



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et De la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri
de Tizi-Ouzou



Département : Travaux Publics

Option : Voies et ouvrages d'arts

Projet de Fin d'Études

Pour l'Obtention du Diplôme Master.

Thème

**Etude du comportement d'un Tunnel
T2 autoroutier bitube sur la pénétrante Tizi-
Ouzou-Bouira.**

**Présenté par :
BERHOUN LYES**

DEVANT LE JURY :

Président : Mme. HERMIME TASSADIT

Rapporteur : Mme. BOUDJEMIA FAZIA

Examineur : M. RAHMOUNI OUASSIM

Promotion 2023/2024



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Résumé :

L'objectif de ce travail est l'étude de comportement du tunnel T2 autoroutier bitube de la pénétrante autoroutière de TIZI OUZOU. En utilisant la nouvelle méthode autrichienne (NATM). À cet effet, nous avons utilisé la méthode Convergence-Confinement pour déterminée la stabilité de l'extrusion et la convergence, et le logiciel FLAC^{2D} pour évaluer les déplacements, La technique de creusement utilisée est le creusement en section divisée.

Mots clés : Tunnel, portail, autoroute, Convergence-Confinement, FLAC^{2D}, section divisée.

- ❖ (NATM) nouvelle méthode autrichienne tunnel.
- ❖ (ANA) Agence Nationale des Autoroutes.
- ❖

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force le courage et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

En seconde lieu, un spécial remerciement à ma promotrice madame BOUDJEMIA FAZIA de son précieux conseil et son aide durant toute la période du travail

Aussi, je tiens à exprimer vivement mes gratitudes et mes reconnaissances aux membres de jury qui m'ont fait l'honneur

D'examiner mon travail et de l'enrichir par leurs propositions :

- Mme. Boudjemia fazia.
- Mme. Hermime Tassadit.
- M. Rahmouni ouassim.

Je tiens à exprimer mes sincère remerciements à tous les professeurs

Qui m'ont enseigné et qui par leurs compétences m'ont soutenu dans la poursuite de mes études.

Enfin, Nos plus vifs remerciements s'adressent aussi à tous ceux qui nous ont aidés, encourager et nous ont soutenus jusqu'au bout.

Lyes berhoun

DEDICAS

Au nom d'Allah, le tout miséricordieux, le très miséricordieux

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

Mes très chers parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie

Mes frère et sœurs

A tous mes amis sans exception monsieur, Lardjane Younes, A. Sabrina et PHD, R.C. Meriem.

A mes enseignants du lycée mon cher cousin BERHOUN AHCENE prof de physique, et madame OUMRASSI ZAHIA prof de génie civil.

A moi même

A mon encadreur madame « BOUDJEMIA FAZIA »

A monsieur DREFLI REDOUANE « maitre de l'ouvrage »

Et monsieur KRIM LYES « l'ingénieur de travaux publics »

A toutes la promotion 2023/2024.

lyes berhoun

Sommaire :

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre 1 :

1.1. Introduction :	4
1.2. Définition des tunnels :	4
1.3. Classification des tunnels :	4
1.3.1. La forme géométrique de la section transversale :	4
1.3.2. Selon la destination :	4
1.3.3. Selon le tracé et le site :	6
1.4. Les avantages et inconvénients :	6
1.4.1. Avantages :	6
1.4.2. Inconvénients :	6
1.5. Etapes de conception et de réalisation d'un tunnel :	6
1.6. Le creusement :	7
1.6.1. Méthode de creusement :	7
1.7. Les différentes techniques de creusement des tunnels :	7
1.7.1. Creusement à l'explosif :	9
1.7.2. Le creusement mécanique par attaque ponctuelle :	9
1.7.3. Le creusement mécanique par attaque globale (tunnelier) tunnel BORING machine (TBM):	9
1.8. Le soutènement :	10
1.8.1. Les pré soutènement :	10
1.8.1.1. Les techniques pré soutènement :	11
1.8.1.2. Le domaine d'application :	11
1.8.2. Le soutènement provisoire :	14
1.8.2.1. Les différents types de soutènement provisoire :	14
1.8.2.2. Le rôle de soutènement provisoire :	15
1.8.3. Le revêtement définitif :	18
1.8.4. La nouvelles méthode autrichienne (N.A.T.M) :	18
1.8.4.1. Les avantages de la (N.A.T.M) :	19
1.8.4.2. Les limites de la (N.A.T.M) :	19
Conclusion :	20

Chapitre 2 :

2.1. Introduction :	22
2.2. Présentation :	22
2.2.1. Consistance physique de la pénétrante :	22
2.3. La géométrie du tunnel T2 :	23

2.3.1. La coupe transversale du tunnel T2 comprend :	23
2.3.2. La coupe longitudinale du tunnel T2 comprend :	24
2.3.3. Le tracé en plan de tunnel T2 :	25
2.3.4. Usage du tunnel :	26
2.4. Contextes géologiques :	26
2.5. Géologie locale :	26
2.6. Géologie du site du tunnel :	29
2.7. Reconnaissances hydrogéologiques :	29
2.7.1. Moyens de reconnaissances hydrogéologiques :	29
2.7.2. Hydrogéologie :	29
2.8. Profils de sismiques de réfraction :	30
2.8.1. La sismicité :	32
2.8.2. Sismotectonique :	32
Conclusion	34

Chapitre 3 :

3.1. Introduction :	36
3.2. Reconnaissance géotechnique :	36
3.2.1 l'objectif de la géotechnique :	36
3.3. Essais de laboratoire :	37
3.4. Reconnaissances in-situ :	41
Conclusion	48

Chapitre 4 :

4.1. Introduction :	51
4.2. Méthode de Z. BIENIAWSKI.....	51
4.2.1. Mode d'excavation :	54
4.3. Méthode N. BARTON.....	54
4.3.1. Calcul de l'indice de qualité Q de la roche et autres paramètres.....	55
4.3.2. Détermination du mode de soutènement.....	56
4.4. Les recommandations de l'AFTES.....	58
4.4.1. Paramètres Utile à La Description Du Massif.....	58
4.6.2. Utilisation de la classification AFTES dans le choix d'un soutènement :	59
4.6.3. Type de soutènement provisoire de L'AFTES :	60
4.7. Matériaux utilisés dans le soutènement provisoire :	61
Conclusion :	63

Chapitre 5 :

5.1. Introduction :	65
5.2. Principe de l'application de la méthode Convergence-Confinement :	65

5.2.1. Comportement du soutènement :	66
5.2.3. L'équilibre final :	67
5.3. Courbe caractéristique du terrain « Convergence » :	68
5.4. Convergence acquise à la paroi au le moment de la mise en place de soutènement	70
5.4.1. Courbe caractéristique du soutènement :	70
5.5. Application de la méthode sur le projet :	72
5.5.1. Trace de la courbe Convergence-Confinement du terrain entre le portail d'entrée et PK36+330 :	72
5.5.3. Trace de la courbe Convergence-Confinement du terrain (zone de faille) PK36+400 :	86
Conclusion :	90

Chapitre 6 :

6.1. Introduction :	92
6.2. Présentation du code de calcul FLAC ^{2D} :	92
6.2.1 Description du code de calcul :	92
6.2.2. Méthodologie de simulation avec FLAC :	93
6.2.3. Lois de comportement introduites dans Flac :	95
6.2.4. Définition des paramètres constitutifs :	95
6.3. Simulations numériques de l'excavation :	95
6.3.1. Modèles géométriques utilisés :	95
6.3.2. Les conditions aux limites :	96
6.3.3. Caractéristiques des matériaux :	96
6.3.4. Simulation des creusements et étapes de calcul :	97
6.3.5. Présentation des résultats :	98
Conclusion :	113

Liste des figures :

Chapitre 1:

Figure 1.1. Différentes formes de section transversale du tunnel :	5
Figure 1.2. Différentes parties d'un tunnel voûte :	5
Figure 1.3. Les différents types de tunnels selon la destination :	6
Figure 1.4. Creusement en section divisé :	7
Figure 1.5. Creusement à plein section :	8
Figure 1.6. Creusement en demi-section :	8
Figure 1.7. Le cycle classique à l'explosif :	9
Figure 1.8. Exemple d'une machine à attaque ponctuelle :	10
Figure 1.9. Exemple d'un tunnelier :	10
Figure 1.10. Pré soutènement par voûte parapluie :	11

Figure 11. Procédé d'exécution de jet-grouting :	12
Figure 1.12. Pré-voute d'un tunnel :	12
Figure 1.13. Pré-soutènement par enfilage :	13
Figure 1.14. Anneau renforcé :	13
Figure 1.15. Illustration d'un béton projeté :	15
Figure 1.16. Soutènement par écrans cloués :	15
Figure 1.17. Illustration sur boulons d'ancrage :	16
Figure 1.18. Soutènement en béton armé :	16
Figure 1.19. Exemple des cintres métalliques lourds :	17
Figure 1.20. Les cintres réticulés :	17
Figure 1.21. Mise en place des cintres réticulés :	

Chapitre 2 :

Figure 2.1. Réseau routier en Algérie. (D'après YZGUN INSAAT 2016).	22
Figure 2.2. Vue en plan du site de la pénétrante de Tizi-Ouzou vers Bouira.	23
Figure 2.3. Section transversale du tunnel.	24
Figure 2.4. Coupe longitudinale de tunnel.	24
Figure 2.5. Vue en plan du site de tunnel.	25
Figure 2.6. Tracé en plan du tunnel.	25
Figure 2.7. Image satellite et situation géographique de la zone du projet.	26
Figure 2.8. Section Nord-Sud montrant les principales unités structurales de l'Algérie.	27
Figure 2.9. Unités de rocher des systèmes de discontinuité, vue vers le Nord-Ouest.	28
Figure 2.10. Vue de la zone de faille a PK36+300, vue vers le Nord-Ouest.	28
Figure 2.11. Coupe générale présentant les chevauchements dans les maghrébides.	29
Figure 2.12. Carte schématique des zonages sismiques de l'Algérie :	31
Figure 2.13. Carte sismotectonique du nord de l'Algérie montrant les principales structures Actives observées dans le tell (ABACHA i, (2015)) :	32
Figure 2.14. Schéma structural qui des différents domaines et unités structurales de l'Algérie :	33

Chapitre 3 :

Figure 3.1. Courbe contrainte cisaillement/déformation :	40
Figure 3.2. Courbe intrinsèque :	41
Figure 3.3. Répartition sur l'abaque de Casagrande des limites d'Atterberg des différents échantillons Des couches (STB01 et STB05) :	41
Figure 3.4. Caisse sondage STB-01 :	43
Figure 3.5. Caisse sondage STB-05 de (79.30-87.10m) :	43
Figure 3.6. Schéma de l'essai pressiométrique :	44
Figure 3.7. Schéma de l'essai LUGEON :	46
Figure 3.8. Schéma de l'essai de sismique réfraction :	47
Figure 3.9. Plan d'implantation des profils sismiques :	48

Chapitre 4 :

Figure 4.1. Relation Entre "Q-De" et les catégories de soutènement (Barton et al 1974) :	57
Figure 4.5. Schéma d'un soutènement provisoire de T2 :	61

Chapitre 5 :

Figure 5.1 : Schéma représentant le processus de Convergence-Confinement.	65
Figure 5.2. Comportement du massif (cas du déchargement) :	66
Figure 5.3. Comportement de soutènement (cas du chargement) :	67
Figure 5.4. Equilibre final (assemblage terrain + soutènement) :	67
Figure 5.5. Caractéristique du terrain entre le portail d'entrée et PK 36+300 :	75
Figure 5.6. Courbe caractéristique du soutènement de béton :	76
Figure 5.7. Courbe caractéristique du soutènement (cintre :	77
Figure 5.8. Courbe caractéristique du soutènement :	78
Figure 5.9. Courbe convergence-confinement entre le portail d'entrée et PK36+330 :	79
Figure 5.10. Courbe caractéristique du terrain entre PK36+370 et PK36+400 :	82
Figure 5.11. Courbe du soutènement du béton projeté :	83
Figure 5.12. Courbe du soutènement du cintre :	84
Figure 5.13. Courbe caractéristique du soutènement :	84
Figure 5.14. Courbe convergence-confinement entre PK36+330 et PK36+400 :	85
Figure 5.15. Courbe caractéristique de la zone de faille :	88
Figure 5.16. Courbe convergence-confinement de la zone de faille :	88

Chapitre 6 :

Figure 6.1. Cycle de calcul générale (Billaux, 1993) :	93
Figure 6.2. Méthodologie de modélisation numérique par Flac ^{2d} (ITASCA Manuel) :	94
Figure 6.3. Modèle géométrique opté pour les trois sites (Terrain 1 à gauche, terrain 2 au milieu et terrain 3 à droite) :	96
Figure 6.4. Modèle d'excavation des tubes de tunnels :	98
Figure 6.5. Contraintes horizontales initiales :	98
Figure 6.6. Contraintes verticales initiales :	99
Figure 6.7. Contraintes verticales après excavation :	99
Figure 6.8. Déplacements verticaux après excavation :	100
Figure 6.9. Déplacements verticaux après excavation :	100
Figure 6.10. Diagramme du moment fléchissant tube gauche et tube droite au (PK36+290) :	101
Figure 6.11. Diagramme de l'effort tranchant (PK36+290) :	102
Figure 6.12. Diagramme de l'effort normal (PK36+290) :	102
Figure 6.13. Vecteur déplacement du béton projeté pour les deux tubes (PK36+290) :	103
Figure 6.14. Déplacement vertical du béton pour les deux tubes (PK36+290) :	103
Figure 6.15. Effort normal dans les cintres (PK36+290) :	104
Figure 6.16. Le moment dans les cintres, (PK36+290) :	104
Figure 6.17. Effort tranchant dans les cintres, (PK36+290) :	105

Liste des tableaux :

Chapitre 2 :

Tableau 2.1. Les dimensions de la section transversale du tunnel :	23
Tableau 2.2. Coordonnées kilométriques des deux tubes du tunnel :	24

Chapitre 3 :

Tableau 3.1. Teneur en eau, masses volumiques et degré de saturation des matériaux Prélevés des sondages ST-B1, ST-b5 :	38
Tableau 3.2. Résultant d'essai de la limite d'Atterberg.	38
Tableau 3.3. Résultats des essais d'identification chimique :	39
Tableau 3.4. Résultats de l'essai mécanique :	40
Tableau 3.5. Position des sondages réalisés sur le tronçon d'étude :	42
Tableau 3.6. Résultat des essais pressiométriques sur STB-01 et STB-05 :	46
Tableau 3.7. Résultats des profils sismiques du portail d'entrée :	47

Chapitre 4 :

Tableau 4.1. Paramètres De Classification Des Roches.	52
Tableau 4.2. Note de RMR du tunnel entre le portail d'entrée droit et PK36+300.	53
Tableau 4.3. Soutènement donnée par BIENIAWSKI pour tunnel entre le portail d'entrée Droit et PK36+300.	54
Tableau 4.4. Paramètres Relatifs Au Système De Classification Q du tunnel entre le portail D'entrée droit et PK36+3000 :	55
Tableau 4.5. Méthode de Barton soutènement des massifs :	57
Tableau 4.6. Données introduites pour la coupe PK : 36+300 :	59
Tableau 4.7. Résultats de la recommandation de L'AFTES pour la coupe PK : 36+300 :	59
Tableau 4.8. Les caractéristiques du profilé de HEB-180.	61
Tableau 4.9. Caractéristique du béton projeté.	61
Tableau 4.10. Caractéristique mécanique de nuance S355 :	62

Chapitre 5 :

Tableau 5.1. Caractéristique géotechnique de sol, béton et cintre entre le portail d'entrée et PK36+290 :	72
Tableau 5.2. Valeurs de la courbe caractéristique de terrain :	74
Tableau 5.3. Caractéristique du terrain, béton et cintre :	79
Tableau 5.4. Valeurs de courbe caractéristique du terrain PK 36+330 et PK36+400 :	81
Tableau 5.5. Valeurs de courbe caractéristique du terrain PK 36+370 :	88
Tableau 6.1. Caractéristiques des matériaux du modèle de Mohr-Coulomb :	97
Tableau 6.2. Les propriétés mécaniques du béton projeté :	97
Tableau 6.2. Les propriétés mécaniques du béton projeté :	97
Tableau 6.3. Efforts max et déplacement dans le béton projeté pour le terrain 1 :	107
Tableau 6.4. Efforts max et déplacements dans les cintres du terrain 1	108
Tableau 6.5. Efforts max dans le béton projeté :	109
Tableau 6.6. Efforts max et déplacement dans les cintres (PK36+290) :	110
Tableau 6.7. Efforts max et déplacement dans le béton projeté pour le terrain 3 :	111

Tableau 6.8. Efforts max et déplacement dans les cintres du terrain 3:112
Tableau 6.9. Vérification des déplacements calcule numérique et calcul Convergence-Confinement :
..... 112

CONCLUSION GENERALE

REFERENCE BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

Introduction générale

Les tunnels sont connus depuis des siècles comme étant des ouvrages souterrains très importants, qui assurent le déplacement en évitant un long détour, et imposé des franchissements difficiles comme des montagnes, l'encombrement à la surface du sol dans les sites urbains, aussi peut être réalisée pour limiter les nuisances du trafic (notamment en ville ou pour les villages en bordure d'autoroute).

Les ouvrages souterrains constituent la solution la mieux adaptée à la création de nouvelles infrastructures en zone urbaine et au franchissement des zones montagneuses.

Parmi ces solutions de franchissement des ouvrages d'art souterrains (tunnel), s'avère critique et les dangers induits comme le glissement et inondation de chantier ...etc. Donc l'ingénieur est confronté à deux problèmes majeurs :

- Le contrôle des déformations du massif encaissant.
- La préservation de la stabilité de l'ouvrage pour assurer le succès des travaux

Le projet de ce présent mémoire concerne l'étude du tunnel T2 autoroutier bitube de DraaEl-Mizan, sur une longueur de 950 mètres, qui est en phase de la réalisation de la pénétrante qui relie la ville de Tizi-Ouzou-Bouira à l'autoroute Est- Ouest au niveau de la ville de Djebahia.

Ce mémoire est composé de six chapitres :

- Le premier chapitre présent les généralités sur les tunnels et les différents types de tunnel, ensuite les méthodes de creusement et les différents types de soutènements qui existent.
- Dans le deuxième chapitre on présente une description générale du projet de la pénétrante de Tizi-Ouzou et spécifiquement le tunnel de Draa-El-Mizan, ainsi qu'une étude hydrologique et géologique du site de projet.
- Le troisième chapitre consiste en l'étude géotechnique, permettant de connaître les terrains et de fixer les paramètres à utiliser dans la suite du travail.
- Le chapitre 4 concerne le prédimensionnement du soutènement provisoire à l'aide des différentes méthodes empiriques.
- Le chapitre 5 permet d'appliquer les méthodes analytiques afin d'étudier le comportement des terrains traversés par le tunnel.
- Le dernier chapitre comprend la modélisation numérique, à l'aide du code Flac 2D version 7.0, des différentes phases d'excavation et la validation des soutènements proposés auparavant.

Chapitre 1 :
Éléments bibliographiques sur les ouvrages
souterrains.

1.1 Introduction

Les ouvrages souterrains sont des ouvrages enterrés par percement, excavation ou creusement dans les terrains vierges, sans ou avec déblaiement des masses de terres supérieures. Nombreuses ont été les raisons qui ont poussé l'homme à utiliser et aménager l'espace souterrain entre autres ; l'occupation du sol. Aujourd'hui la technologie aide la construction en offrant des méthodes innovantes et durables pour creuser des tunnels,

L'implantation en souterrain est également utilisée pour des raisons de sécurité routière, en permettant de contourner des zones dangereuses comme des montagnes ou des zones urbaines.

De nos jours, la construction des tunnels urbains représente un défi majeur en raison du développement urbain et des techniques de construction améliorées. La construction de tunnels est motivés par divers facteurs tels que la topographie des villes, la nécessité de réduire la congestion automobile, ou encore pour des besoins spécifiques tels que l'acheminement d'eau ou l'exploitation minière.

Dans le présent chapitre, nous allons présenter les différents critères de la classification des tunnels, puis les méthodes et les techniques de creusements, et de soutènement.

1.2 Définition des tunnels

Le terme tunnel provient du mot "tonnelle" évoquant la forme du tonneau, il désigne un passage souterrain. Donc un tunnel est un espace aménagé en souterrain pour livrer passage à une voie de communication (chemin de fer, route, etc.)

