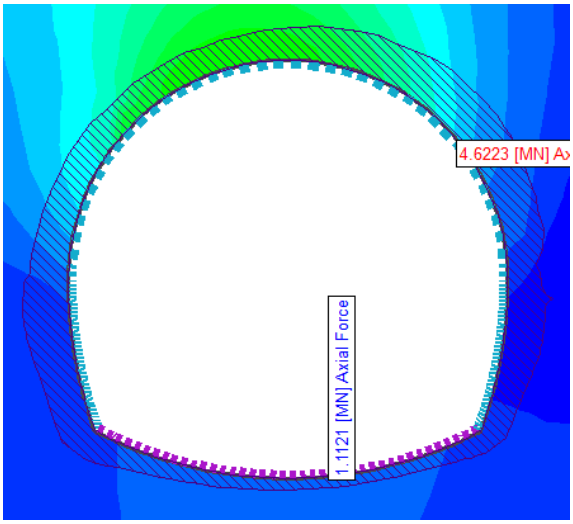


Figure 76 Diagramme de l'effort normal en cas de séisme.

Terrain 3 : Les figures ci-dessous montrent l'effort normal dans les soutènements de terrain 3 à chaque étape de calcule :

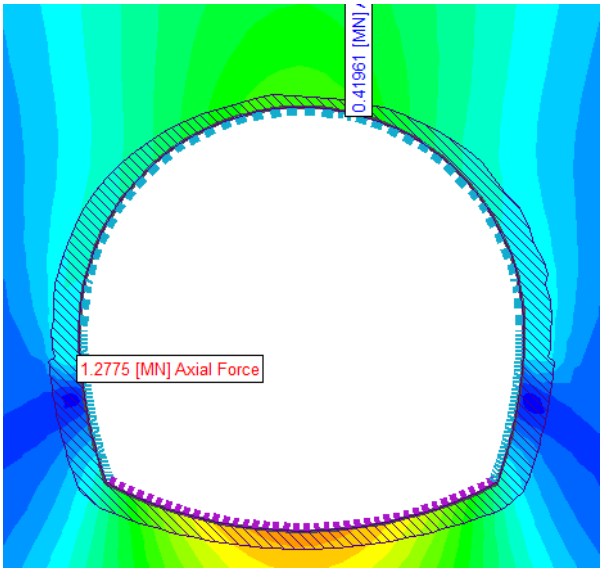


Figure 79 Diagramme de l'effort normal.

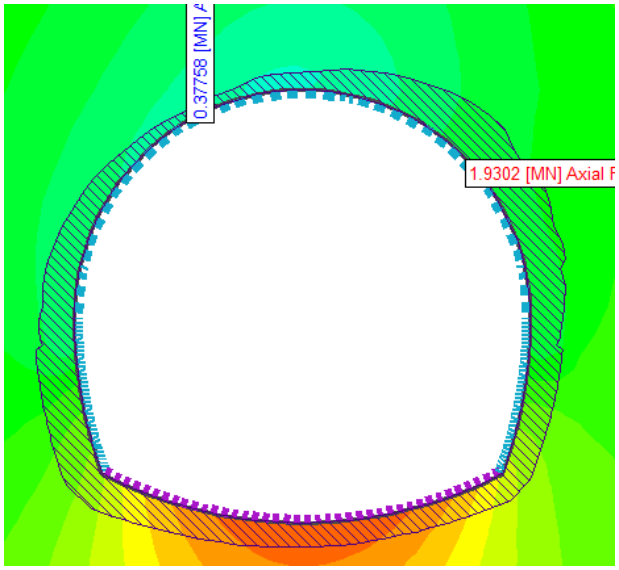


Figure 78 Diagramme de l'effort normal en cas de séisme.

II.5.2.3 Effort tranchant :

Terrain 1 : Les figures ci-dessous montrent l'effort tranchant dans les soutènements de terrain 1 à chaque étape de calcule :

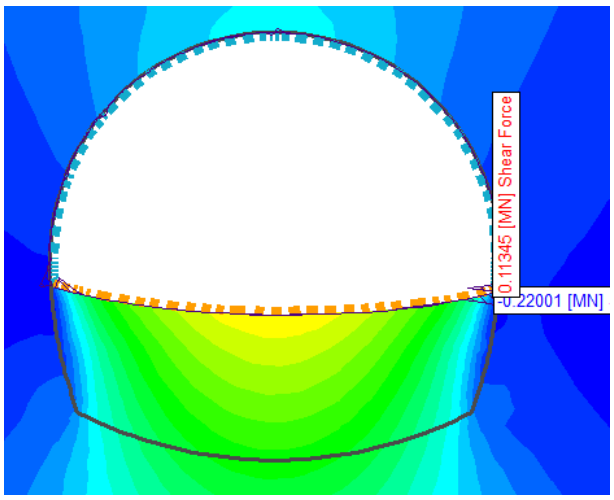


Figure 81 Diagramme de l'effort tranchant du soutènement de la calotte.