Tous ces obstacles que l'on rencontre sont par exemples des massifs montagneux, des zones bâties, des voies existantes, ...etc. il peut s'agir d'une galerie souterraine permettant le passage d'une voie de communication.

1.3 Classification des tunnels

Le projet faisant objet de ce travail est un ouvrage de communication ou plus précisément, un tunnel autoroutier. Dans la littérature on trouve que ces ouvrages sont classés suivant plusieurs critères à savoir : La géométrie, la nature des terrains, les conditions de réalisation...on tente dans ce paragraphe de citer certains de ces critères

1.3.1. La forme géométrique de la section transversale

- La forme elliptique
- La forme circulaire
- La forme fer à cheval (tunnel vouté)
- Rectangulaire



Figure 1.1. Différentes formes de section transversale du tunnel.

Différentes parties d'un tunnel :

La section transversale d'un tunnel est définie par les parties suivantes (figure 1.2) :

Le radier : C'est la couche inférieure solide formée lorsqu'un tunnel est creusé. Elle se trouve sous la voûte et les piédroits, elle est généralement constituée de déblais recouverts après l'excavation initiale du tunnel.

Les piédroits : C'est la partie verticale, comprise entre la voûte et le sol de fondation de l'ouvrage. Ils ont pour fonction de soutenir la voûte du tunnel et de maintenir la stabilité de l'ensemble de la structure.

Les reins : C'est la partie de la voûte, comprise entre la calotte et les piédroits

La calotte : C'est la partie supérieure de la section transversale du tunnel lorsqu'elle est creusée avant la partie inférieure, connue comme le stross.

Clé de voûte : C'est un élément préfabriqué en béton armé qui ferme l'anneau formé par les voussoirs posés le long de la galerie.

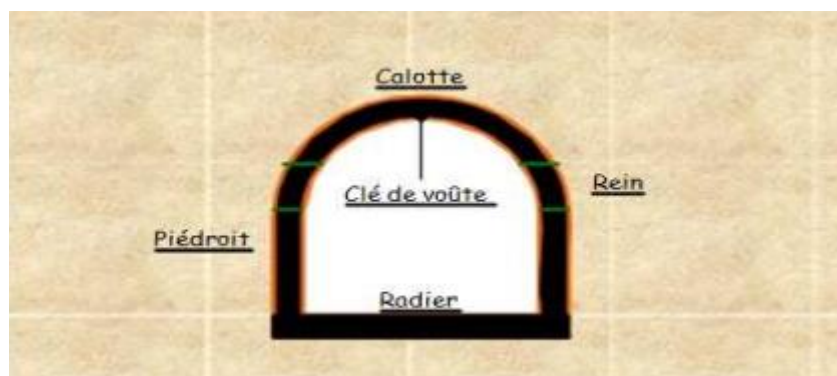


Figure 1.2. Différentes parties d'un tunnel voûte.

1.3.2. Selon la destination (figure 1.3) :

- Tunnels pour piétons.
- Tunnels de métros.
- Tunnels ferroviaires.
- Tunnels routiers ou autoroutiers.



Tunnel métro

Tunnel routier

Tunnel ferroviaire

Figure 1.3. Les différents types de tunnels selon la destination.

1.3.3 Selon le tracé et le site :

- **Selon le tracé** : On distingue les tunnels droits, en courbe, en spirale, en hélice...etc.
- **Selon le site** : On peut le classer en tunnels de montagne de ville, de plaine, de mer.

1.4. Les avantages et inconvénients

1.4.1. Avantages

- Les tunnels peuvent être utilisés pour traverser des obstacles naturels tels que les montagnes, ce qui minimise le temps des déplacements.
- Aussi, peuvent contribuer à réduire la pollution sonore et atmosphérique en éloignant le trafic des zones résidentielles et offre des voies de circulation plus fluides.

1.4.2 Inconvénients

- Les tunnels peuvent être coûteux lorsqu'ils sont longs et percés dans un terrain très difficile à creuser ou bien une roche dure.
- Les tunnels peuvent provoquer des accidents ou des incendies, qui crée des conséquences aggravées en raison du caractère confiné de l'espace.

1.5. Etapes de conception et de réalisation d'un tunnel

La conception et la réalisation d'un tunnel comprend plusieurs phases qui peuvent être résumées comme suit :

- La collecte des données géologiques et géotechniques du site.
- Le classement des terrains en fonction de leur comportement mécanique.
- Le choix de la méthode d'excavation.
- Le choix d'un modèle mécanique, étude des hypothèses de rupture, calcul statique par méthode simplifiée, méthode numérique détaillée.
- La planification des activités de construction, du concept de sécurité.
- L'excavation du tunnel.

1.6. Le creusement

1.6.1 Méthode de creusement :

En ingénierie il existe plusieurs tentatives de creusement de tunnel, le choix de la méthode dépend de certains paramètres, comme par exemple la nature des terrains meubles ou rocheux, l'environnement, le niveau de la nappe phréatique, la profondeur, la géométrie de l'ouvrage à réaliser, on distingue selon le mode de creusement trois types :

- Creusement **en section divisée**
- Creusement à **plein section**
- Creusement en **demi-section**

A) Creusement en section divisée

Cette méthode est utilisée quand les caractéristiques du terrain provoquent l'instabilité du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi-section. La procédure consiste à excaver le tunnel en plusieurs parties distinctes au lieu de le creuser en une seule fois, ce qui facilite le contrôle des contraintes et des déformations du sol, d'une façon à assurer la stabilité du tunnel et à réduire les risques liés à l'excavation.



Figure 1.4. Creusement en section divisé.

B) Creusement à plein section :

On fait appel à cette méthode dans des terrains homogènes sur une grande longueur, nécessitant un soutènement léger tels que le boulonnage et le béton projeté.

Le creusement à plein section exige parfois une technique et matériel d'excavation plus adaptés tel que le tunnelier qui perce et retire les terrains tout en maintenant un diamètre constant.

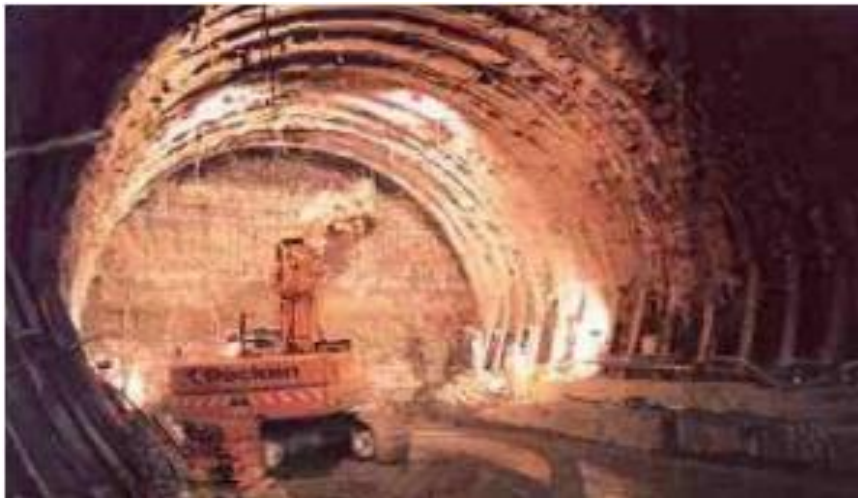


Figure 1.5. Creusement à plein section.

C) Creusement en demi-section :

Ce type de creusement consiste à réaliser d'abord la partie supérieure de la section au niveau (callot), en deuxième lieu la partie inférieure (Stross) étant réalisée avec un décalage de temps (Figure 1.6), dans le but de faciliter l'évacuation des déblais, de réduire les mouvements de sol dus au creusement et d'améliorer la stabilité.



Figure 1.6. Creusement en demi-section.

1.7. Les Différentes techniques de creusement des tunnels

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

1.7.1. Creusement à l'explosif :

L'abattage avec l'emploi d'explosifs a été pendant de nombreuses années la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne ou élevée, elle est connue comme la méthode conventionnelle d'excavation. Il est généralement utilisé pour l'exécution des tunnels situés dans les roches pour lesquelles un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique n'est plus envisageable, du point de vue technique ou économique.

En souterrain on utilise des explosifs brisants (la vitesse de détonation $> 4000\text{m/s}$).

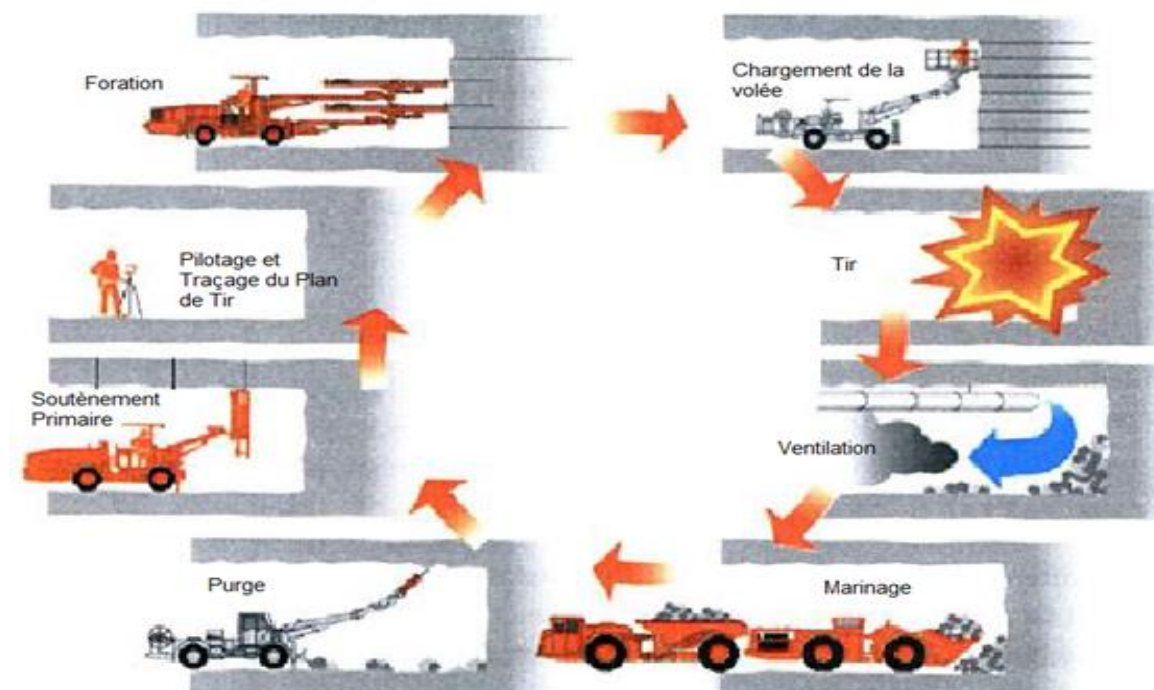


Figure 1.7. Le cycle classique à l'explosif.

Malgré le développement de la technologie et la rénovation des techniques de creusements, cette méthode ancienne reste toujours applicable.

1.7.2 Le creusement mécanique par attaque ponctuelle

Les machines à attaque ponctuelle sont munies d'un bras articulé pour abattre progressivement le terrain du front, ces machines mobiles peuvent être une adaptation directe des haveuses à pic de l'industrie minière, un brise-roche hydraulique (BRH) ou bien simplement une pelle. Après l'excavation du sol l'évacuation des déblais (le marinage) est réalisée à l'aide d'une pelle classique et d'un camion. La phase suivante du creusement sera la pose du soutènement qui peut être provisoire en attendant le revêtement définitif.



Figure 1.8. Exemple d'une machine à attaque ponctuelle.

1.7.3 Le creusement mécanique par attaque globale (tunnelier) (tunnel BORING machine TBM)

Le procédé consiste à utiliser un tunnelier qui est une machine conçue pour creuser les tunnels dans toutes les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques en allant des terrains meubles très perméables jusqu'aux roches dures, sous forte charge d'eau. C'est donc la méthode la plus adaptée quand les conditions de stabilité ne sont pas assurées.

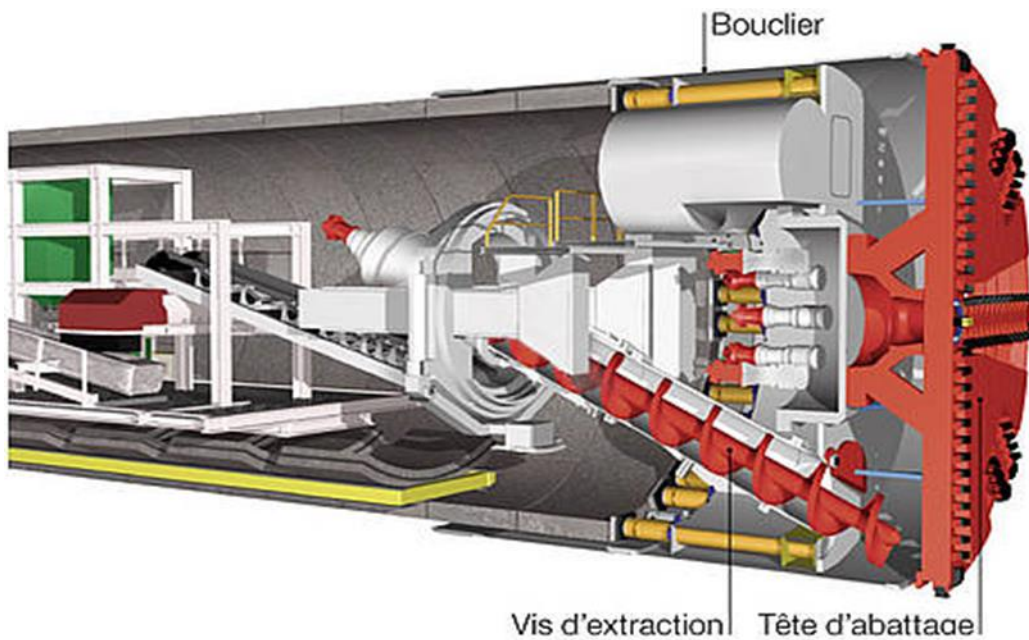


Figure 1.9. Exemple d'un tunnelier.

1.8. Le soutènement

L'ouvrage souterrain, est l'ouvrage le plus sensible aux conditions géologiques, hydrogéologiques et aux caractéristiques géotechniques responsables d'une instabilité (effondrements ou éboulements), soit pendant l'excavation ou après une durée de temps plus ou moins lente, selon la qualité des terrains excavés.

Le creusement d'un tunnel modifie complètement l'état de contrainte au contour de la section créée, le choix de la méthode d'excavation est en effet, un compromis entre la géométrie de l'ouvrage et le type des terrains.

1.8.1. Les pré-soutènements

Dans la majorité des cas, le soutènement est mis en place à une certaine distance derrière le front de taille. Cependant, lorsque celui-ci est instable ou lorsqu'on veut limiter les déplacements, on peut faire appel à des méthodes de pré soutènement.

1.8.1.1. Les techniques de pré soutènement :

Ces techniques ont pour objet de traverser des zones difficiles dans des terrains de faible cohésion. Ce sont généralement, des soutènement mis en place provisoirement à la périphérie de la section à excaver en avant du front de taille. On distingue trois types de pré soutènement :

A) La voute parapluie :

Cette technique de soutènement est utilisée dans des terrains hétérogènes tels que des roches fortement fracturées ou des alluvions grossières.

Cette méthode consiste à installer des tuyaux métalliques en forme de parapluie, (longitudinale) à la périphérie de front de taille. Elle est plus adaptée pour les tunnels urbains soumis à des conditions d'excavation sévères, dans des couches de sables non consolidés, avec une fine couche de terre.

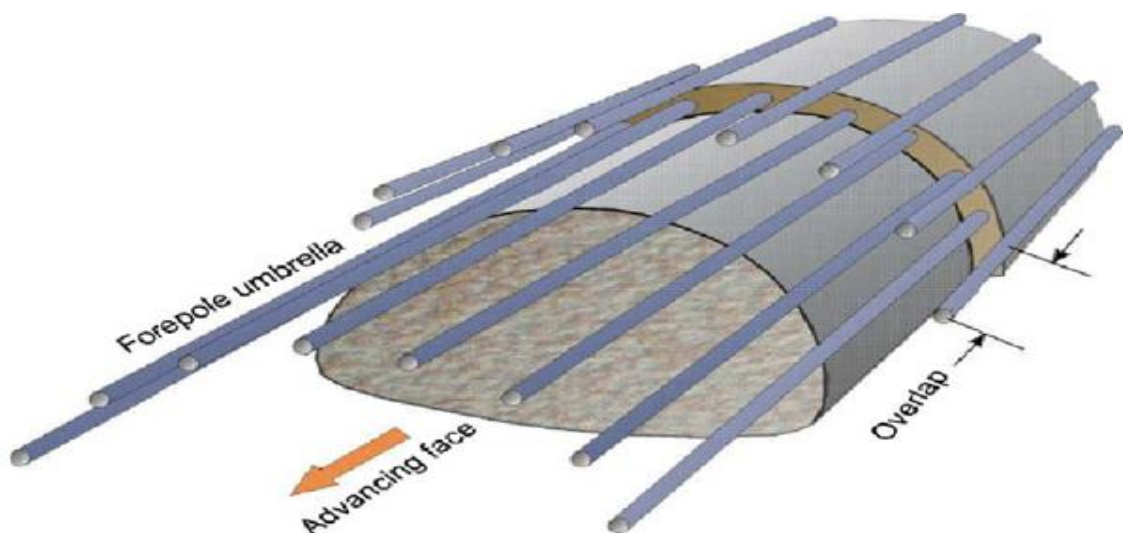


Figure 1.10. Pré soutènement par voute parapluie.

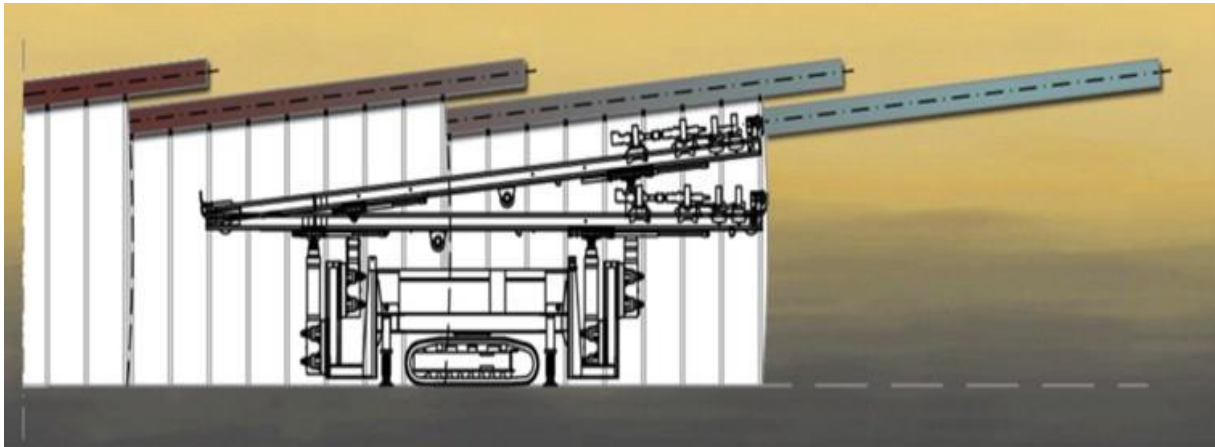
Exemple de voute en parapluie :Le jet-grouting

Figure 1.11. Procédé d'exécution de jet-grouting.

B) La pré-voute :

Il s'agit d'une structure de pré-soutènement conçue pour travailler sans difficulté en voute transversalement à la progression du tunnel. La pré-voute peut être réalisée par différents procédés, généralement :

- La mise en place de béton à l'intérieur d'une saignée réalisée par redécoupage mécanique.
- La création d'une coque à l'aide de colonnes de jet-grouting juxtaposées, par la même méthode que celle mise en œuvre pour les voutes parapluie.

Cette méthode désigne la structure temporaire construite pour maintenir stable le sol autour du front de taille pendant la phase de creusement du tunnel. C'est une voute réalisée dans le terrain en avant du front de taille. Elle est constituée soit de béton, qui est pompé dans des tubes pour créer une structure résistante qui soutient le sol et empêche les effondrements.