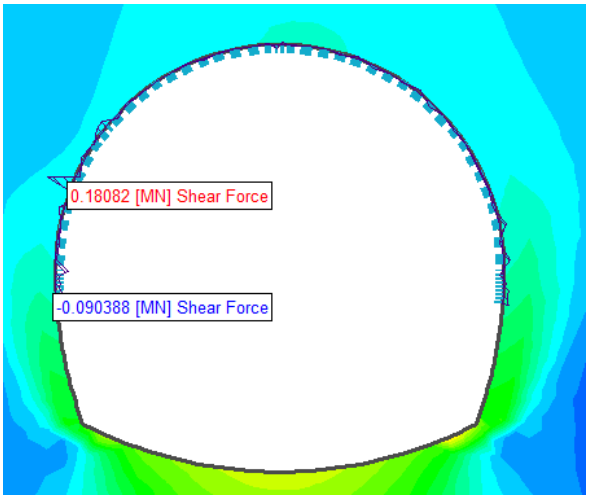


Figure 80 Diagramme de l'effort tranchant du soutènement de la calotte après le creusement de la stross.

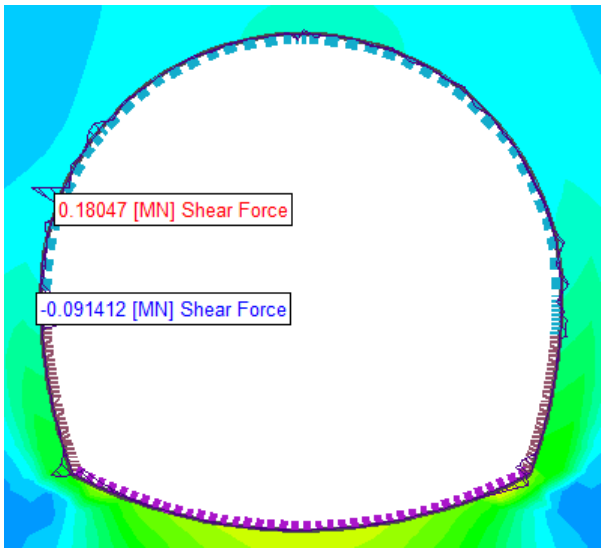


Figure 83 Diagramme de l'effort tranchant.

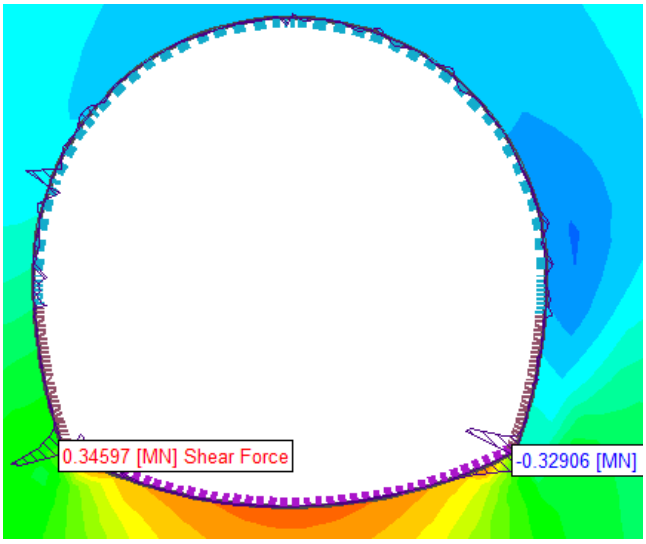


Figure 82 Diagramme de l'effort tranchant en cas de séisme.

ANNEX E

Terrain 2 : Les figures ci-dessous montrent l'effort tranchant dans les soutènements de terrain 2 à chaque étape de calcule :

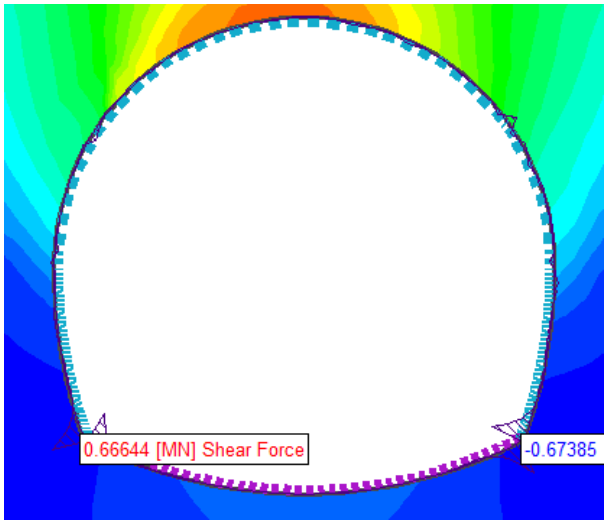


Figure 84 Diagramme de l'effort tranchant.

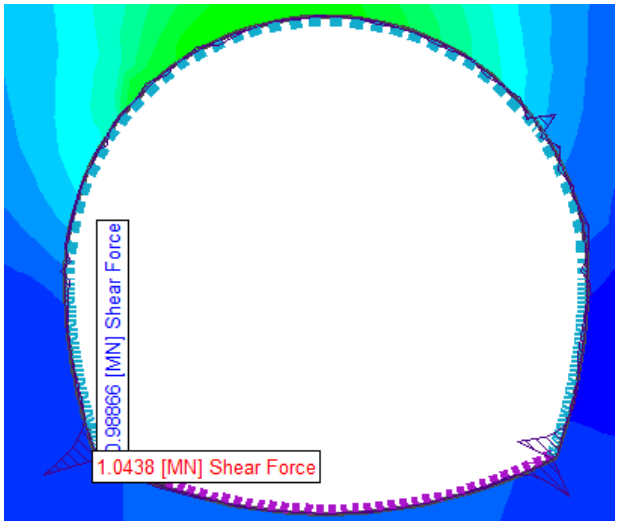


Figure 85Diagramme de l'effort tranchant en cas de séisme.

Terrain 3 : Les figures ci-dessous montrent l'effort tranchant dans les soutènements de terrain 3 à chaque étape de calcule :

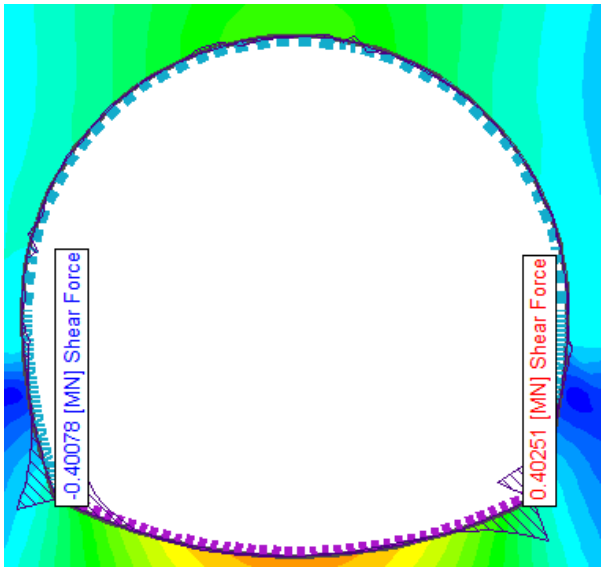


Figure 87 Diagramme de l'effort tranchant.

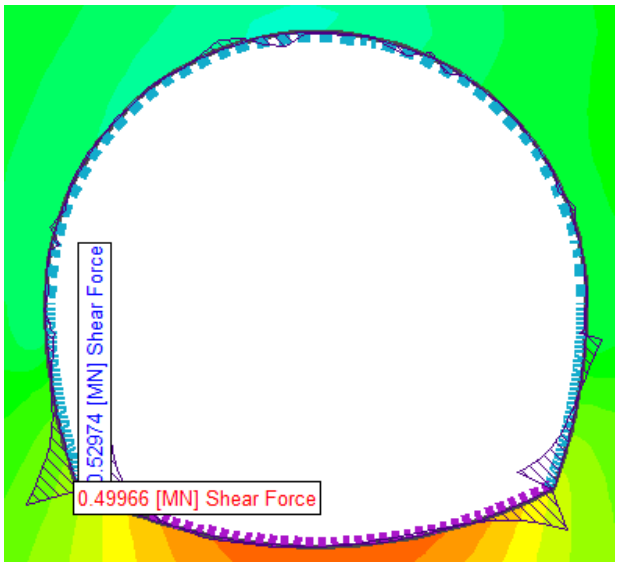


Figure 86 Diagramme de l'effort tranchant en cas de séisme.