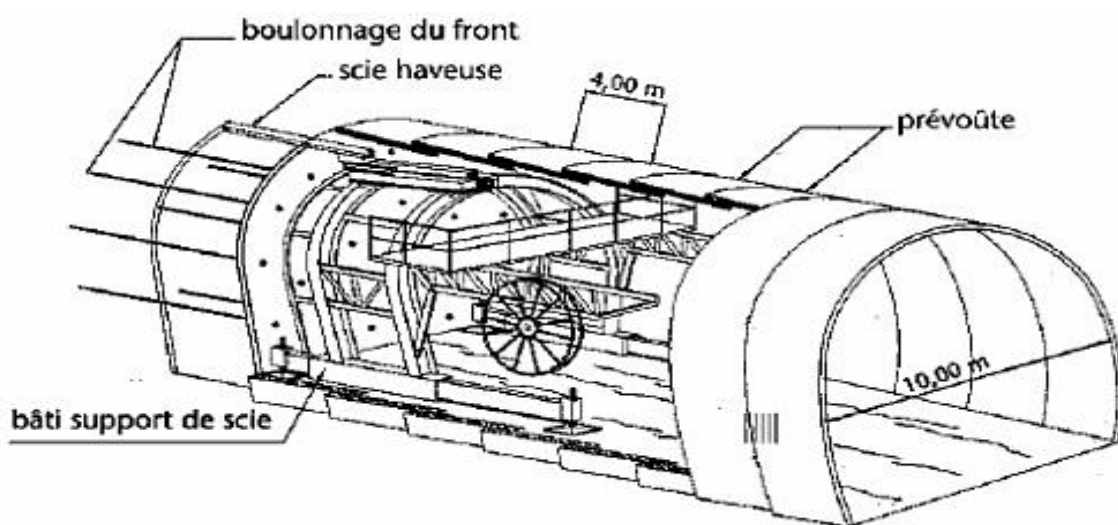


Figure 1.12. Pré-voute d'un tunnel.

▪ **La méthode de l'enfilage**

La méthode de l'enfilage (figure 1.13). Elle consiste à enfoncer dans le terrain en avant du front de taille par battage au vibro-fonçage des barres ou des plaques métalliques en prenant appui sur un cintre calé au front de taille.

La méthode d'enfilage est une méthode artisanale qui entraîne des cadences d'avancement très faible, et la taille du front n'intéresse qu'une faible longueur de l'ordre de 1 à 2 mètres.

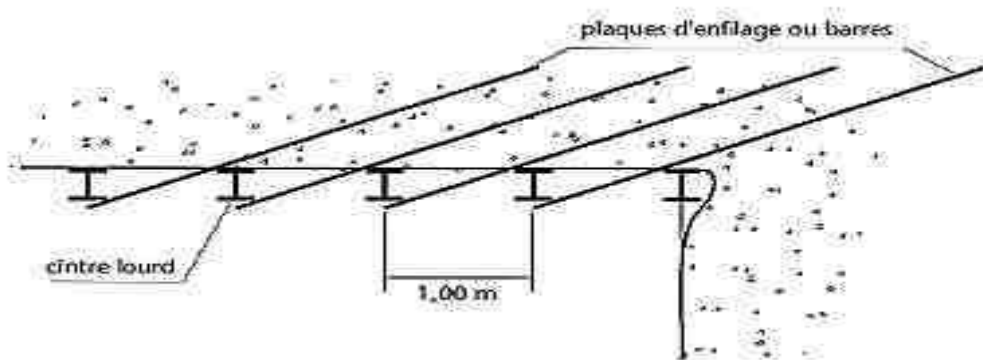


Figure 1.13. Pré-soutènement par enfilage.

C) L'anneau renforcé :

La technique consiste à renforcer un anneau de terrain en avant de l'excavation par des boulons injectés de coulis de ciment dans le sol pour augmenter sa résistance et limiter les déformations causées par l'excavation du tunnel.

Il s'agit de créer un anneau épais de terrain renforcé autour du tunnel et en avant de celui-ci, généralement par un boulonnage assez dense associé à des injections. Les boulons, de 5 à 10 m de longueur environ, sont disposés en couronne inclinée vers l'avant du front. Ils peuvent être de même type que les boulons de renforcement du front de taille.

Exemple :

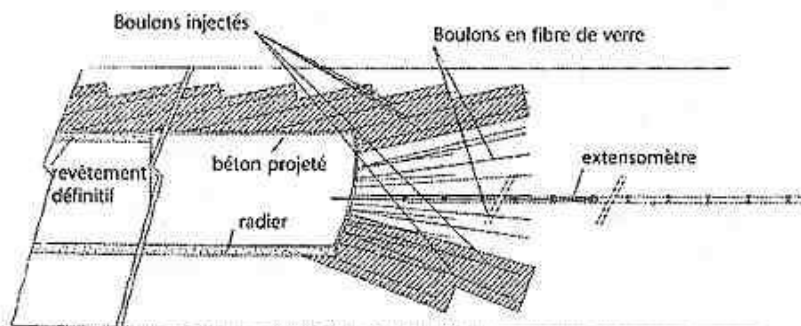


Figure 1.14. Anneau renforcé.

1.8.1.2. Le domaine d'application.

Le choix d'un procédé de pré-soutènement résulte de la prise en compte de multiples critères. Ici on présente quelques indications sur les domaines d'emploi préférentiel et les principales limites des différents procédés.

A) Voute-parapluie.

La voute parapluie à base de tubes métalliques convient bien aux terrains hétérogènes tels que les marnes, les alluvions grossières, les éboulis ou les roches fortement fracturées. Lorsqu'il s'agit non seulement d'assurer la stabilité de l'excavation mais aussi de limiter les déformations du massif, le procédé peut nécessiter des opérations complémentaires importantes tels que :

- ✓ L'injections de serrage.
- ✓ Le blocage des tubes sur les cintres.
- ✓ Le confinement de l'appui des cintres.

L'utilisation du jet-grouting permet d'étendre le procédé à des terrains plus fins à faible cohésion comme les sables

B) Pré-voute

Le pré découpage mécanique est bien adapté dans les roches tendres et les sols cohérents homogènes : marnes, calcaires tendres, molasses, argiles.

Les limites d'utilisation du procédé sont surtout liées à la possibilité de réaliser la saignée dans de bonnes conditions, ces limites apparaissent en cas de trop faible cohésion du terrain, de venues d'eau, de présence de blocs, de terrain trop dur.

Lorsque l'appui des pré-voute est susceptible de présenter un défaut de portance compte tenu des charges transmises au terrain, la mise en œuvre d'un radier au plus près du front de taille est nécessaire.

C) Anneau renforcé :

Ce procédé est le plus employé universellement vu son efficacité, il permet la création d'une structure de soutènement et une amélioration des caractéristiques du terrain par un traitement en masse. Toutefois, cette technique présente la principale limitation qui tient sans doute à la cadence d'exécution si l'on est conduit à effectuer un véritable traitement du terrain au fur et à mesure de l'avancement.

1.8.2. Le soutènement provisoire

Le soutènement provisoire d'un tunnel est un système conçu pour soutenir le périmètre d'une ouverture souterraine pendant la construction. Il est indispensable lors du creusement d'un tunnel en raison de la nature des terrains et des dimensions de l'ouvrage.

1.8.2.1. Les différents types de soutènement provisoire :

Chaque type de soutènement provisoire est choisi en fonction des conditions géologiques, de la profondeur du tunnel et d'autres facteurs spécifiques au projet....

a) Soutènement par béton projeté : Utilisé pour stabiliser les parois du tunnel en projetant du béton directement sur la surface. (Avec une vitesse de 500km/h)

- Le béton projeté seul
- Le béton projeté associé à des cintres légers



Figure 1.15. Illustration d'un béton projeté.

b) Soutènement par écrans cloués : sont des écrans métalliques enfoncés dans le sol pour renforcer les parois.



Figure 1.16. Soutènement par écrans cloués.

c) Soutènement par tirants : sont des tirants métalliques ancrés dans le sol pour soutenir les parois du tunnel.

- Boulons à ancrage ponctuel.
- Boulons à ancrage réparti.
- Barres foncées.



Figure 1.17. Illustration sur boulons d'ancrage (tunnel à ciel ouvert).

d) Soutènement par béton armé : ce sont des murs en béton armé, construits pour maintenir la stabilité des parois.



Figure 1.18. Soutènement en béton armé.

e) Le soutènement avec des cintres

Les cintres peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage.

Les cintres peuvent être des éléments :

- De protection (contre la chute des blocs).
- De soutènement (pour ralentir la convergence des parois).
- De renforcement, pour consolider un ouvrage ancien.

Il existe différents modèles de cintres :

- **Les cintres métalliques légers et coulissants.**

Ils sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme (U) dont le dispositif d'assemblage permet le coulissement contrôlé des éléments d'un même cintre les uns aux autres. Leur capacité de portance est ainsi limitée à l'effort nécessaire pour provoquer le glissement de l'assemblage.

- **Les cintres métalliques lourds.**

Ces cintres sont constitués de profilés de forte inertie, ils sont cintrés ou assemblés de façon rigide, ils sont capables d'agir comme de véritables soutènements même dans le cas où la section du tunnel est importante.



Figure 1.19. Exemple des cintres métalliques lourds.

- **Les cintres réticulés.**

Le cintre réticulé a été développé pour renforcer le béton projeté-boulonné par des armatures beaucoup plus résistantes qu'un simple treillis soudé, principalement utilisé avec les méthodes de creusement faisant intervenir le béton projeté comme moyen de limiter les déformations des terrains.

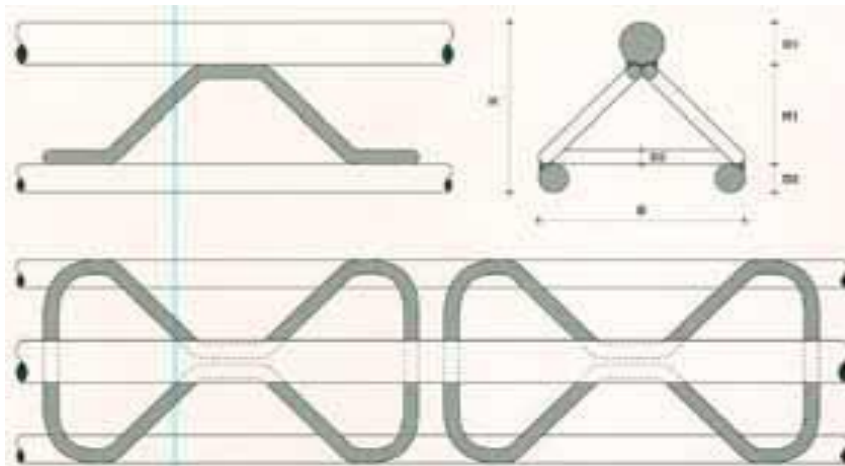


Figure 1.20. Les cintres réticulés.



Figure 1.21. Mise en place des cintres réticulés.

1.8.2.2. Le rôle du soutènement provisoire :

Le soutènement provisoire dans un tunnel est important pour assurer la protection et la sécurité du personnel travaillant sous terre, en particulier contre les chutes de petits blocs. Ce soutènement temporaire est utilisé lorsque le terrain ne nécessite pas de soutènement permanent. Il agit comme une mesure de sécurité essentielle pendant la construction du tunnel, offrant un support temporaire pour prévenir les risques liés à l'excavation et au creusement.

1.8.3. Le revêtement définitif

Le revêtement définitif d'un tunnel est généralement installé une fois que l'excavation a été stabilisée par un soutènement provisoire. Ce revêtement est mis en place lorsque certaines conditions sont remplies, telles que la stabilisation de l'excavation. Il s'agit d'une étape clé dans la construction des tunnels, assurant la sécurité et la durabilité de la structure souterraine.

Le revêtement définitif des tunnels est décisif pour garantir la solidité et la longévité de ces ouvrages souterrains, assurant ainsi un passage sécurisé pour les différentes voies de communication qui les traversent.

1.8.4. La nouvelle méthode autrichienne (N.A.T.M)

Réaliser un tunnel, c'est décharger le milieu rocheux et créer une décompression. Le comportement de ce dernier est toujours très difficile à prévoir avec précision, pour le court terme, comme pour le long terme.

La N.A.T.M s'avère très efficace et permet de limiter la décompression des terrains au voisinage de l'excavation. Cette méthode est caractérisée par :

- La mise en place, le plus rapidement possible, d'un soutènement déformable constitué de boulons qui arment le terrain et d'une couche de béton projeté.
- La garantie de la stabilité de l'excavation en créant un anneau porteur, constitué par le terrain armé.
- Les ancrages scellés (mortier ou résine) créent dans le terrain une voûte armée.

- Une coque mince de béton projeté (5 à 20cm), généralement armé de treillis soudés, protège le terrain contre l'altération, crée une continuité entre les éléments du terrain, apporte une pression radiale de confinement et répartit les efforts rapportés aux têtes des ancrages.
- Le renforcement de la coque du béton projeté par des cintres légers coulissants.

L'ensemble permet donc, au terrain de participer au soutènement en raison de la formation d'une voûte monolithique (revêtement + terrain) le terrain devient ainsi auto porteur, et assure un revêtement temporaire et un revêtement définitif en couche minces.

1.8.4.1. Les avantages de la N.A.T.M

- Mise en œuvre rapide du soutènement.
- Revêtement souple et continue.
- Contrôle du comportement du terrain au cours de l'exécution.
- Apport d'un confinement stabilisateur.

1.8.4.2. Les limites de la N.A.T.M

La nouvelle méthode autrichienne trouve ses limites dans :

- Les venues d'eau excessives qui empêchent la mise en œuvre du béton projeté, soit en raison de gêne à la projection ou en raison des sous-pressions qui peuvent se développer derrière la couche du béton frais.
- Le terrain qui est trop peu cohérent.
- L'efficacité du boulonnage qui est insuffisante, de ce fait, la hauteur de la couverture entraîne des pressions élevées qui ne peuvent être reprises même avec un renforcement par des cintres légers.

Conclusion

Les tunnels peuvent être creusés dans différents types de matériaux, depuis l'argile jusqu'aux roches les plus dures. Les procédés et techniques de creusement sont multiples et variés, pour la meilleure technique ou le procédé le plus adéquat reste à désirer par l'ingénieur constructeur vis-à-vis de la nature du terrain.

Ce chapitre a présenté, les méthodes et les techniques du creusement d'un tunnel, les différents modes de soutènement et de revêtement définitif.

Le choix d'une méthode d'excavation et de soutènement dépend en grande partie de la nature des terrains, ce qui nécessite une reconnaissance parfaite des caractéristiques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques qui seront présentées dans les prochains chapitres.

Chapitre 2

Présentation de projet, géologie et l'hydrologie du site.



2.1. Introduction

La pénétrante autoroutière Bouira-Tizi-Ouzou est un projet majeur comprenant 21 viaducs et deux tunnels ; T1 et T2 ayant respectivement 710 m et 950 m de longueur, et situés dans les communes d'Ait Yahia Moussa et Draa-El-Mizan. Ce projet visant à relier Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest contribuera au développement de la communication dans le nord de l'Algérie

Ce chapitre présente l'étude géographique, géologique et hydrogéologique du tunnel T2 bitube de Draa El Mizan qui sera réalisé dans le but de développer le schéma national du réseau routier.

2.2. Présentation de la pénétrante de TIZI-OUZOU

Le tracé de la pénétrante de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest est scindé en deux sections :

▪ Section 1 :

Elle prend naissance au raccordement avec l'évitement sud de la ville de Tizi-Ouzou jusqu'à la limite de la commune de Draa-El-Mizan.

▪ Section 2 :

Elle débute de la limite de la commune de Draa-EL-Mizan dans la wilaya de TIZI-OUZOU et se termine au raccordement avec l'autoroute EST-OUEST dans la commune de DJBAHIA (wilaya bouira).



Figure 2.1. Réseau routier en Algérie (OZGUN INSAAT 2016, cité par N. Fellouh, 2021).

2.2.1. Consistance physique de la pénétrante

- Linéaire de l'axe principal de l'autoroute : 48km.
- Nombre total d'ouvrages : 41 unité sur 10km.

- Nombre de viaduc : 21 unités répartis sur 9km.
- Nombre d'échangeurs : 8 unités.
- Nombre de tunnels : 2 unités en bitube réparti sur 1.620km.
 - Tunnel T1 au pk 21+500.
 - Tunnel T2 au pk 36+200.
- Nombre d'ouvrage hydrauliques : 51 unités.
- Profil en travers : 2x3 voies.



Figure 2.2. Vue en plan du site de la pénétrante de Tizi-Ouzou vers Bouira (OZGUN INSAAT 2016, cité par N. Fellouh, 2021).

2.3. La géométrie du tunnel T2 :

2.3.1. La coupe transversale

La coupe transversale comprend trois « 3 » voies dans chaque tube, d'une largeur de 3.5 mètres chacune, et une bande dérasée de 0.5 mètre de largeur de part et d'autre.

Tableau 2.1. Les dimensions de la section transversale du tunnel.

Caractéristiques du tronçon T2	Dimension (m)
La hauteur totale	14.13
Diamètre intérieur du tunnel	14.15
Diamètre de l'excavation du tunnel	16.54
Epaisseur de la clé de voute	Variable (37 -103)

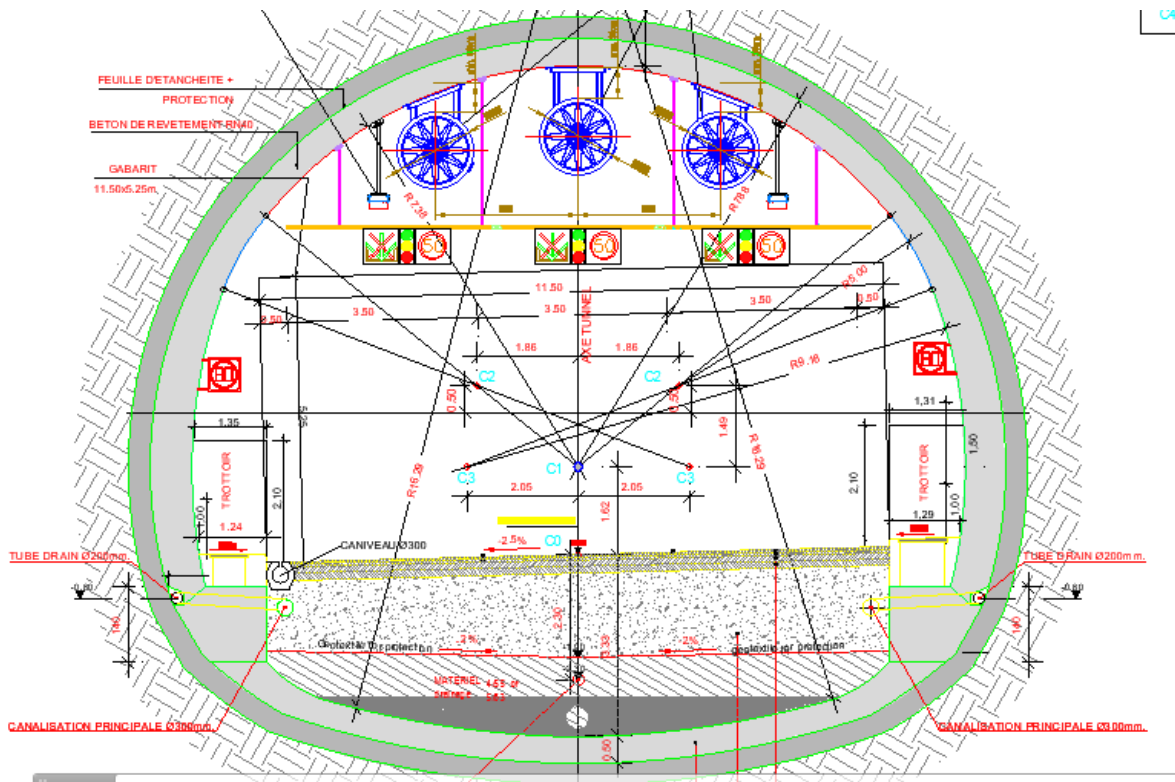


Figure 2.3. Section transversale du tunnel.

2.3.2 La coupe longitudinale du tunnel T2 comprend :

Le tronçon d'étude fait partie du tunnel T2 du projet de la pénétrante de TIZI-OUZOU, dont les coordonnées sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 2.2. Coordonnées kilométriques des deux tubes du tunnel.

Entré		Sortie		Longueur	
Tube droit	Tube gauche	Tube droit	Tube gauche	Tube droit	Tube gauche
PK36+200	PK36+200	PK37+150	PK37+120	950m	920m

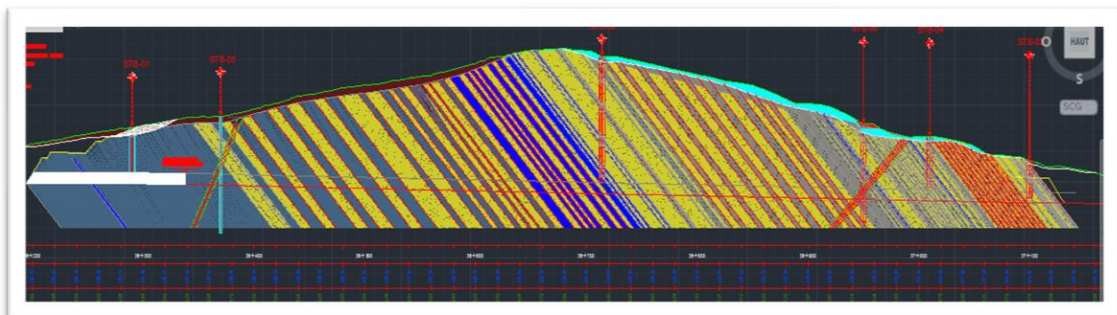


Figure 2.4. Coupe longitudinale du tunnel.

2.3.3 Le tracé en plan du tunnel T2 :

Parmi les pénétrantes qui traversent les reliefs très difficiles est celui de Tizi-Ouzou, et en raison des côtes du projet et de la nécessité de maintenir des pentes et des rampes acceptables dans la zone de Djurdjura, le recours au creusement du tunnel T2 est donc exigé.



Figure 2.5. Vue en plan du site de tunnel (OZGUN INSAAT 2016, cité par N. Fellouh, 2021).

Par conséquent, le franchissement du relief accidenté entre le PK 36-200 et le PK 37-150 a été réalisé à l'aide d'un tunnel à deux (2) tubes. La totalité de ce tunnel est développée sur un alignement droit, l'entrée et la sortie du tunnel avec une courbe côté gauche environ de 400 m de rayon.

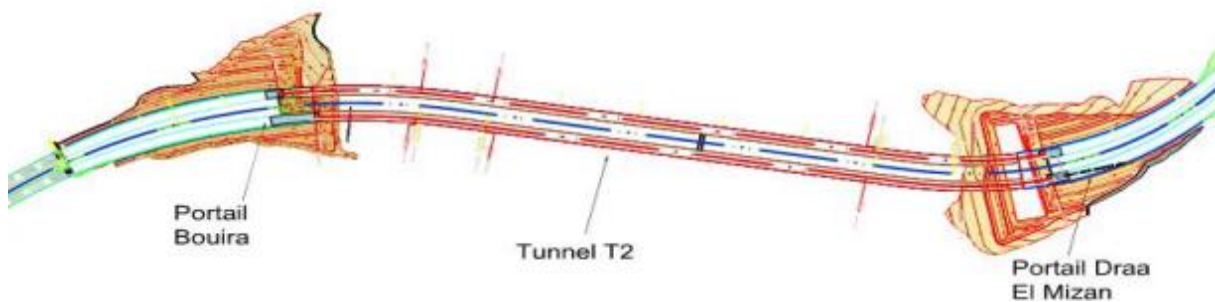


Figure 2.6. Tracé en plan du tunnel.

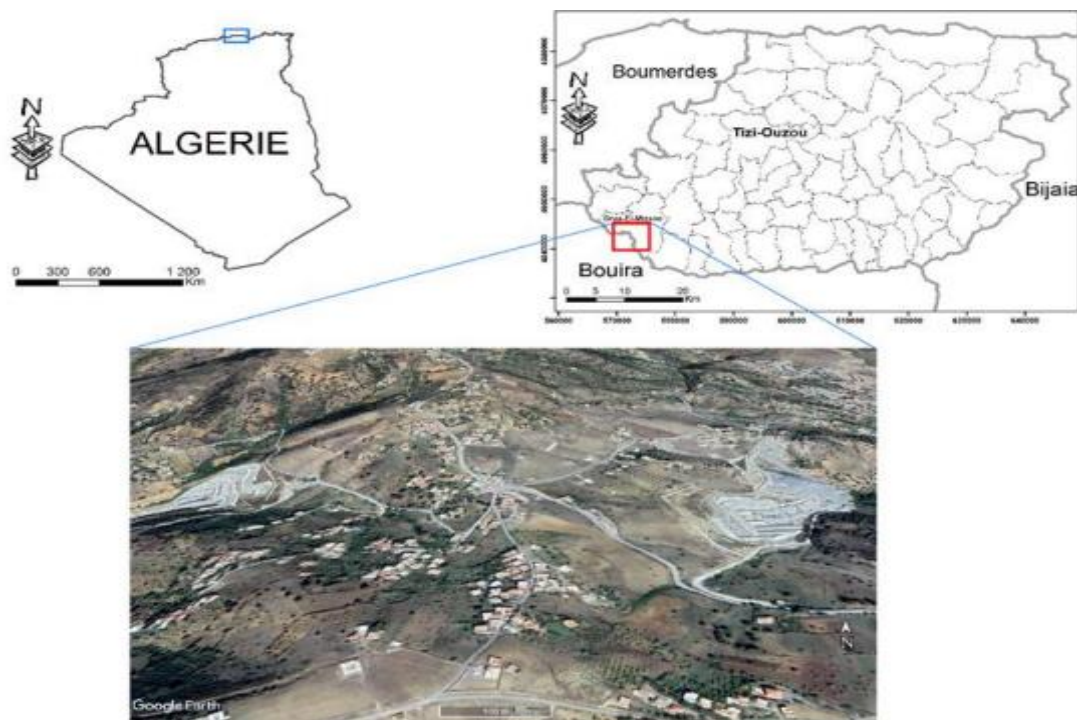


Figure 2.7. Image satellite et situation géographique de la zone du projet (N. Fellouh et al, 2020, cité par N. Fellouh, 2021).

2.3.4. Usage du tunnel :

Chaque tube du tunnel est prévu pour accommoder un trafic à sens unique sur trois voies. Toutefois, il peut être nécessaire de fermer l'un des tubes, dans le cas de maintenance majeure ou d'accidents graves, l'autre tube devra ainsi assumer le trafic dans les deux sens. Dans ce cas les deux voies latérales serviraient pour le trafic et la voie médiane aurait une fonction de séparation.

2.4. Contextes géologiques :

Le site de Draa-El-Mizan est connue par sa complexité géologique, des différentes régions montagneuses qui principalement, localisées dans l'atlas Tellien (encore appelé Tell) et plus précisément dans les Kabyliques.

2.5. Géologie locale :

Selon les études de Chmiguirilov (1986) (cité par Fugro, SIAL, 2014), La région du tunnel se trouve dans la chaîne des Maghrébides (figure 2.8) et plus précisément dans les kabyliques.

L'alignement du tunnel est situé dans le massif montagneux de Djurdjura dans la région de Tel Atlas, ce massif montagneux est une zone d'élévation qui atteint les 2500 m, formée par des failles de chevauchement et des failles inverses qui avancent vers le sud dans la zone tectonique de la kabylie. Le tunnel Draa-El-Mizan a une distance de 25 PK des sommets de ce massif.

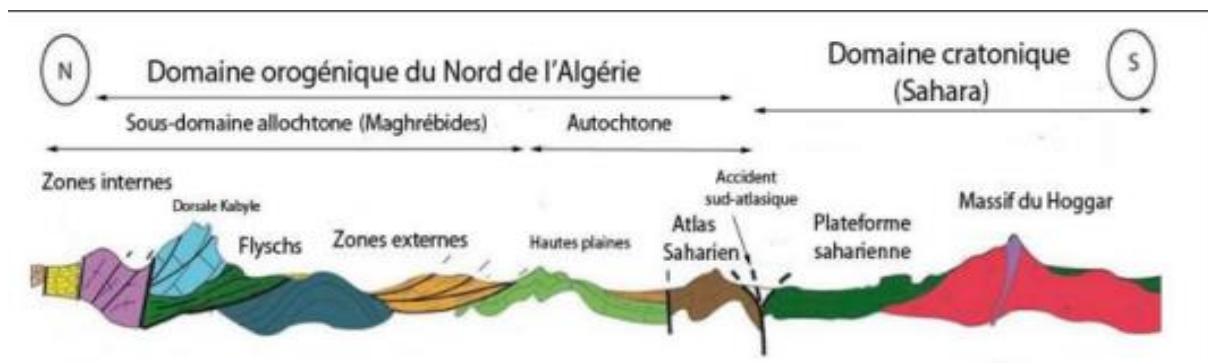


Figure 2.8. Section Nord-Sud montrant les principales unités structurales de l'Algérie (Dessin de H. Haddoum, modifié, cité par N. Fellouh).

Par conséquent, le site du tunnel est soumis à l'effet de la structure géologique qui forme le massif de Djurdjura et qui est toujours en activité. Des failles de chevauchement et des failles inverses qui font partie de ces éléments structuraux sont observées sur le site du tunnel. En outre, et en parallèle avec l'axe du tube gauche, une structure très plissée, ayant de faibles caractéristiques géomécaniques, est considérée comme une zone critique (d'après ADA 2016, cité par Fugro, SIAL, 2014).

Cette zone est développée en conséquence de la tectonique dense qui affecte la zone de faille et donne lieu à des changements importants en direction de la couche (Figure 2.8). Dans ce sens et après des observations sur site, deux types principaux de rupture peuvent être envisagés :

- A- Dans le cas des tunnels peu profonds (couverture faible)** où les contraintes initiales sont généralement un peu élevées, les ruptures sont essentiellement liées, soit aux circulations d'eau, soit à la chute de blocs en surface de paroi en raison d'une conjonction défavorable des discontinuités naturelles. Ces chutes peuvent se propager de proche en proche et entraîner des hors-profils importants pour le tunnel ou même la formation de « cloches ».
- B- Dans les tunnels profonds (grande couverture)** où les contraintes sont importantes, leur libération entraîne des déformations angulaires de blocs rocheux les uns par rapport aux autres. Ces déplacements se traduisent par une « dilatance globale » de la masse rocheuse, ce qui veut dire une augmentation du volume des vides et une diminution de la résistance globale qui peut par la suite provoquer une accélération du phénomène de l'instabilité. Dans les cas extrêmes où la limite de résistance de la roche elle-même est dépassée, il peut y avoir rupture fragile des blocs par cisaillement.

Dans la plupart des cas, il y a formation d'une zone de roche décomprimée (zone de faille) où des blocs ont tendance à se fracturer en petits éléments inorganisés et à se comporter, à la limite, de façon analogue à un sol (Figure 2.9).



Figure 2.9. Unités de rocher des systèmes de discontinuité., vue vers le Nord-Ouest.

Selon les rangs de granulométrie les unités sédimentaires d'âge oligocène-miocène supérieure sont subdivisées en trois sections principales :

- Galets/Grès,
- Argilite/Grès
- Argilite/Marne.



Figure 2.10. Vue de la zone de faille a PK36+300, vue vers le Nord-Ouest.

2.6. Géologie du site du tunnel

Le site du tunnel est constitué des unités de roches sédimentaires d'âge oligocène supérieur. Les unités d'âge oligocène-miocène supérieur sont situées dans une union nommée tranche tectonique de flysch (tranche tectonique de Kabylie), (figure 2.11) par conséquent elles ont un effet important de déformation tectonique dans cette zone de front de chevauchement.

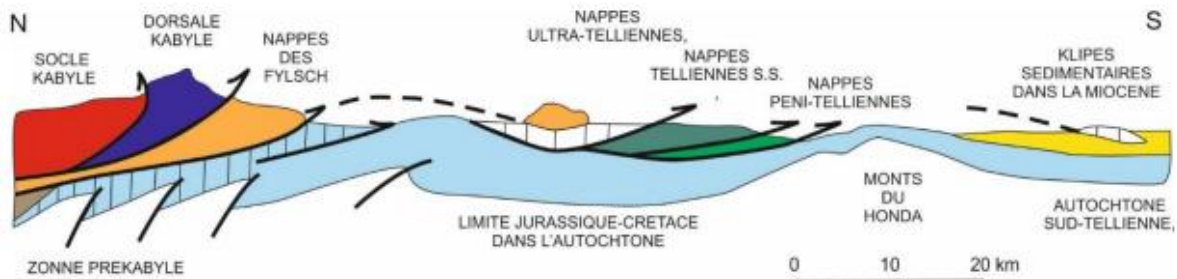


Figure 2.11. Coupe générale présentant les chevauchements dans les maghrébides.

2.7. Reconnaissances hydrogéologiques

Les propriétés physiques des sols sont sensibles en présence d'eau. En effet, cette dernière peut provoquer certains phénomènes. Par conséquent, il est nécessaire de maîtriser les conditions hydrogéologiques du projet à savoir :

- Les terrains aquifères et les terrains imperméables.
- Le régime hydraulique (nappes, circulations souterraines).
- La perméabilité des terrains.
- Les réseaux karstiques éventuels.

Ces renseignements permettent de définir :

- La nature des venues d'eau possibles le long du tracé.
- La charge, le débit, la composition chimique et minéralogique des eaux.
- Les traitements envisageables (rabattement, drainage, étanchement).

2.7.1. Moyens de reconnaissances hydrogéologiques :

Parmi les moyens de reconnaissances hydrogéologiques on peut citer :

- L'inventaire des données existantes.
- Le levé hydrogéologique
- Les sondages.

2.7.2. Hydrogéologie du site :

Concernant l'hydrogéologie, le site du tunnel est caractérisé avec des unités formées par une alternance de sédiments clastiques.

- Les niveaux de grès et de caillou situés entre ces unités étant perméables.
- Les niveaux d'argilite, de grès argileux et de marne sont imperméables.

Cependant ces unités en alternance sont généralement considérées imperméables avec des coefficients de perméabilité ne dépassant pas 3.10^{-7} mm/s.

Des ruisseaux saisonniers sont situés sur la gauche du portail d'entrée et les deux côtés du portail de sortie. Ces ruisseaux possèdent des bassins capables d'apporter de l'eau à court terme en périodes pluviales. Des zones de fuite partielle existent dans la zone de glissement de terrain située sur le portail d'entrée.

Une source sortant dans la zone de faille est située à 150 m à l'ouest du portail de sortie, cependant, cette source n'aura aucun effet sur le portail. La profondeur des sondages ouverts dans les sections de portail varient entre 25-80 m, en effet, aucun niveau d'eau souterrain n'est rencontré dans ces sondages.

Qu'il s'agisse de massifs rocheux ou de terrains meubles, l'eau est très souvent présente dans la couverture du tunnel sous forme de nappes statiques ou en écoulements. Le fait de creuser un tunnel modifie l'équilibre hydrostatique ou hydrodynamique par la création d'un nouvel exutoire, de nouveaux parcours d'écoulement se créent.

Dans le cas d'un massif rocheux fissuré (Figure 2.10), l'eau utilise les fissures existantes où se concentrent les forces de courant dont l'action s'exerce en priorité sur les blocs situés autour de l'excavation.

Dans le cas d'un massif meuble et relativement perméable, l'écoulement vers l'ouvrage se fait plus régulièrement et les forces d'écoulement radiales s'ajoutent aux contraintes effectives sur le squelette solide.

Pour caractériser la perméabilité autour du tunnel, deux essais Lugeon ont été réalisés au niveau de deux sondages. Les résultats de ces essais montrent des perméabilités entre 0 et 3 U.L, ce qui veut dire que le massif est pratiquement imperméable.

2.8.1. Sismicité

La sismicité de la zone de projet doit être déterminée en se référant aux règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008).

Selon le RPOA2008 les tunnels sont classés en deux groupes :

Groupe 1 : Tunnels stratégiques

Ce groupe recouvre les tunnels stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire, soit :

- Les tunnels autoroutiers ;
- Les tunnels sur routes nationales ;
- Les tunnels ferroviaires et de métro.

Groupe 2 : Tunnels importants

Dans ce groupe sont classés les tunnels qui se trouvent sur les chemins de wilaya, chemins communaux ou autres voies.

Les tunnels classés dans le groupe 2 pourraient être surclassés d'un rang si leur endommagement provoquerait des dommages à un bâtiment, équipement ou installation d'importance moyenne à vitale.

Cette classification préconise des seuils minimaux de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage.

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante (Figure 2.12) :

- **ZONE 0** : Négligeable
- **ZONE I** : Faible
- **ZONE IIa** : moyenne
- **ZONE IIb** : élevée
- **ZONE III** : très élevée

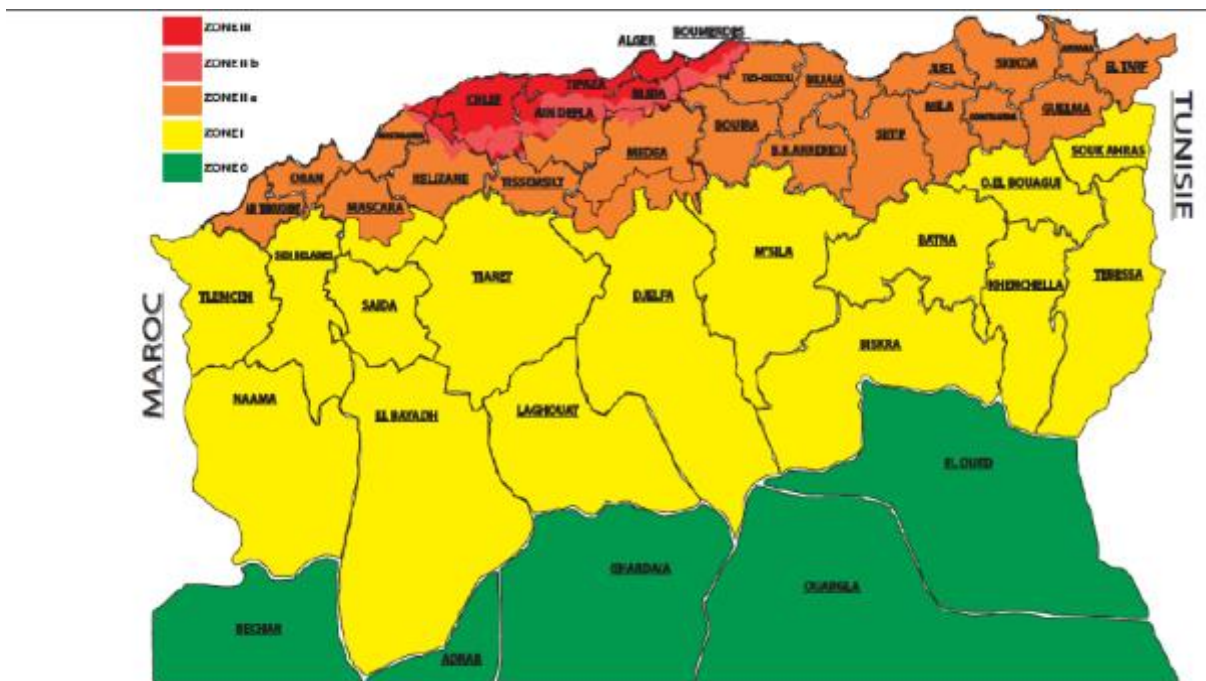


Figure 2.12. Carte schématique des zonages sismiques de l'Algérie.

2.8.2. Sismotectonique :

Après un mouvement de compression à la frontière des plaques tectonique d'Afrique et d'Eurasie, des multitudes de séismes allant de modéré à fort ont conduit à la formation de failles inverses dans le nord de l'Algérie.

Le contexte géodynamique régionale a engendré dans le nord de l'Algérie, sur une bande d'environ 200 à 300 Km de large, un ensemble de structures tectoniques (plis, failles) de direction générale perpendiculaire à la direction de convergence (NNO-SSE) des plaques tectoniques.

Ces structures tectoniques actives sont ainsi responsables de la répartition spatiale de la sismicité de cette région de l'Atlas Tellien.