II.5.2.4 Moment fléchissant :

Terrain 1 : Les figures ci-dessous montrent le moment fléchissant dans les soutènements de terrain 1 à chaque étape de calcule :

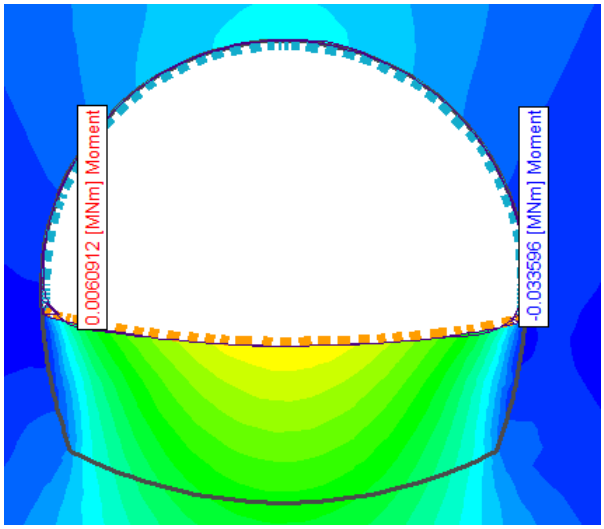


Figure 89 Diagramme du moment fléchissant dans le soutènement de la calotte

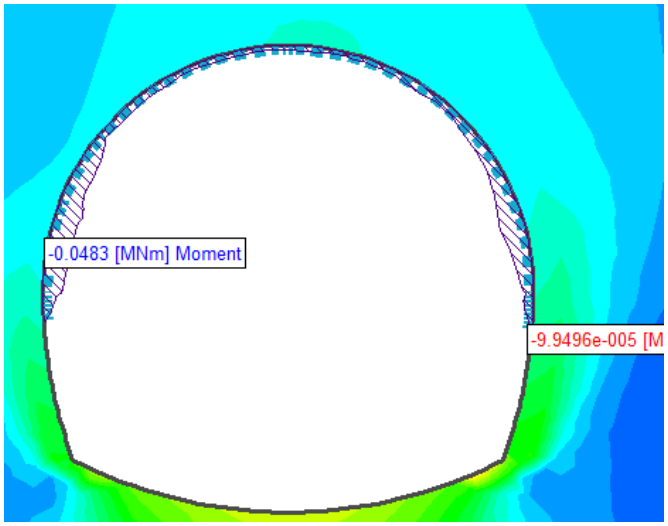


Figure 88 Diagramme du moment fléchissant dans le soutènement de la calotte après le creusement de la stross