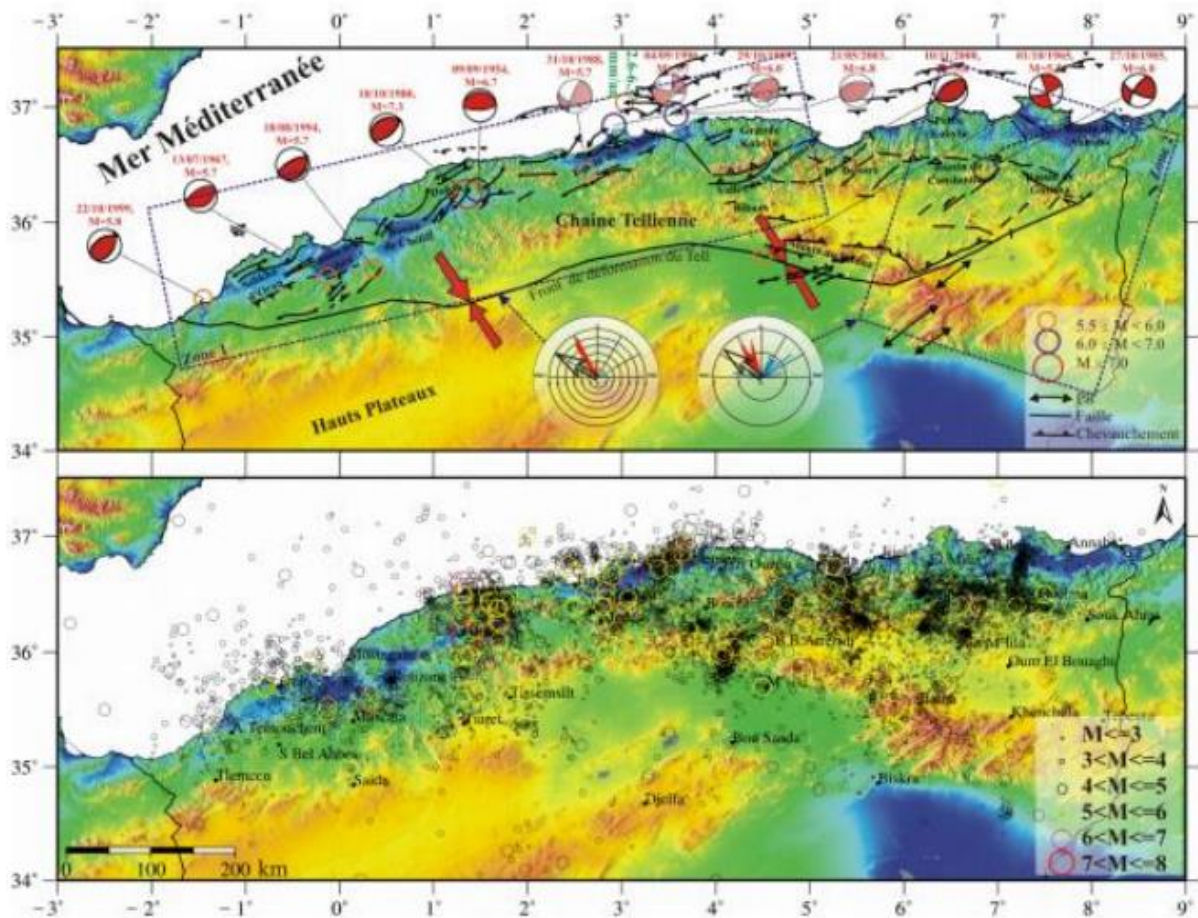


Figure 2.13. Carte sismotectonique du nord de l'Algérie montrant les principales structures actives observées dans le tell (ABACHA, 2015, cité par N. Fellouh, 2021).

Sur la figure 2.13, les flèches rouges, indiquent la direction de convergence (Nocquet et Calais, 2004, cité par N. Fellouh, 2021) et les chiffres en vert sont la variation de la vitesse de déformation entre les différents modèles.

Les rectangles en pointillés délimitent les domaines caractérisés des régimes tectoniques relativement uniformes et les diagrammes de projections horizontales de P (en rouge) et T en (bleu) des axes de déformation (Serpelloni, 2007, cité par N. Fellouh, 2021). La sismicité du nord de l'Algérie entre 1900 et 2013, CATALOGUE du (CRAAG).

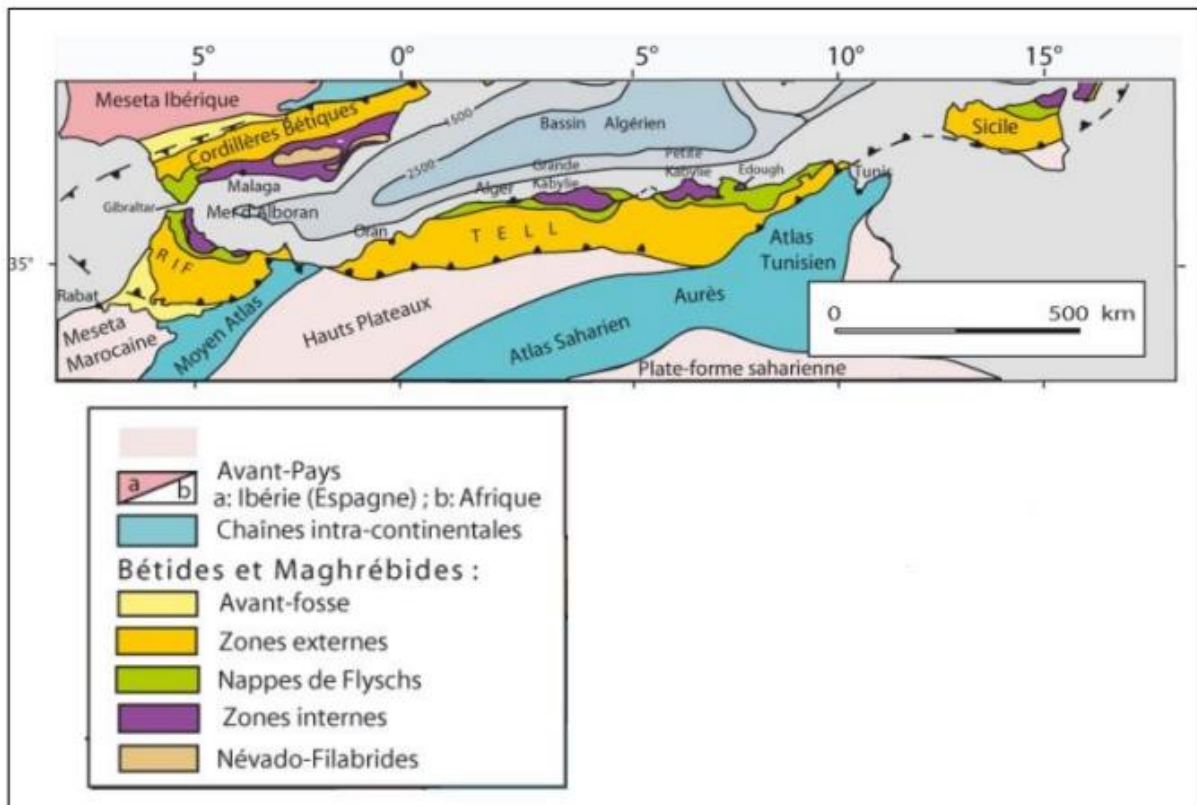


Figure 2.14. Schéma structural qui des différents domaines et unités structurales de l'Algérie.

Conclusion

Pour répondre aux besoins de l'étude d'un ouvrage souterrain, la reconnaissance géologique et hydrologique a été effectuée sur le site du projet tunnel T2 de la pénétrants TIZI-OUZOU-BOUIRA, dans le but de déterminer :

- La conception et la stabilité du tunnel pendant ou après la construction.
- Les méthodes utilisées pour le creusement.

La zone d'étude se trouve classifié dans la zone sismique **IIa** (selon RPOA), cela veut dire que la zone à risque moyenne.

L'effet sismique ne sera pas pris en compte dans la suite de ce travail.

Chapitre 3 : L'étude géotechnique



3.1. Introduction

L'étude géotechnique, c'est l'une des étapes indispensables dans le domaine souterrain, elle a pour objet : de déterminer les caractéristiques mécaniques du terrain, le choix des méthodes d'excavation de soutènement, d'évaluer les risques naturels et d'analyser les contraintes imprévues.

Ce chapitre, présente les études et les reconnaissances géotechniques, qui permettent de déterminer les valeurs des caractéristiques géo mécaniques et physico-chimiques nécessaires à partir des différents essais in-situ (sondages carotté, pressiométrique Ménard...) et en laboratoire, Ainsi qu'une prospection géophysique qui donne une importance particulière aux connaissances géotechniques.

3.2. Reconnaissance géotechnique

L'étude géotechnique est une phase primordiale dans la réalisation des tunnels, en effet, le comportement de ces derniers dépend essentiellement de la nature des terrains devant être étayés par leur structure. Cette discipline se traduit donc par des données concernant les caractéristiques in situ et le comportement prévisionnel durant les phases d'exécution, de mise en service et de l'entretien de ces ouvrages.

3.2.1. Objectif

Les reconnaissances géotechniques ont pour objet de compléter les données géologiques et hydrogéologiques pour une meilleure exploration des terrains traversés. Cela permet d'abord, de définir les différentes contraintes et les risques pouvant avoir lieu pendant l'exécution et l'exploitation de l'ouvrage, puis de prendre les mesures nécessaires pour faire face à ces risques avec le choix des méthodes de creusement et de soutènement les plus appropriées.

Vu l'importance de la longueur du tunnel, la campagne de reconnaissances géotechnique s'est déroulée par l'exécution de 10 sondages carottés d'une profondeur allant de 25 à 103 m, et 3 profils géophysiques par sismique réfraction de longueur allant jusqu'à 180 m. Ces derniers se sont concentrés tout au long du projet, leur implantation est présentée sur une carte (voir figure 3.8).

Les forages réalisés ont permis non seulement, de décrire avec précision la nature des différents matériaux traversés et le pendage des couches, avec des observations visuelles et des essais de laboratoire, mais aussi de compléter ces informations par des essais de mesures in situ.

3.3. Essais de laboratoire

Des essais de laboratoire ont été effectués sur des échantillons prélevés des différents sondages, cette gamme d'essai comprend les caractéristiques physiques et l'identification des matériaux rencontrés (granulométrie, sédimentométrie et limites d'Atterberg), ainsi que les essais mécaniques (essais de compression et de traction).

➤ **Essais d'identification physico-chimique.**

- Détermination de la teneur en eau
- Limites d'Atterberg
- Masse volumique apparente
- Analyse granulométrique,
- Détermination de la teneur en carbonate
- Mesure de la teneur en matière organique
- Analyse chimique des sols (chlorure, sulfate et PH).

➤ **Essais mécaniques**

- Essai de cisaillement rectiligne consolidé et drainé,
- Essai CBR,
- Essai Proctor modifié,
- Résistance à la compression simple.

Les résultats des essais non exploités dans cette étude (CBR, Proctor) ne seront pas présentés dans la suite de ce travail.

a) Analyse granulométrique et caractéristiques physiques.

L'analyse granulométrique, répartition granulaire d'un matériau qui se traduit par son identification tel que le gravier, le sable, le limon, l'argile....

Les principaux résultats des analyses granulométriques sont résumés dans le tableau 3.1 ceux-ci définissent, selon la classification du laboratoire des ponts et chaussées (LCPC), des matériaux hétérogènes, mais principalement fins, avec la prédominance des particules argileuses.

Les différentes couches sont caractérisées par un état hydrique variable marquant des teneurs en eau entre 6-26%, des degrés de saturation de 35,96-100%, avec des densités humides assez élevées comparativement aux densité sèches

Tableau 3.1. Teneur en eau, masses volumiques et degré de saturation

Sondages	Profondeur (m)	<0.08 mm	<2 mm	W eau (%)	γ_h (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	Sr (%)
ST-B1	3.7-4.10	86.17	98	21.15	1.98	1.63	89.57
	11.60-11.90	42.59	79.64	8.77	2.39	2.2	100
	17.15-17.50	26.77	52.02	6	2.35	2.22	82.09
	27.20-27.50	50.05	81.96	7.46	1.84	1.71	35.96
ST-B5	1.82-2.15	67.42	82.58	13.41	2.09	1.84	80.72
	4.4-4.7	100	100	26.02	1.99	1.58	100
	12.18-12.50	100	100	13.68	2.25	1.98	100
	17.75-18.10	/	/	11.84	2.27	2.03	100
	27.4-27.70	/	/	2.31	2.58	2.42	100
	37.9-38.30	72.15	91.42	6.77	2.58	2.42	100
	45.50-49.0	/	/	6.52	2.45	2.3	100
	76.7-77.0	100	100	8.83	2.34	2.15	100
	85.64-85.89	100	100	9.49	2.26	2.06	87.81
88.70-89.0	64.09	86.69	7.45	2.43	2.26	100	

b) LIMITTES D'ATTERBERG

Les limites d'Atterberg ont été déterminées sur de différentes éprouvettes, les limites de liquidité varient entre 31-51 %, l'indice de plasticité entre 14-29 % (tableau 3.2), ce qui correspond dans la plupart des échantillons à des argiles de moyenne plasticité, par ailleurs les faibles valeurs de l'indice de plasticité permettent de constater que ces matériaux passent à un état liquide avec une faible augmentation de la teneur en eau. Cela souligne en concordance avec les résultats d'essais au bleu de méthylène, la sensibilité à l'eau de ces matériaux.

Tableau 3.2. Résultat d'essai de la limite d'Atterberg.

Échantillon	Profondeur(m)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	IC	Classification
ST-B1	3.7-4.10	51	22	29	1.58	Argile de forte plasticité
	4.6-11.9	32	18	14	1.94	Argile de moyenne plasticité
	17.15-17.50	32	18	14	1.89	Argile de moyenne plasticité
	27.2-27.5	33	17	16	1.74	Argile de moyenne plasticité
ST-B5	1.82-2.15	32	17	15	1.21	Argile de moyenne plasticité
	4.4-4.7	48	22	26	0.83	Argile de moyenne plasticité
	37.9-38.3	32	18	14	1.83	Argile de moyenne plasticité
	45.2-45.7	41	21	20	1.53	Argile de moyenne plasticité
	71.7-72.0	35	17	18	1.55	Argile de moyenne plasticité
	76.7-77.0	34	17	17	1.48	Argile de moyenne plasticité
	85.64-85.89	36	19	17	1.55	Argile de moyenne plasticité
	88.7-89.0	33	15	18	1.42	Argile de moyenne plasticité

c) Analyse chimique du sol :

Les résultats présentés dans le tableau 3.4 montrent l'existence d'une certaine proportion de substances chimiques, pouvant aller jusqu'à 0.26% pour les sulfates, 7.4 % pour les carbonates et 5.53 pour les matières organiques, dans les argiles et les marnes sableuses ou graveleuse.

On note aussi un pourcentage variant entre 0.19 et 0.41 de sulfate, entre 5.72 et 16.72% de carbonate et un pourcentage de 3.02 de matières organiques dans les argiles grisâtres dures et fracturées.

Enfin, une teneur en sulfate de 0.21%, un pourcentage de carbonate de 7.48 et une proportion de 2.61 % dans la marne grisâtre.

Tableau 3.3. Résultats des essais d'identification chimique.

N° : Sondage	Profondeur (m)	Sulfate (%)	Carbonate (%)	MO (%)
ST-B01	3.70-4.10	0.1442	2.64	5.53
	11.60-11.90	0.26368	7.04	3.26
	17.15-17.50	0.25132		
	27.20-27.50	0.21012	7.48	2.61
ST-B05	01.82-2.15	0.18128	1.76	5.51
	4.40-4.70	0.11536		
	37.9-38.30	0.19776	16.72	3.02
	41.20-41.70	0.40788	/	/
	48.50-49.00	0.206	9.68	/
	71.70-72.00	/	11.00	/
	79.03-79.30	0.21836	9.24	/
	85.64-85.89	0.16068	5.72	/

Caractéristiques mécaniques des sols :

a) Essais de cisaillement :

Les essais de cisaillement réalisés sont de type consolidé non drainé et consolidé drainé, les résultats sont présentés sous forme de courbes contrainte tangentielle - déformation (figure 3.1), avec une ligne droite intrinsèque (figure 3.2), on trouve des matériaux fermes avec un angle de frottement de 40°, et une cohésion de 0.67 bar, et des matériaux fracturés et altérés, avec un angle de frottement de 32° et une cohésion de 0.56 bar (tableau 3.4).

L'ensemble des résultats indiquent des caractéristiques intrinsèques variables suivant la profondeur avec des cohésions faibles et des angles de frottement pratiquement forts, toutefois, ces paramètres diminuent en allant vers les couches les plus profondes, notamment à proximité de l'excavation. On note ainsi une variation à long terme de la cohésion de 1.56 à 0.86 bar et de l'angle de frottement de 29 à 32°.

Tableau 3.4. Résultats de l'essai mécanique.

Sondage	Profondeur (m)	CD		CU	
		C'(kPa)	φ (°)	Cu (kPa)	φ (°)
ST-B01	3.70-04.10	12	12.92	/	/
ST-B05	1.82-2.15	0.67	40	/	/
	4.40-4.7			0.27	13
	12.18-12.50	0.60	39	/	/
	17.70-71.00	0.86	29	/	/
	85.64-85.89	0.56	32	/	/

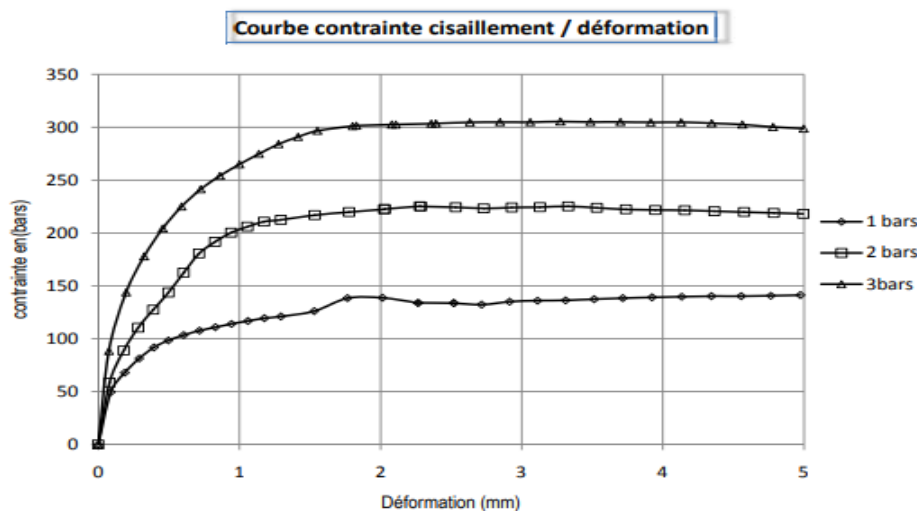


Figure 3.1. Courbe contrainte cisaillement/déformation.

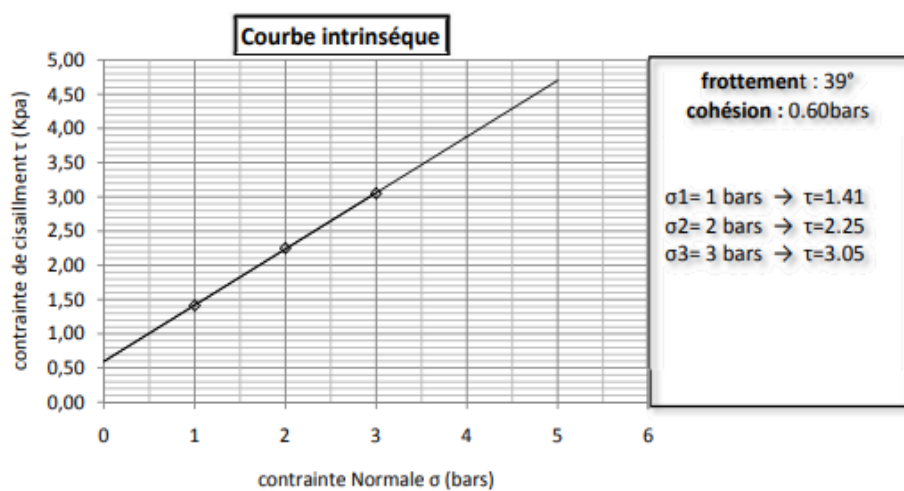


Figure 3.2. Courbe intrinsèque.

Le manque d'essais odométriques marque une insuffisance de données concernant la susceptibilité des sols au tassement et au gonflement, en plus de leur état de consolidation. Cependant, l'indice de consistance est toujours orienté vers des sols très fermes voir durs. De plus la représentation des résultats des limites d'Atterberg sur l'abaque de Casagrande (figure 3.3) montre que le type d'argile caractérisant la plupart de ces matériaux, est en dehors de la zone définissant les argiles gonflantes (Medjnoun A, 2024).

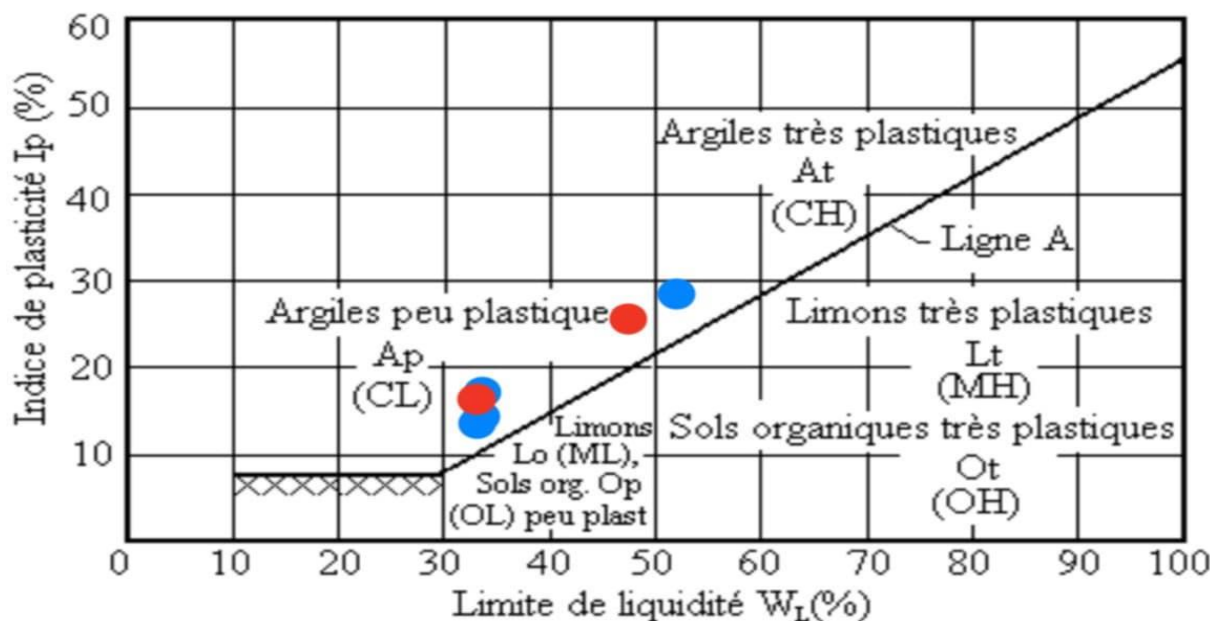


Figure 3.3. Répartition sur l'abaque de Casagrande des limites d'Atterberg des différents échantillons des sondages (STB01 et STB05).

3.4. Reconnaissance in situ

Les reconnaissances in situ sont l'ensemble des essais effectués pour évaluer certains paramètres physico- mécanique sur le site.

A) Reconnaissances par sondages carottés

Rappelant que dans le cadre de l'investigation géotechnique, dix sondages carottés ont été réalisés sur le site de l'ouvrage T2. Dans le présent travail il ne sera détaillé que les données de deux sondages réalisés à l'entrée du tunnel tube droit, en allant de Tizi-Ouzou vers Bouira, notant que ces derniers ont été effectués sur le tronçon objet du présent travail (Pk 36+200au pk 36+400). Le tableau 3.5 présente les positions et les profondeurs de ces deux sondages.

Tableau 3.5. Position des sondages réalisés sur le tronçon d'étude.

Forage	Pk	X(E)	Y(N)	Cote(m)	Profondeur(m)
ST-B1	36+290	572722	4042592	559	45.00
ST-B5	36+370	572531	4042574	585	96.00

➤ **Principe de sondage carotté.**

Le principe du carottage consiste à descendre un carottier par translation dans la roche et à remonter en surface des carottes de matériau correspondant au diamètre du carottier descendu. L'objectif principal étant d'identifier ou de caractériser mécaniquement le matériau tel qu'il se trouve en place.

➤ **Description lithologique des sondages carottés.**

1- Sondage STB-01. Composé des matériaux suivants :

- **[0.00 – 5.5] m** : Argile sableuse à limon sableux ferme, avec des graviers, cailloux et galets à la base.
- **[5.5 – 7.2] m** : Marne sableuse et graveleuse altérée, ferme à compacte de couleur gris clair.
- **[7.2 – 45] m** : Marne gris friable à compacte avec des passages et niveaux gréseux durs.



Figure 3.4. Caisse sondage STB-01.

2- Sondage STB-05.

Ce sondage, de 96 mètres de long se situe à l'entrée du tube droit de portail l'entrée de tunnel T2 et situé au niveau du PK36+355-PK36+390. Il parcourt en profondeur les unités lithologiques suivantes :

- **[00-05.29] m** : Argile limoneuse, brunâtre, moyennement ferme.
- **[05.29-15.79] m** : Marne grisâtre, très fracturée, sensible à L'HCL, avec des passages centimétriques de grés fins.
- **[15.79-36.39] m** : Grés fin à moyen, très fracturé lors de la rotation, avec passages marneux grisâtre, très fracturée entre : 17.30-17.75m ; 21.60-22.20m et 30.70-31.30m.
- **[36.39-96.00] m** : Argile grisâtre, très dure et très fracturée et altérée.



Figure 3.5. Caisse sondage STB-05 de (79.30-87.10m).

B) L'essai pressiométrique de type Ménard

➤ Définition de l'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique Ménard est réalisé à l'aide d'une sonde tri-cellulaire à pression contrôlée, l'essai s'applique dans tous les types de sols naturels saturés ou non et dans les remblais ou tout autre matériau artificiel utilisé en géotechnique.

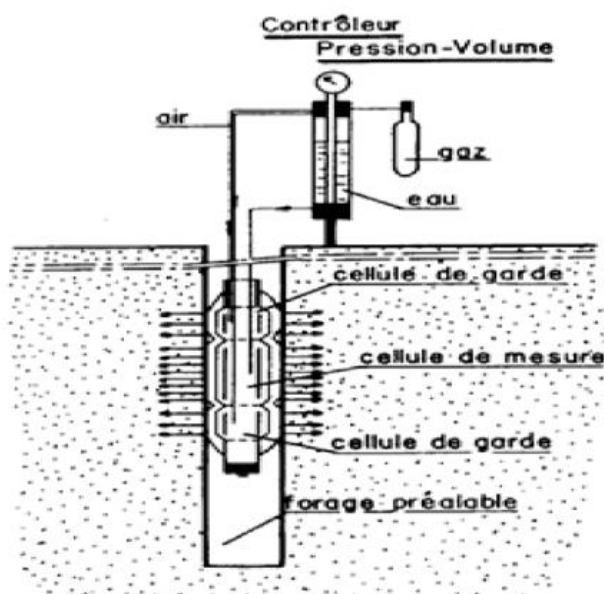


Figure 3.6. Schéma de l'essai pressiométrique.

➤ Principe de l'essai pressiométrique

Il s'agit d'un essai de chargement statique du terrain en place, effectué grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement introduite dans un forage et à déterminer la relation entre la

pression appliquée sur le sol selon un programme de chargement imposé et le déplacement de la paroi de la sonde.

L'essai réalisé selon la norme française NF P 94-110-1, a permis d'apprécier le module pressiométrique (E_m) qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.

Le tableau suivant présente les modules de déformation obtenus avec l'essai pressiométrique sur les différentes profondeurs.

Tableau 3.6. Résultat des essais pressiométriques sur STB-01 et STB-05.

pressiométrie	Prof (m)	E_m (bars)	E_i (bars)
STB-01	30.5	482.78	724,17
	40	686.33	1029,495
STB-05	20	859	1288,5
	25	1273.58	1910,37
	30	1076.81	1615,215
	35	1073.28	1609,92
	40.3	685.17	1027,755
	45	644.12	966,18
	55	803.49	1205,235
	60	1501.38	2252,07
	65	932.97	1399,455
	76.3	927.02	1390,53
	80.3	526.64	789,96
	85	1369.53	2054,295
	90	742.8	1114,2
	96	589.08	883,62

C) L'essai lugeon.

L'essai lugeon est une méthode d'évaluation de la perméabilité des terrains sur site, cet essai a été réalisé par l'injection périodique d'eau, avec une pression variant de 1 – 10 bars pendant une durée de dix minutes, et la mesure du débit d'injection (figure 3.6).

L'unité lugeon définit l'équivalent d'un débit en litre par minute par mètre comme le montre la formule suivante :

$$Lugeon = \frac{Q}{L \cdot P}$$

Tel que :

- **Q** : débit d'eau injecté en (litre/minute).
- **P** : pression d'injection en (Mpa).
- **L** : lugeon de la partie testé (m).

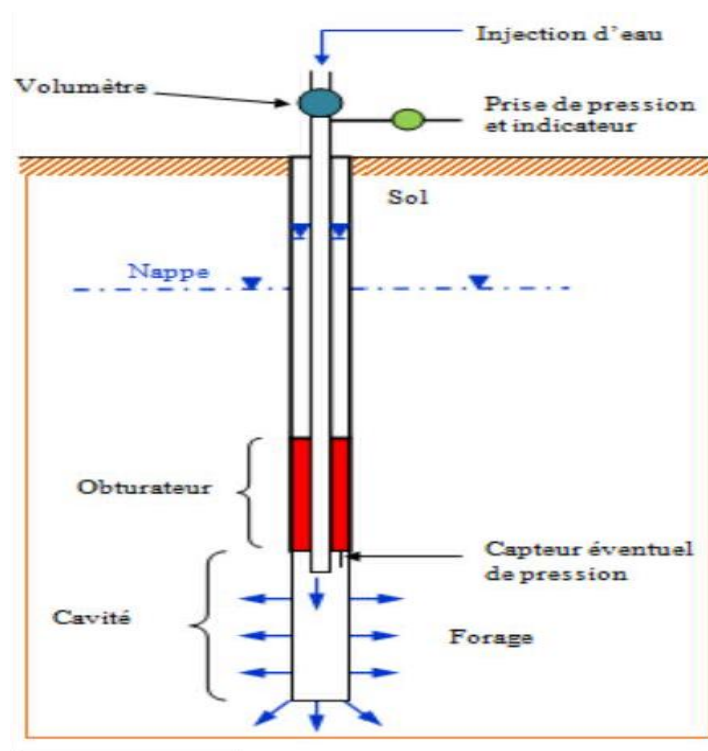


Figure 3.7. Schéma de l'essai LUGEON.

Après l'obtention du résultat, selon la formule citée précédemment, il est possible d'apprécier la perméabilité à partir des fourchettes définies par Lugeon selon l'échelle suivante :

- a) De 0 à 3 U.L (imperméable) ;
- b) De 3.1 à 11 U.L (peu perméable) ;
- c) De 11.1 à 25 U.L (perméable) ;
- d) De 25.1 à 40 U.L (très perméable) ;
- e) Mas de 40 U.L (hautement perméable).

Les résultats donnés par l'essai Lugeon montrent des perméabilités entre 0 et 3 UL, ce qui veut dire que le massif du tunnel est pratiquement imperméable.

D) Essais géophysiques par sismique réfraction :

➤ Principe

On utilise les trajets réfractés entre le choc et les captures, qui correspondent à un temps de propagation inférieur à celui des trajets réfléchis (figure 3.4).

Pour différencier dans le temps les trajets réfractés des trajets directs, dont la propagation est beaucoup plus lente, il suffit d'allonger la distance choc-captur qui croît avec la profondeur.

Les mesures sismiques ont été réalisées à l'aide d'un sismographe DAQ3 LINKII avec 12 traces de captures géophone de 10 Hz et un générateur de source d'énergie (contacteur de timing et le marteau).

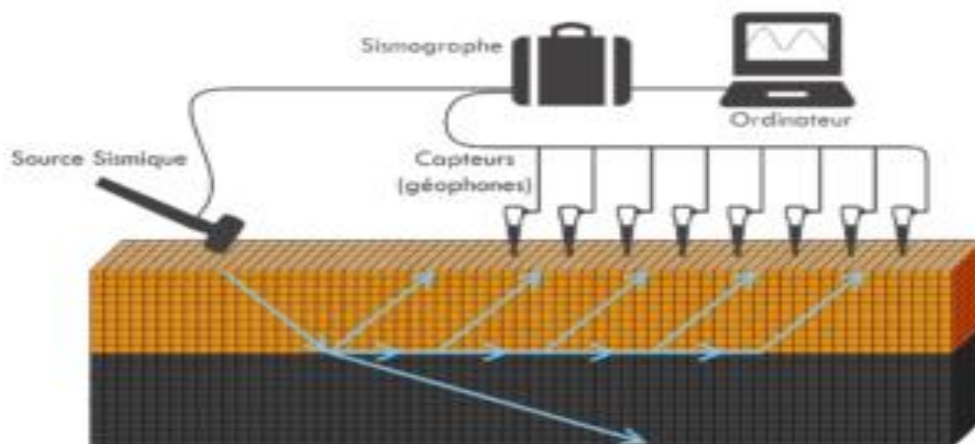


Figure 3.8. Schéma de l'essai de sismique réfraction.

➤ **Portail de Draa-El-Mizan.**

Tableau 3.7. Résultats des profils sismiques du portail d'entrée.

/	Coordonnées				Vp (m/s)	Nature des couches	Epaisseur des couches (m)
	DEBUT		FIN				
	X	Y	X	Y			
PS-B01	571800	4042728	571574	4042646	261/480	Cailleux gréseux	0.7-2
					702/1666	Marne schisteuse fracturé	1.8-5.5
					2667/4444	Grès avec marne compacte	Indéterminée
PS-B05	572811.13	4042631.16	572634.03	4042598.57	280/444	Argile sablo graveleuse	1.7-2.5
					1111/1468	Limons argilo sableux caillouteux	2.7-4.6
					1905/2667	Limons argileux altéré en schiste	Indéterminée

- La première couche illustre des vitesses d'onde de compression (V_p) de l'ordre de 261 à 480 m/s, d'une épaisseur de 0.7 à 2 mètres ; qu'on attribue probablement aux cailloux gréseux dans une matrice limoneuse.
- La deuxième couche est constituée probablement de marnes schisteuses fracturées ; de vitesses d'onde de compression (V_p) de l'ordre de 702 à 1666m/s, d'une épaisseur de 1.8 à 5.5 mètres.
- La couche sous-jacente est constituée de grés avec passages marneux compacts ; de vitesses d'onde de compression (V_p) de 2667 à 4444m/s, avec une épaisseur indéterminée.

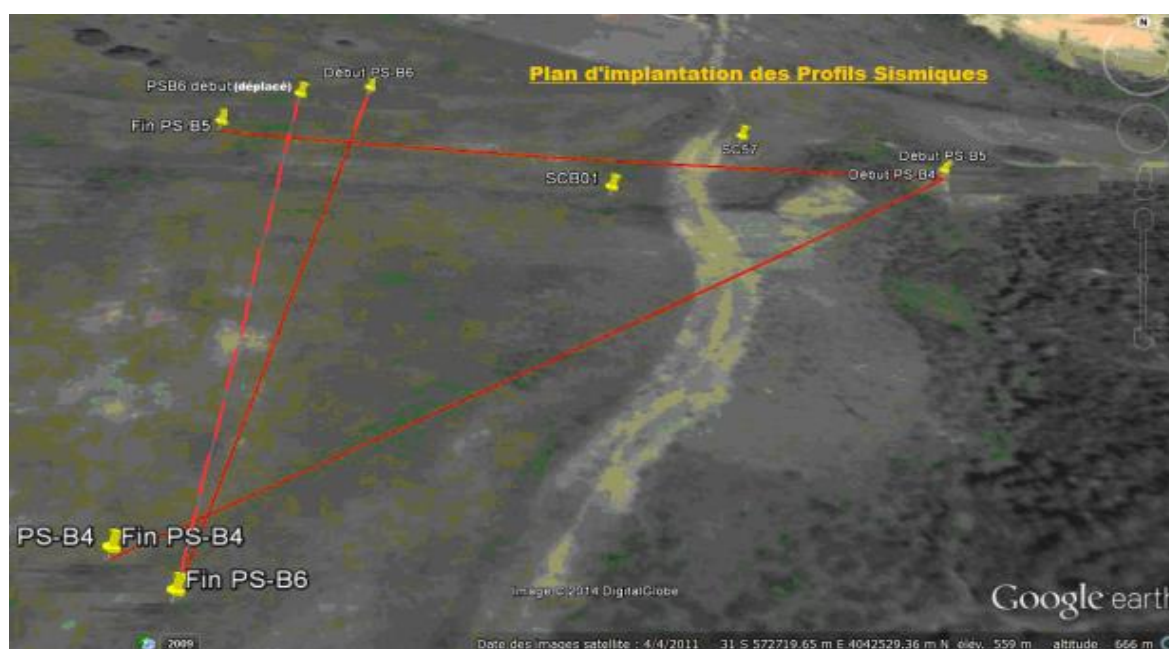


Figure 3.9. Plan d'implantation des profils sismiques.

Conclusion

Ce chapitre a permis de prendre connaissance de l'importance de l'étude géotechnique dans l'étude des ouvrages souterrains, en effet, elle est essentielle pour déterminer les risques liés au creusement par des informations bien précises sur les caractéristiques des sols traversés sur le site d'étude.

Le site est caractérisé par un massif rocheux hétérogène constitué par des Argiles marneuses dure de couleur gris clair à intercalation de blocs gréseux discontinus, de taille décimétrique à métrique, de grès , avec une zone de faille.

Ces terrains sont essentiellement imperméables mais sensibles à l'eau. Les caractéristiques mécaniques décrivent des terrains fragiles est propices à l'instabilité.

Chapitre 4 : Prédimensionnement du soutènement.



4.1. Introduction

Parmi les problèmes qui se posent au projeteur de génie civil, celui de la détermination des caractéristiques du soutènement d'un ouvrage souterrain ou la vérification de la stabilité reste l'une des étapes plus délicates à aborder. L'absence de règles dans le domaine est souvent compensée par le jugement et l'appréciation de l'ingénieur.

Les principales difficultés de l'étude des soutènements résident dans l'insuffisance de la connaissance du comportement réel des terrains, la méconnaissance de l'état de contrainte dans le massif et le caractère tridimensionnel du problème à résoudre.

Au cours de ce chapitre on présente, les méthodes principales de calcul des tunnels et leur développement. Les méthodes empiriques les plus utilisées actuellement sont :

- Méthode de BIENIAWSKI (1973-1983).
- Méthode de N. BARTON (1974).
- L'application des recommandations de l'AFTES. (Association Française Des Tunnels Et Des Etudes Souterrains).

4.2. Méthode de Z. BIENIAWSKI.

La classification de BIENIAWSKI, a été proposée pour la première fois en (1973). Elle part du principe que le comportement d'un massif rocheux est conditionné par les propriétés de la roche intacte et celles des discontinuités. BIENIAWSKI a développé l'indice RMR, qui est la somme de cinq notes représentant la quantification de cinq paramètres caractérisant le massif et d'une note d'ajustement dépendant de l'orientation des discontinuités de l'ouvrage :

- La résistance à la compression.
- Le RQD (ROCK QUALITY DESIGNATION).
- L'espacement des discontinuités.
- La nature des discontinuités.
- Les venues d'eau.
- Un ajustement, fonction de l'orientation des discontinuités par rapport au creusement.

Le RMR finale compris entre 0 à 100%, et la somme des notes donne une valeur RMR finale (voir tableau 4.2).

La classification de BIENIAWSKI permet la classification des terrains en :

- $RMR > 81$ % : terrains de très bonne caractéristiques géo mécaniques,
- $80 < RMR < 61$ % : terrains de bonne caractéristiques géo mécaniques,
- $60 < RMR < 41$ % : terrains de moyenne caractéristiques géo mécaniques,
- $40 < RMR < 21$ % : terrains de faible caractéristiques géo mécaniques,
- $RMR < 20$ % : terrains de très faible caractéristiques géo mécaniques.

Chaque paramètre reçoit une note (tableau 4.1) pour aboutir par addition, à une note globale caractérisant la qualité du rocher.

L'appréciation générale de la qualité du rocher doit ensuite être ajustée pour tenir compte de l'orientation de la fracturation (ANNEXE D .1).

Tableau 4.1. Paramètres De Classification Des Roches.