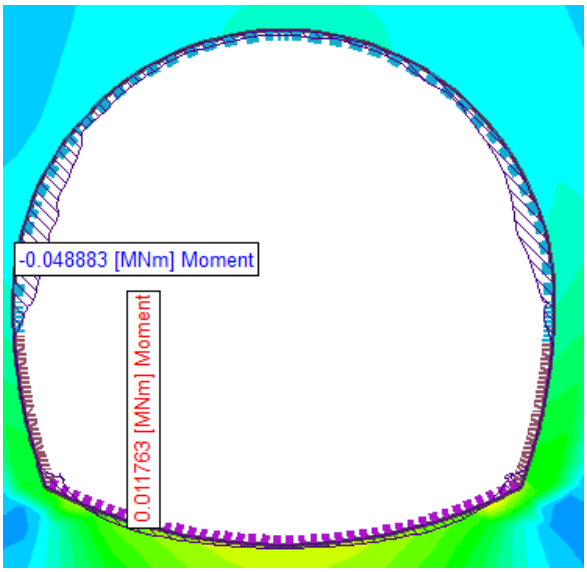


Figure 91 Diagramme du moment fléchissant

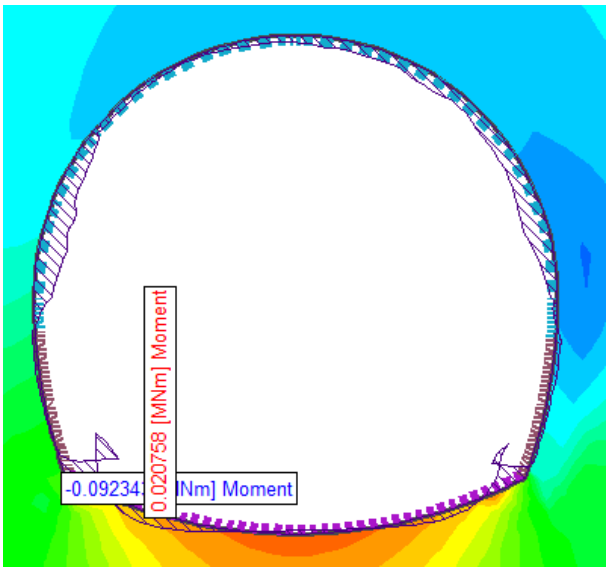


Figure 90 Diagramme du moment fléchissant en cas de séisme

ANNEX E

Terrain 2 : Les figures ci-dessous montrent le moment fléchissant dans les soutènements de terrain 2 à chaque étape de calcule :

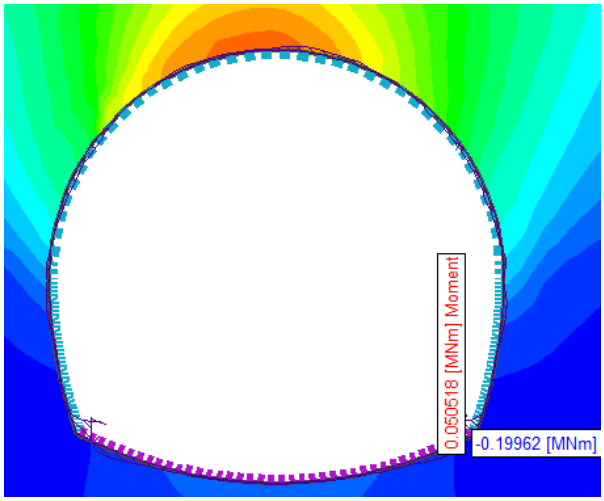


Figure 93 Diagramme du moment fléchissant

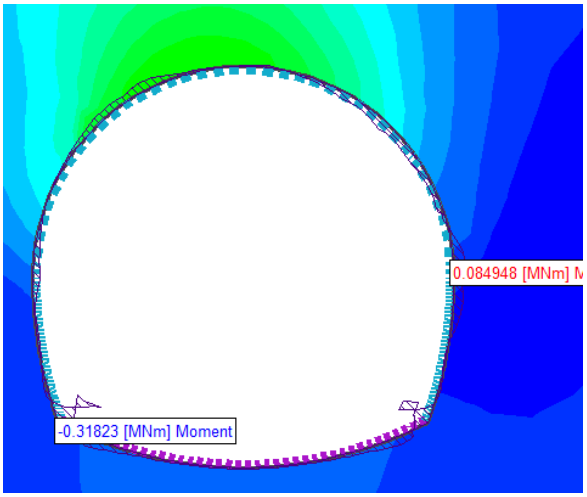


Figure 92 Diagramme du moment fléchissant en cas de séisme

Terrain 3 : Les figures ci-dessous montrent le moment fléchissant dans les soutènements de terrain 3 à chaque étape de calcule :