PARAMETRES		COEFFICIENTS							
1	Résistance de la roche	Indice Franklin	>8 Mpa	4-8 Mpa	2-4 Mpa	1-2 Mpa	Indice Franklin non utilisable		
		Résistance à la compression	>200 Mpa	100-200 Mpa	50-100 Mpa	25-50 Mpa	10-25 Mpa	3-10 Mpa	1-3 Mpa
	Note	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD	90-100	75-90	50-75	25-50	<25			
	NOTE	20	17	13	8	3			
3	Espacement des joints	>3m	1-3m	0.3-1m	300-50mm	<50mm			
	NOTE	30	25	20	10	5			
4	Nature des joints	Surface très rugueuses Epontes en contact Epontes non altérés	Surface légèrement rugueuses Epaisseur <1mm Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses Epaisseur <1mm Epontes altérées	Surfaces lustrées ou remplissage <5mm ou joint ouvert 1 à 5mm Joints continus	Remplissage mou >5mm ou joints ouverts >5mm Joints continus.			
		NOTE	25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10m	Aucune venue d'eau	<10	<25 l/min	25-125 l/min	>25 l/min		
		Pression d'eau/contrainte principale	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
	Hydrogéologie	Complètement sec	Humide	Suintements (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau			
NOTE		15	10	7	4	0			

Après addition des notes obtenues pour les cinq paramètres principaux, et ajustement pour tenir compte de l'orientation de la fracturation, on utilise le (ANNEXE D. 2). Pour connaître :

- La classe du rocher (de très bon à très médiocre).
- Le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement.

La note globale obtenue permettant de connaître la classe de rocher est couramment Appelée « Rock Mass Ratio » (R.M.R).

Application sur le site.

Les notes attribuées aux paramètres définis par BIENIAWSKI pour le site sont données par le tableau 4.2

Tableau 4.2. Note de RMR du tunnel entre le portail d'entrée droit et PK36+300.

	Paramètre	Valeur/définition	Note
1	Résistance à la compression unie axiale (Mpa)	10	1
2	Indicateur de qualité de roche (RQD%)	<25%	3
3	Espacement des discontinuités (mm)	200-600	10
4	Condition des discontinuités	/	6
	Continuité (m)	10-20	
	Ouverture (mm)	1-5	
	Rugosité	Plat	
	Remblai	Remplissage mouillée < 5mm	
	Degré d'altération	Haute altérée	
5	Condition d'eau souterraine	Mouillée	7
RMR principal			27
Orientation des discontinuités		Favorable	-2
RMR Définitif			25

Le RMR définitif trouvé par la méthode de BIENIAWSKI égale à 25%, située entre (21 et 40%), donc la roche de classe 4 c'est une roche très médiocre. Donc le terrain de faible caractéristique géomécanique.

Remarque :

L'application des méthodes empiriques a donné les mêmes résultats pour tous les types des terrains traversés par le tunnel sur le tronçon étudié.

Après la détermination la classe de la roche, on détermine le mode de soutènement et le mode d'excavation.

❖ **Le soutènement recommandé :**

Pour chaque classe de rocher, BIENIAWSKI propose également des recommandations sur le soutènement à mettre en place. Pour le cas du projet de notre étude les résultats obtenus sont donnés par le tableau 4.3.

Tableau 4.3. Soutènement donnée par BIENIAWSKI pour tunnel entre le portail d'entrée droit et PK36+300.

Boulons d'ancrages		Type de soutènement					R M R	Classe de la roche	Temps de tenue moyenne (sans soutènement)
		Béton projeté			Cintres métalliques				
Espace ment (m)	Complément d'ancrage (mm)	Voûte (m)	Piédroits (mm)	Complément de soutènement (m)	Type (mm)	Espacements (m)			
0.5-01	Treillis soudé + 30/50 de béton projeté en voûte et en piédroits	150	100	Treillis et boulons de 1.5 à 3 d'espacement	Cintre moyen + 50 de béton projeté	0.7-1.5	25	4 Roche médiocre RMR : 21-40	5 heures pour 1.5m de portée

4.2.1. Mode d'excavation :

Creusement en section divisée, avec un pas d'avancement de 1.5 à 3 mètres, et le soutènement sera placé pour chaque distance excavée.

❖ **Soutènement retenu par BIENIAWSKI**

En suivant la méthode de BIENIAWSKI on peut retenir le soutènement suivant :

- ➔ Cintre HEB-180 : espacé de 0.7-1.5 et béton projeté de 30 cm d'épaisseur.

4.3. Méthode de N. BARTON.

Le système Q a été développé au NGI (Norwegian Geotechnical Institute) entre 1971 et 1974 sur la base d'environ 200 études de cas de tunnels et de cavernes. Ils ont présenté une corrélation utile entre la quantité et le type de support permanent ainsi que le coefficient Q en rapport avec la stabilité du tunnel. En combinant plusieurs paramètres. Cette classification fait intervenir les paramètres suivants :

- RQD : est la désignation de la qualité de la roche (degré de jointoiment),

- J_n : Indice des familles des joints,
- J_r : Indice de rugosité des joints,
- J_a : Indice d'altération des joints,
- J_w : Conditions hydrauliques.

Avec SRF : le facteur de réduction des contraintes

A chaque paramètre correspondent plusieurs classes, (ANNEXE C.3) chacune étant associée à une note.

Q est calculé comme suit :

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

- $\frac{RQD}{J_n}$; représente l'effet de la taille des blocs.
- $\frac{J_r}{J_a}$; caractérise la qualité mécanique de contact entre les blocs en cisaillement.
- $\frac{J_w}{SRF}$; Décrit l'état initial du massif par rapport à l'eau et aux contraintes.

La valeur de Q est comprise entre (0.001 et 1000) et la qualité du massif rocheux représentée par neuf (9) classes suivantes :

- 400-1000 : qualité du massif exceptionnellement bonne.
- 100-400 : qualité extrêmement bonne
- 40-100 : qualité très bonne
- 10-40 : qualité bonne
- 4-10 : qualité moyenne
- 1-4 : qualité mauvaise
- 0.1-1 : qualité très mauvaise
- 0.01-0.1 : qualité extrêmement mauvaise
- 0.001-0.01 : qualité exceptionnellement mauvaise.

❖ Application sur le site du projet

4.3.1. Calcul de l'indice de qualité Q de la roche et autres paramètres.

L'indice de Qualité Q est calculé à partir de six paramètres géotechniques combinés de la façon présentée au tableau 4.4.

Tableau 4.4. Paramètres relatifs au système de classification Q du tunnel entre le portail d'entrée droit et PK36+300.

	PARAMETRE.	VALEUR/DEFINITION.	NOTE
1	RQD. Indicateur de qualité de roche.	A. Très faible.	10
2	Jn. Nombre de famille de joints.	H. quatre ou plus de lot de joints.	15
3	Jr. Valeur de rugosité de joint.	F. plans lisse	1
4	Ja. Valeur d'altération de joints.	H. remblai d'argile non ramollis, ayant moyennement et faiblement subis une consolidation extrême.	8
5	Jw. Facteur de réduction d'eau du joint.	A. Excavation à sec ou faibles venues d'eau.	1
6	SRF. Facteur de réduction de pression.	O. Pression de rocher peu-compressive.	5

$$Q = \frac{10 * 1 * 1}{15 * 8 * 5}$$

$$Q = 0.017.$$

4.3.2. Détermination du mode de soutènement.

Afin de pouvoir relier leur « Tunneling Quality Index » Q à des recommandations de soutènement dans les ouvrages souterrains, Barton et Al. (1974) ont défini une grandeur supplémentaire qu'ils appellent la dimension équivalente de l'excavation.

On a :

$$B = 16.44\text{m}$$

$$ESR = 1.3$$

$$D_e \text{ (m)} = \frac{B}{ESR} = \frac{16.44}{1.3} = 12.65\text{m}$$

Tel que :

ESR : est le coefficient (excavation support ration) pour divers types d'ouvrages souterrains, et leurs valeurs égale 1.3 dans le cas de tunnel routier.

D_e : est la dimension équivalente de l'ouvrage.

B : est la largeur de tunnel.

Vers 1993 le graphique représente les différentes classes de soutènements a été modifié : les 38 classes ont été remplacées par des catégories plus vastes, et les techniques nouvelles ont été introduites. On peut tirer la catégorie de notre roche en fonction de Q et de D_e, à l'aide de l'abaque présenté par la (figure 4.1).

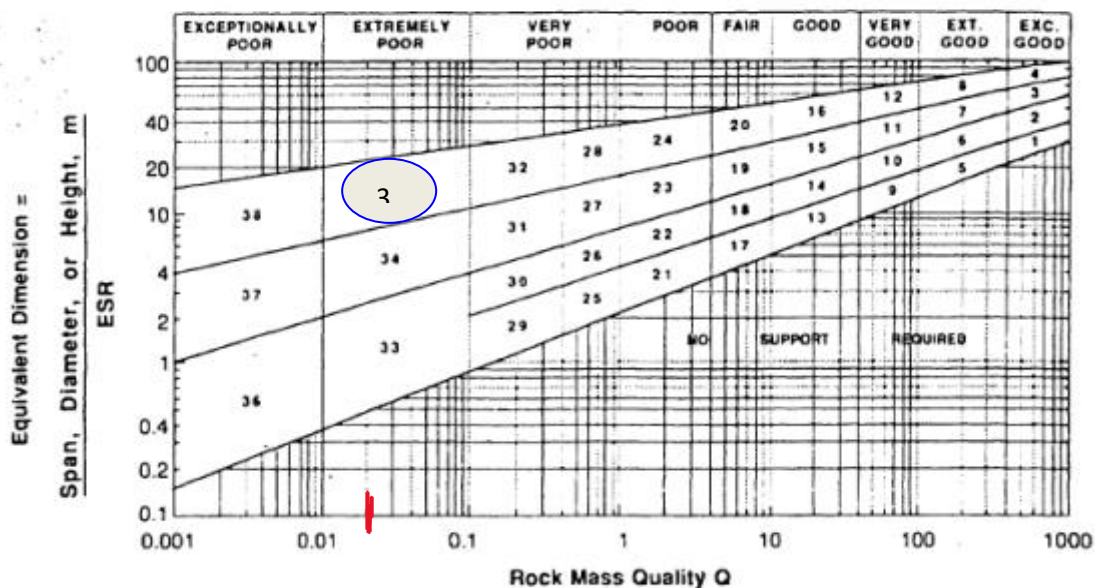


Figure 4.1. Relation Entre "Q-De" et les catégories de soutènement (Barton et al 1974).

D’après les résultats obtenus de l’indice de qualité « Q » et la dimension équivalente de l’ouvrage « De » qui est égale 0.017 et 12.65 respectivement, le massif se place dans la catégorie 35. Le soutènement qui est proposé sont des boulons d’ancrage de 20 millimètres de diamètre de 4 mètres de longueur avec un béton projeté de 20 à 75 cm avec des treillis soudés (tableau 4.5).

Tableau 4.5. Méthode de Barton soutènement des massifs de qualité médiocre avec Q= 0.1 à 0.001.

Catégorie soutènement	Factures déterminants			Soutènement	Note
	RQD/Jn	Jr/Ja	Portée/ESR		
35	-	-	≥ 15 m	B (tg) 1m + s (mr) 30-100 cm.	2.9
	-	-	≥ 15 m	CCA (sr) 60-2000 cm	8. 10. 11 2
	-	-	< 15 m	+ B (tg) 1 m. B (tg) 1 m	9. 3
	-	-	< 15 m	+ S (mr) 20-75 cm. CCA (sr) 40-150 cm + B (tg) 1 m	8.10.11 3

Pour le type du soutènement dans le cas du site du projet, c’est B (tg) et S (mr).

Légende de (tableau C.4)

B : (systematic bolting) boulonnage systématique suivi de l’écartement des boulons en m

Tg : (tensioned) précontraint (coquille à expansion pour les massifs résistants, scellement au coulis et post-contraint pour les massifs très médiocres.

S : (shotcrete) béton projeté suivi de l'épaisseur en cm

(mr) : (Mesh reinforced) treillis soudé

CCA : (Cast Con Creete Arch) revêtement en béton coffré suivi de l'épaisseur en cm

Sr : (steel reinforced) renforcement en acier

4.4. Les recommandations de l'AFTES.

Les recommandations de l'AFTES, pour une description des massifs rocheux utile à l'étude de la stabilité des ouvrages souterrains, ne s'apparentent pas à une classification, puisqu'elles se refusent à donner une note au massif rocheux par combinaison de plusieurs paramètres, leur principe repose sur la description du massif rocheux, en étudiant ses caractéristiques en fonction de plusieurs paramètres.

Ainsi, selon la spécificité du projet, chaque paramètre peut ne pas avoir le même poids pour le résultat final. Parmi les paramètres retenus comme pertinents par le groupe de travail de l'AFTES, on peut citer différents critères :

- La résistance de la roche.
- L'indice de continuité de la roche.
- L'état d'altération.
- L'indice global de discontinuité.
- Le nombre de familles de discontinuités.
- L'espacement des discontinuités de chaque famille.
- L'orientation des discontinuités.
- La charge hydraulique.
- La perméabilité du massif.
- L'état des contraintes naturelles.

4.4.1. Paramètres utiles à la description du massif.

Pour la charge hydraulique et la résistance de la roche (ANNEXE C.3, C.4).

❖ Application sur le site du projet

L'application des recommandations AFTES au terrain du projet étudié à donner les résultats présentés par le (tableau 4.8).

Tableau 4.6. données introduites pour la coupe PK: 36+300.

Données de terrain	TYPE DE TERRAIN		ROCHE
	Comportement mécanique de la roche		10 Mpa
	Orientation des discontinuités		Creusement en direction de pendage
	Altérabilité		
	Perméabilité		$0.103 * 10^{-8} \text{ Kn/m}^3$
	Charge hydraulique		0 m
	Poids du sol (γ_d)		22Kn/m ³
	Couverture		45 m
	Densité des discontinuités		200<E<600 mm
Nombre de familles de discontinuités		5 familles	

➔ Soutènement recommandé par l’AFTES :

4.6.2. Utilisation de la classification AFTES dans le choix d’un soutènement.

Pour chaque critère énuméré ci-dessous, l’AFTES fournit des recommandations à orienter le choix du soutènement, comme les boulons d’ancrage ponctuel ou réparti, béton projeté, cintres métalliques, voussoirs, ... etc. (Tableau 4.7).

Tableau 4.7. résultats de la recommandation de L’AFTES pour la coupe PK : 36+300.

T2 DEM PK 36+290		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubé perforés	Boucliers ou pousse	Procédés spéciaux		
				Ancrage ponctuel	Ancrage	Barrés	Lourds	Légers coulisants	Plaques métall	Béton			Injection	Air	Congélation
Critère	Classe														
Comportement mécanique	R4	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Hydrologie	H1 K1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Dimension	Grande	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Couverture	CN1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Synthèse		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

➤ LÉGENDE

✓ : Possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable).

☑ : Particulièrement recommandé (nettement favorable).

✗ : Très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable).

☒ : En principe impossible (nettement défavorable).

Synthèse :

Après avoir analysé et regroupé les critères dans le (tableau 4.7), la synthèse est faite en observant les règles suivantes :

Lorsque dans une colonne, figure au moins un avis défavorable à l'emploi du soutènement considéré, l'avis de l'ensemble est défavorable.

Exemple :

✓ ☑ ✗ ☒ = ☒

Résultat

Les recommandations utilisées sont les suivantes :

- Boulons d'ancrage réparti
- Cintres légers coulissants
- Voussoirs constitués de plaques de métal
- Voussoirs constitués en béton.

Le choix parmi les types de soutènements possibles se fait en considérant le nombre et l'importance relative des critères favorables et en tenant compte également des facteurs économiques et de l'organisation générale du chantier.

➤ Les recommandations de l'AFTES ont proposé les soutènements suivants :

4.6.3. Type de soutènement provisoire de L'AFTES :

- Cintres lourds et légers coulissants
- Voussoirs en béton et plaque métal
- Tube perforé

Le creusement utilise des boucliers ou pousse tube, le terrain est traité par l'injection, air comprimé et par congélation.

D'après l'étude précédente, la coupe de tunnel PK : 36+300 constitue un soutènement provisoire avec des cintres métalliques HEB-180 d'espace de 1 mètre + le béton projeté de 0.25 mètre d'épaisseur + treillis soudés.

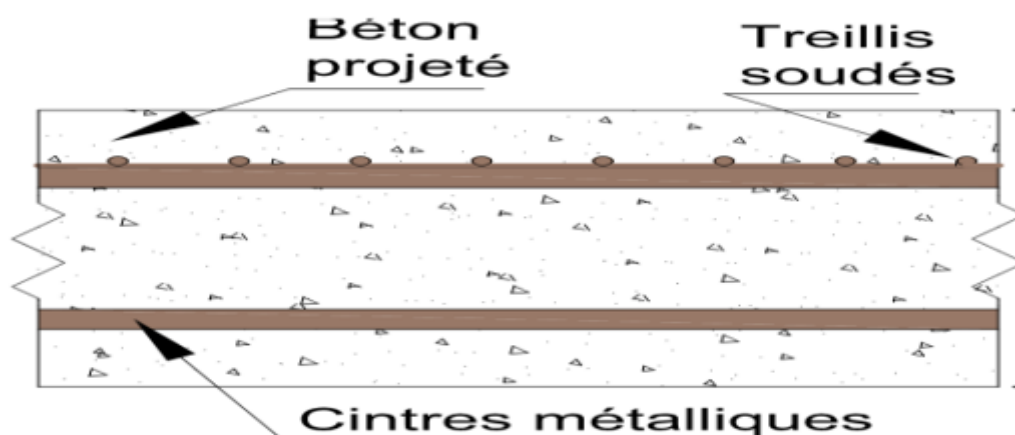


Figure 2.2. schéma d'un soutènement provisoire de T2.

4.7. Matériaux utilisés dans le soutènement provisoire

Selon les suggestions des méthodes empiriques, le soutènement retenu est la combinaison du béton projeté, de tirants d'ancrage et de cintres métalliques.

Dans la suite de ce travail on optera pour un soutènement composé de béton projeté et de cintres métalliques, dont les caractéristiques sont présentées par les tableaux 4.8 et 4.9.

➤ **Type de cintre métallique :**

Tableau 4.8. les caractéristiques du profilé de HEB-180.

TYPE	E module de Young (Mpa)	A (cm ²)	Z (inertie) (cm ⁴)	Y (inertie) (cm ⁴)	Coefficient de poisson (ν)
HEB-180	210000	65.30	1363	3831	0.2

➤ **Béton projeté :**

Tableau 4.9. Caractéristique du béton projeté.

Type	Béton	Poids volumique γ_c (Kn/m ³)	F _{c28} (Mpa)	F _{t28} (Mpa)	E (Mpa)
Béton projeté	C25	25	25	2.1	10000

➤ **Types de treillis soudé :** (150*150*8) mm FeE500.

Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté les différentes méthodes expérimentales afin de les appliquer à notre projet, qui nécessite l'application de conditions particulières selon chaque type. La première est celle de BIENIAWSKI basée sur le coefficient RMR, ensuite, la méthode de BARTON qui définit la structure interne du sol pour calculer l'indice de qualité Q afin de catégoriser le soutènement, puis, les recommandations AFTES qui s'appuient sur une classification en fonction de la résistance en compression uni-axiale pour pouvoir employer les différents soutènements en concluant leurs classes.

Enfin, le choix de type du soutènement d'un tunnel revient au type du massif rocheux, la géométrie et l'aspect économique.

Chapitre : 5

Application de la méthode de Convergence-Confinement.

5.1. Introduction

La méthode de Convergence-Confinement, développée dans les années 1970, permet de simuler la variation des contraintes in situ pendant le creusement et après la mise en place d'un soutènement, ainsi que l'interaction de la Convergence du massif rocheux et le soutènement, de plus, elle permet de substituer le calcul tridimensionnel à un calcul bidimensionnel, sur un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel.

Convergence : C'est le rétrécissement diamétral d'une section de tunnel, qui se traduit par un déplacement.

Confinement : C'est la pression qui s'applique sur les parois d'un tunnel, par le biais d'un soutènement, ayant pour but de limiter les convergences et le déconfinement du terrain.