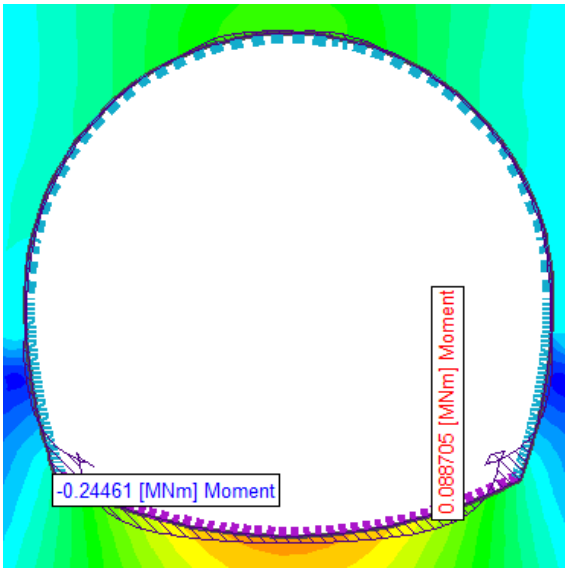


Figure 95 Diagramme du moment fléchissant

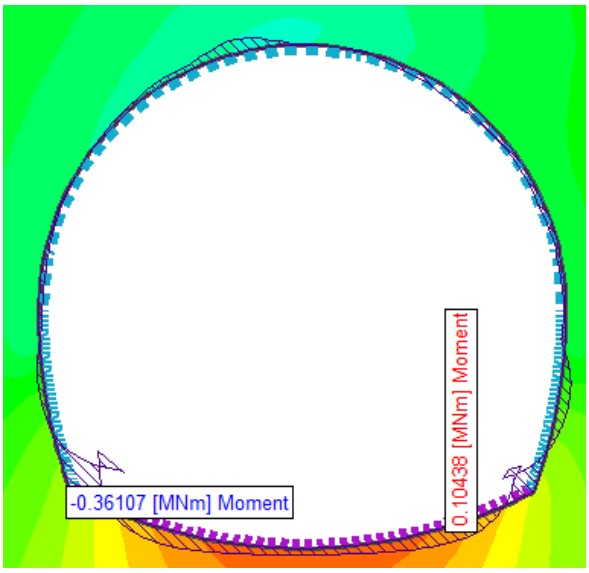


Figure 94 Diagramme du moment fléchissant en cas de séisme

II.6 ANNEX F :

1 Modalisation de revêtements définitif par ROBOT STRUCTURAL 2019 :

II.6.1 Les résultats des sollicitations de revêtement :

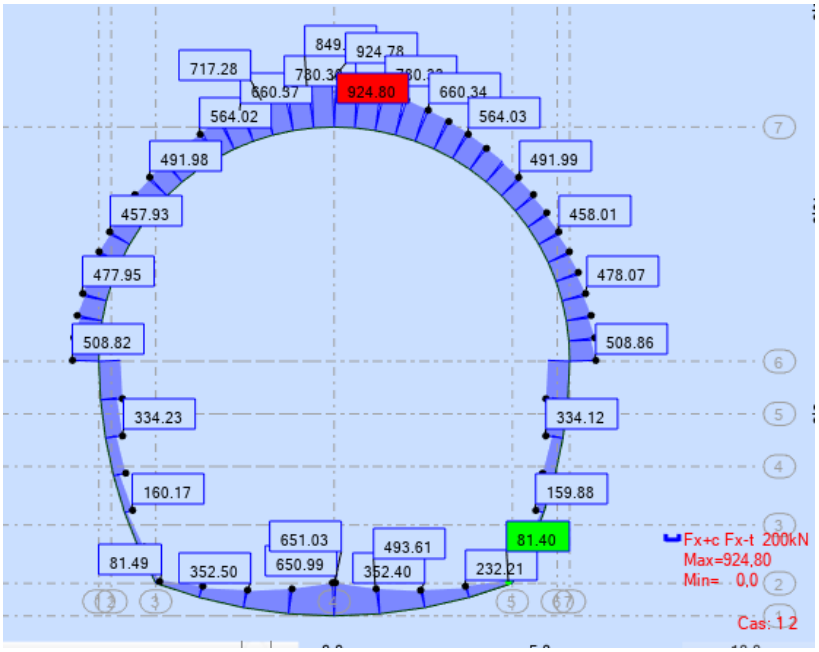


Figure 96 L'effort normal

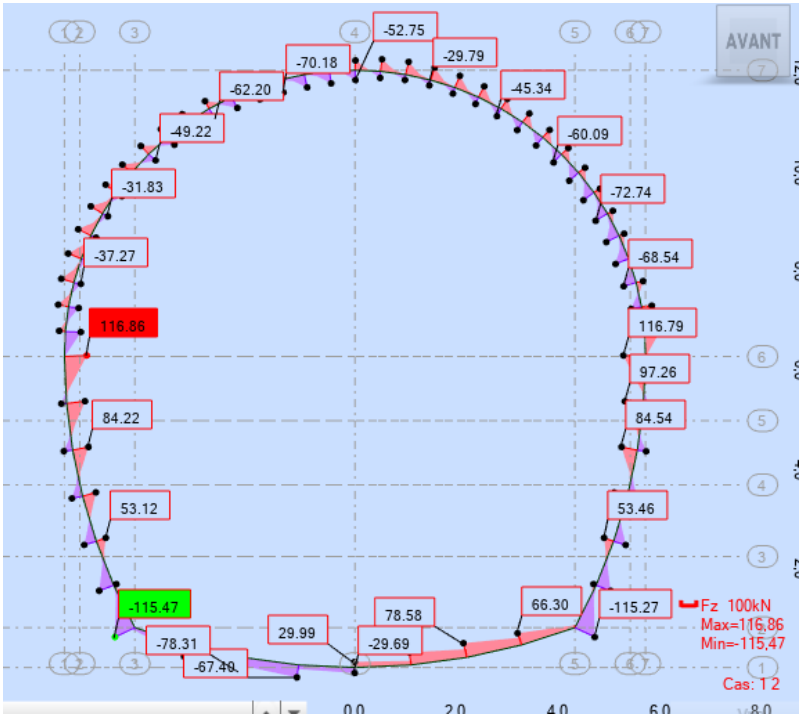


Figure 97 L'effort tranchant

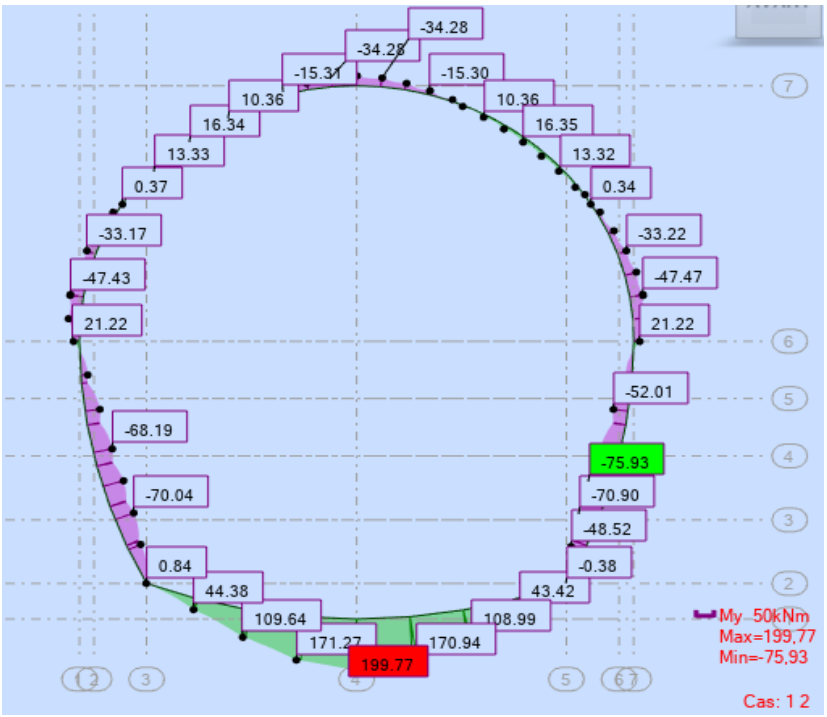


Figure 98 Le Moment fléchissant

Calcule de ferraillage par ROBOT EXPERT 2010 :

DELL

La voute :

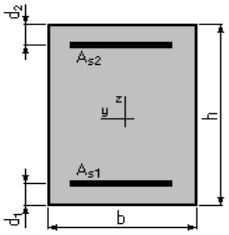
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 40.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	686.90	28.65

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 0.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4.6 (cm2)
théorique ρ = 0.00 (%)
minimum ρ_{min} = 0.13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 686.90 (kN) M = 28.65 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 9.14 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 39.6 (cm)
Bras de levier: Z = 19.2 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Contrainte de l'acier:

Calcul de Section en Flexion Composée

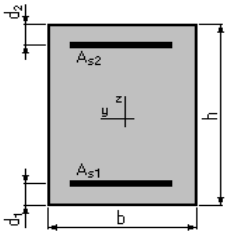
DELL

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 40.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	663.11	-64.13

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4.6 (cm2)
théorique ρ = 0.00 (%)
minimum ρ_{min} = 0.13 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 663.11 (kN) M = -64.13 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.18 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 25.8 (cm)
Bras de levier: Z = 24.7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Contrainte de l'acier:

Les piédroits :

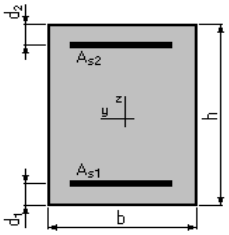
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 60.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	437.40	1.13

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6.5 (cm2)
théorique ρ = 0.00 (%)
minimum ρ_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 437.40 (kN) M = 1.13 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 26.97 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = 74.4 (cm)
Bras de levier: Z = 25.3 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.06 (‰)
Contrainte de l'acier:

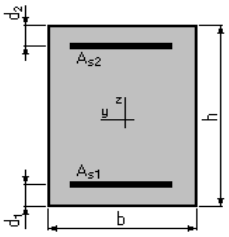
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 60.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	327.67	-102.51

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 6.5 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6.5 (cm2)
théorique ρ = 0.12 (%)
minimum ρ_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 327.67 (kN) M = -102.51 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6.09 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 14.4 (cm)
Bras de levier: Z = 49.3 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 9.90 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Le radier :

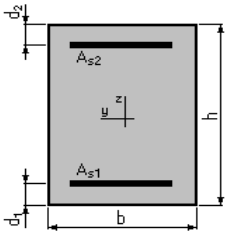
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 60.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	877.50	270.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 6.5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6.5 (cm2)
théorique ρ = 0.12 (%)
minimum ρ_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 877.50 (kN) M = 270.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.37 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 14.9 (cm)
Bras de levier: Z = 49.0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 9.43 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

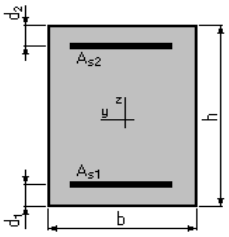
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 60.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	109.89	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 0.0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6.5 (cm2)
théorique ρ = 0.00 (%)
minimum ρ_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 109.89 (kN) M = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 108.29 Pivot: C
Position de l'axe neutre: y = + infini
Bras de levier: Z = 25.0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 0.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 2.00 (‰)
Contrainte de l'acier:

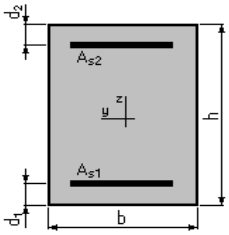
Vérification de la voute :
Vérification de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 40.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique A_{s1} = 6.8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 6.8 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4.6 (cm2)
théorique ρ = 0.39 (%)
minimum ρ_{min} = 0.13 (%)

4. Excentricité des charges:

Excentricité: e_z = 15.0 (cm)

5. Résultats:

Capacités limites:

	N (kN)	**M** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	3113.51	467.03
Etat **L**imite de **S**ervice	1952.85	292.93
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	3929.98	589.50

Analyse par Etat:

Etat ELU N = 3113.51 (kN) M = 467.03 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 19.6 (cm)
Bras de levier: Z = 27.2 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 2.74 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa) comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Etat ELS N = 1952.85 (kN) M = 292.93 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 20.9 (cm)
Bras de levier: Z = 28.0 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 18.5 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 187.1 (MPa)
comprimée: σ_s' = 211.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 187.1 (MPa)

Etat ELA N = 3929.98 (kN) M = 589.50 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 19.0 (cm)
Bras de levier: Z = 27.4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 2.95 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 500.0 (MPa) comprimée: σ_s' = 500.0 (MPa)

Vérification de piédroits + radier :

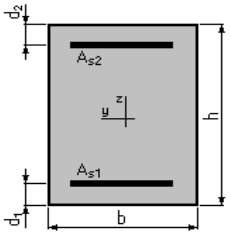
Vérification de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 35.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 60.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Armatures:

Section théorique A_{s1} = 6.8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 6.8 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 6.5 (cm2)
théorique ρ = 0.25 (%)
minimum ρ_{min} = 0.12 (%)

4. Excentricité des charges:

Excentricité: e_z = 15.0 (cm)

5. Résultats:

Capacités limites:

	N (kN)	**M** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	6655.48	998.32
Etat **L**imite de **S**ervice	5096.49	764.47
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	8560.38	1284.06

Analyse par Etat:

Etat ELU N = 6655.48 (kN) M = 998.32 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 41.1 (cm)
Bras de levier: Z = 38.6 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 1.18 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 236.4 (MPa) comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Etat ELS N = 5096.49 (kN) M = 764.47 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 47.0 (cm)
Bras de levier: Z = 39.3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 21.0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 53.3 (MPa)
comprimée: σ_s' = 281.6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 187.1 (MPa)

Etat ELA N = 8560.38 (kN) M = 1284.06 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 40.5 (cm)
Bras de levier: Z = 38.8 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 1.25 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 249.7 (MPa) comprimée: σ_s' = 500.0 (MPa)

DELL