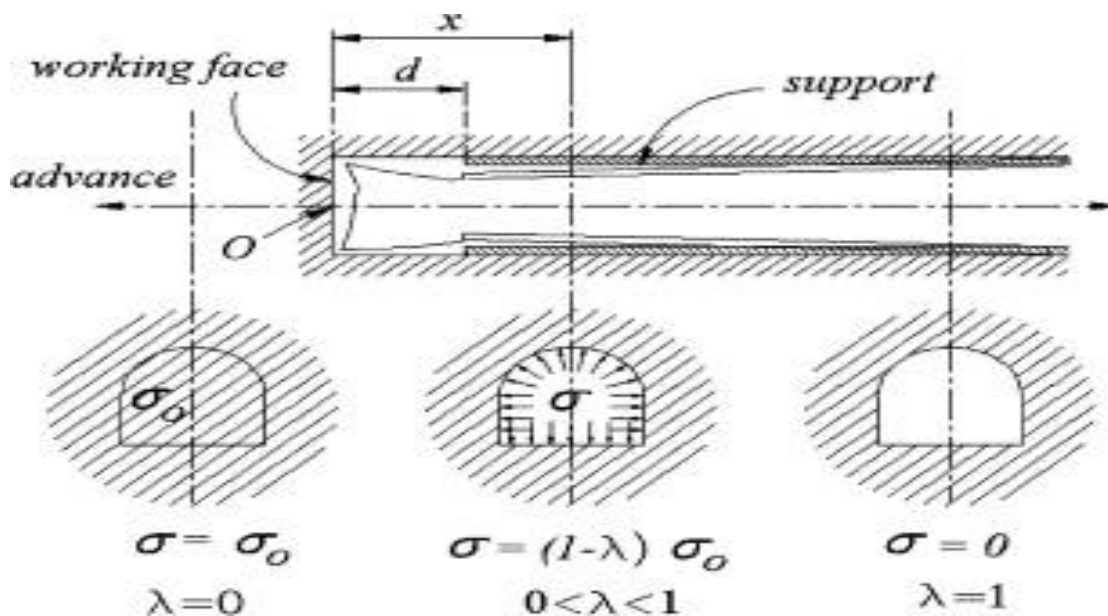


Figure 5.1. Schéma représentant le processus de Convergence-Confinement.

5.2. Principe De La Méthode Convergence-Confinement :

Considérons une section plane d'un terrain dans lequel on souhaite creuser une galerie circulaire. Ce terrain est soumis à une contrainte naturelle correspondant à un état initial isotrope P .

La méthode vise à déterminer la convergence du massif rocheux lorsque le soutènement devient actif, dans ce cas, le profil longitudinal reste essentiel à représenter pour montrer la variation du déplacement radial « u » à la paroi du tunnel, en fonction de la distance qui sépare le soutènement du front de taille (figure 5.3).

La modélisation du creusement consiste à supposer que la galerie est remplie d'un liquide soumis à une pression P_i , correspondant à l'état de contrainte initial in situ, supposé isotrope P , le creusement est donc simulé par la diminution de la pression du liquide et le processus de convergence-confinement passe par les trois étapes suivantes :

5.2.1. Comportement du massif :

Lorsque la pression diminue le massif subit un déplacement radial "U", jusqu'à ce que la pression soit nulle. Au début le comportement du terrain est élastique linéaire, et la courbe pression-déplacement est linéaire.

Après un second temps, lorsque le critère de résistance du matériau du massif est atteint sur les parois de la cavité, une zone de plasticité apparaît autour du tunnel. Elle s'étend vers l'intérieur du massif où la pression P_i décroît et la courbe obtenue est appelée « courbe caractéristique du massif excavé » (Figure 5).

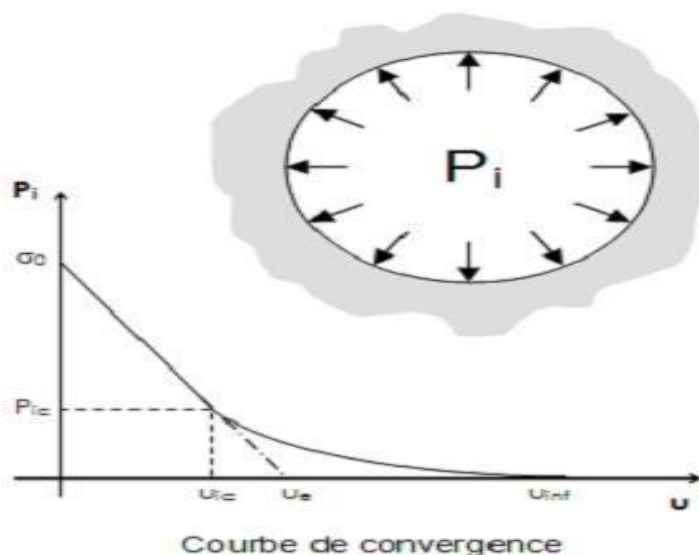


Figure 5.2. Comportement du massif (cas du déchargement).

5.2.2. Comportement du soutènement :

Sur le même plan, il est possible de représenter le déplacement « U » du soutènement en fonction de la pression appliquée par le massif. Il s'agit d'un comportement élastique parfaitement plastique avec une droite linéaire, qui ne passe pas par l'origine, en tenant compte de la convergence déjà produite lors de la mise en place du soutènement (Figure 5.3).

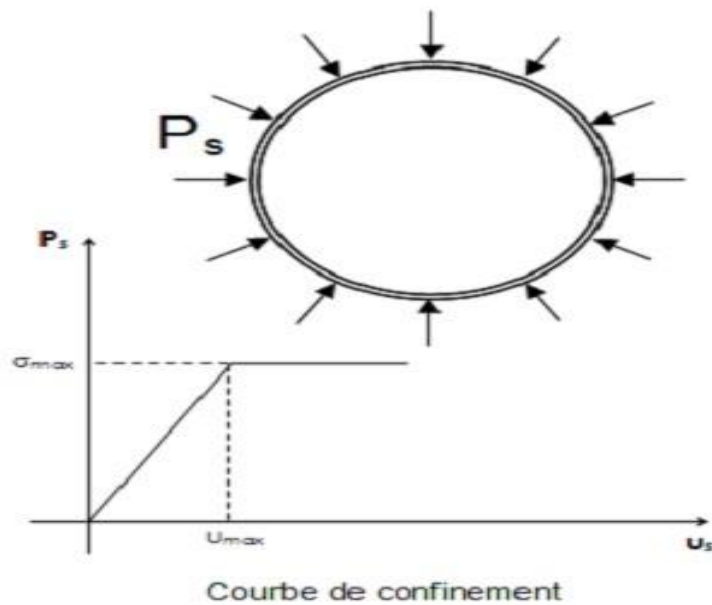


Figure 5.4. Comportement du soutènement (cas du chargement).

5.2.3. L'équilibre Final :

Dans cette étape on cherche le point d'équilibre représenté par l'intersection de la courbe caractéristique du terrain (courbe de convergence) et la courbe caractéristique du soutènement (courbe de confinement), comme le montre la figure 5.4.

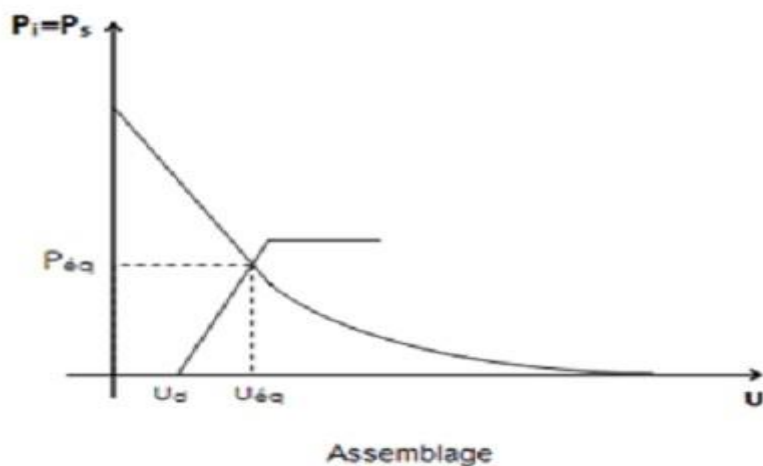


Figure 5.5. Equilibre final (assemblage terrain + soutènement).

ETAPES DE CALCUL

La méthode de convergence-confinement comporte quatre étapes qui consistent à étudier :

- La courbe caractéristique du terrain.
- La convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement.
- La courbe caractéristique du soutènement.
- L'équilibre final entre le massif et le soutènement.

5.3. Courbe caractéristique du terrain « Convergence »

La courbe de convergence est la courbe donnant la valeur du déplacement « u » de la paroi de l'excavation en fonction de la pression fictive « Pi », avant la mise en place du soutènement.

DONNEES :

R	Rayon du tunnel (excavation).
E	module de déformation
v	Coefficient de poisson.
C	Cohésion du terrain.
φ	Angle de frottement.
γ	Poids volumiques du massif rocheux.
σ_0	La contrainte du massif « $\sigma_0 = \sum \gamma h$ »

TEL QUE :

Rc : résistance en compression simple.

$$Rc = \frac{2c * \cos\varphi}{1 - \sin\varphi}$$

Kp : Coefficient de butée.

$$Kp = tg^2\left(\frac{\pi + \varphi}{4}\right).$$

La résistance à la compression simple des terrains (R_c) et la contrainte initiale in-situ sont données par les expressions suivantes :

- $R_c = \frac{2 \cdot C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$; $2C \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$
- $\sigma_0 = H \cdot \gamma$ « Théorie De Poids Des Terres ».

KP : coefficient de butée

- $K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$

⇒ 1^{er} cas

$$- \text{ Si } \sigma_0 \leq \frac{R_c}{2}$$

Le comportement est élastique et le creusement n'entraîne pas de déformations plastiques.

$$u_0 = \frac{(1 + \nu) \cdot \sigma_0 \cdot R}{E}$$

La courbe caractéristique est une droite passant par les deux points de coordonnées :

$[P = \sigma_0]$	$[P = 0]$
$[u = 0]$	$u_0 = \frac{(1 + \nu) \cdot \sigma_0 \cdot R}{E}$

⇒ 2^{ème} cas

$$- \text{ Si } \sigma_0 \geq \frac{R_c}{2}$$

Dans ce cas, le comportement est caractérisé par deux phases :

Sur la première phase où $P_a < P < \sigma_0$, la courbe caractéristique est un segment de droite défini par deux points :

$$(P = \sigma_0, U = 0) \text{ et } (P = P_a, U = U_a = \lambda_a \cdot U_0)$$

Avec :

P_a : la pression d'apparition de la zone en état limite de rupture,

U_a : le déplacement de la paroi correspondant à P_a ,

λ_a : Le taux de déconfinement relatif à P_a .

$$P_a = \sigma_0 (1 - \sin \varphi) - C * \cos \varphi \left(\sigma_0 - \frac{R_c}{2} \right) (1 - \sin \varphi)$$

$$\lambda a = \frac{\sigma_0 - Pa}{\sigma_0} = \sin\varphi + \frac{c}{\sigma_0} \operatorname{Cos}\varphi \frac{Kp-1+\frac{Rc}{\sigma_0}}{Kp+1}$$

Sur la deuxième phase ($P < Pa$) on définit les points de la courbe selon la loi de comportement choisie, on utilise généralement la loi de Moh-Coulomb ou la loi de Hoeh et Brown.

Pour tracer cette partie de la courbe caractéristique du terrain ($P_\lambda = f(U_\lambda)$) on utilise les équations suivantes :

$$P(\lambda) = (1 - \lambda)\sigma_0$$

$$U(\lambda) = \frac{1 + \nu}{E} \lambda_a \sigma_0 \frac{1}{1 + \alpha} \left[2 \left(\frac{R_p(\lambda)}{R} \right)^{1+\alpha} - 1 + \alpha \right] R$$

$$\frac{R_p(\lambda)}{R} = \left(\frac{2}{K_p + 1} * \frac{(K_p - 1)\sigma_0 + R_c}{(1 - \lambda)(K_p - 1)\sigma_0 + R_c} \right)^{\frac{1}{K_p - 1}}$$

Avec :

$R_p(\lambda)$: Le rayon de l'excavation en tenant compte de l'épaisseur des terrains rentrés en plasticité.

- ($\alpha = 1$) : la déformation plastique se produit à volume constant.
- ($\alpha > 1$) : il se produit par dilatance une augmentation de volume.

Le Rayon Plastique « R_p ».

5.4. Convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement.

Cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement :

$$us_0 > 0.265 u_0$$

Généralement plus du tiers du déplacement élastique à $P = 0$.

5.4.1. Courbe caractéristique du soutènement :

D'abord il faut calculer la raideur K_b et K_c du soutènement, la pression maximale P_b^{\max} et P_c^{\max} de soutènement pour déterminer le déplacement en (état limite admissible ou état de la rupture), puis tracer la courbe.

CAS DE BETON PROJETE :

- Déplacement :
$$U_b = \frac{P_b^{max} * R}{K_b}$$
- Raideur :
$$K_b = \frac{E_b e}{(1 - \nu^2)R}$$
- La Pression maximale :
$$P_b^{max} = \frac{\sigma_b^{max} e}{R}$$

TEL QUE :

E_b = Module de Young.

e : épaisseur.

R : Rayon D'excavation Du Tunnel.

V : Coefficient De Poisson.

$$\sigma_b = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

CAS DES CINTRES METALLIQUES :

- Le déplacement :

$$U_c = \frac{P_c^{max} * R}{K_c}$$

- Raideur :

$$K_c = \frac{E_a A_s}{a * R}$$

- La pression maximale :

$$P_c^{max} = \frac{f_u \cdot A_s}{R \cdot a}$$

Le déplacement, dans le cas de combinaison (cintres + béton projeté).

$$U_{c+b} = \frac{(P_c^{max} + P_b^{max}) * R}{K_c + K_b}$$

5.5. Application de la méthode sur Le projet :

5.5.1. Tracé de la courbe convergence-confinement du terrain entre le portail d'entrée et PK 36+330 :

Le tableau ci-dessous présente les données relatives au terrain et au soutènement pour la méthode « Convergence-Confinement ».

La pression initiale a été calculée en utilisant les épaisseurs de toutes les couches traversées et les poids volumiques des terrains correspondants, le résultat trouvé est :

$$\sigma_0 = \gamma(\text{kn/m}^3) \cdot h_{1(\text{m})} + \gamma \cdot h_2 + \gamma \cdot h_3 + \gamma \cdot h_4 + \gamma \cdot h_5$$

$$\sigma_0 = 19.8 \cdot 4.10 + 23.9 \cdot 7.8 + 23.5 \cdot 5.6 + 18.4 \cdot 10 + 23.9 \cdot 9.5.$$

$$\sigma_0 = 810.25 \text{ KPa.}$$

Tableau 5.1. caractéristique géotechnique du sol, béton et cintre entre le portail d'entrée et PK36+300.

Caractéristique du terrain 1	
σ_0	810.25 (KPa)
R	8.27 (m)
E	87683 (KPa)
ϑ	0.3
γ	23.9 (KN/m ³)
C	60 (KPa)
φ	26 (°)
Rc	192.04 (MPa)
Caractéristique du Béton projeté	
σ_b	14.17 (MPa)
E	10000 (MPa)
e	0.3 (m)
ϑ	0.2
Caractéristique des Cintres HEB-180	
à	1 (m)
F_u	460 (MPa)
E_a	210000
A_s	6530 (mm ²)

$$Rc = 2C \cdot \text{tag} \left(\frac{\pi + \varphi}{4} \right) = 2 \cdot 60 \cdot \text{tag} \left(\frac{180 + 26}{4} \right)$$

$$Rc = 192.04 \text{ KPa.}$$

$$Kp = \text{tag}^2 \left(\frac{\pi + \varphi}{4} \right)$$

$$Kp = \text{tag}^2\left(45 + \frac{26}{2}\right)$$

$$Kp = 2.56$$

Dans le cas du site entre le portail d'entrée et PK36+300 la contrainte initiale est supérieure à la moitié de la résistance en compression.

$$\sigma_0 \geq Rc/2$$

- **La pression d'apparition.**

$$Pa = \sigma_0 (1 - \sin\varphi) - C * \text{COS}\varphi$$

$$Pa = 0.81025 (1 - \sin 26) - 0.06 * \text{COS} 26$$

$$Pa = 0.401 \text{ MPa}$$

- **Le taux de déconfinement :**

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - Pa}{\sigma_0}$$

$$\lambda_a = \frac{0.810 - 0.401}{0.810}$$

$$\lambda_a = 0.505$$

- **Le déplacement de la paroi :**

$$U_a = \lambda_a * u_0$$

$$\mu_0 = \frac{(1 + \nu) \cdot \sigma_0 \cdot R}{E}$$

$$\mu_0 = \frac{(1 + 0.3) * 0.810 * 8.27}{87.683}$$

$$\mu_0 = 0.099 \text{ m}$$

$$u_a = 0.505 * 0.099 = 0.049 \text{ m.}$$

$$\diamond P(\lambda) = (1 - \lambda)\sigma_0$$

$$\frac{Rp(\lambda)}{R} = \left(\frac{2}{Kp + 1} * \frac{(Kp - 1)\sigma_0 + Rc}{(1 - \lambda)(Kp - 1)\sigma_0 + Rc} \right)^{\frac{1}{Kp-1}}$$

$$\frac{Rp(\lambda)}{R} = \left(\frac{2}{2.56 + 1} * \frac{(2.56 - 1)0.810 + 0.192}{(1 - \lambda)(2.56 - 1)0.810 + 0.192} \right)^{\frac{1}{2.56-1}}$$

$$\frac{Rp(\lambda)}{R} = \left(\frac{0.8177}{1.4556 - 1.264\lambda} \right)^{0.64}$$

$$\frac{Rp(\lambda)}{R} = \left(\frac{0.647}{1.15 - \lambda} \right)^{0.64}$$

$$u(\lambda) = \frac{1 + \nu}{E} \lambda \alpha * \sigma_0 \frac{1}{1 + \alpha} \left[2 \frac{RP(\lambda)^{1+\alpha}}{R} - 1 + \alpha \right] R$$

$$u(\lambda) = \frac{1 + 0.3}{87.683} * 0.505 * 0.810 \frac{1}{2} \left[2 * \left(\left(\frac{0.647}{1.15 - \lambda} \right)^{0.64} \right)^2 \right] 8.27$$

$$u(\lambda) = 0.05 \left(\frac{0.647}{1.15 - \lambda} \right)^{1.28}$$

Tableau 5.2. Résultats de la courbe caractéristique du terrain.

λ (m)	P (λ) MPa	U (λ) m
0	0.810	0
0.505	0.4009	0.0502
0.558	0.358	0.056
0.611	0.315	0.063
0.664	0.272	0.072
0.717	0.229	0.084
0.770	0.186	0.099
0.823	0.143	0.12
0.876	0.1	0.15
0.929	0.057	0.198
0.982	0.015	0.281
1	0	0.325

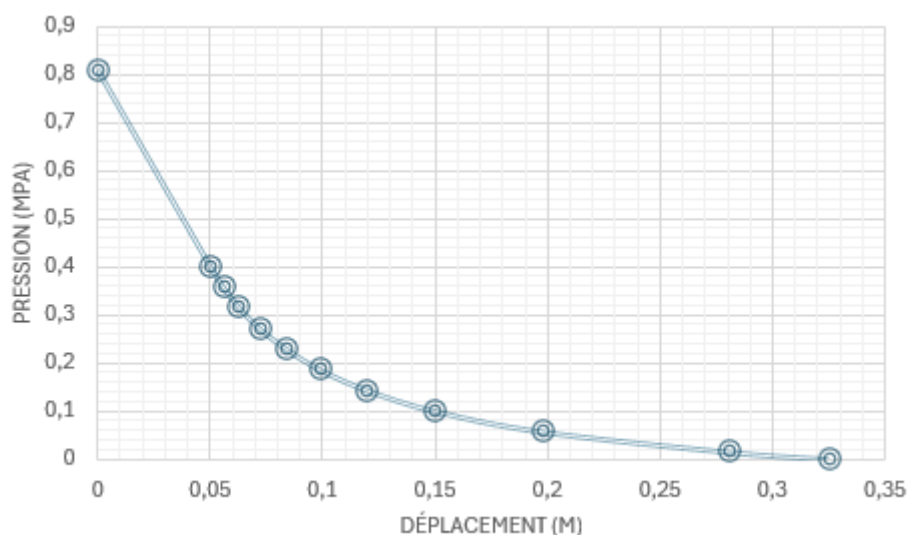


Figure 5.6. Courbe caractéristique du terrain entre le portail d'entrée et PK 36+300.

2. Tracé la Courbe caractéristique du soutènement :

a) BETON PROJETE.

APRES CALCUL :

$$Kb = \frac{Eb * e}{(1 - \nu^2)R} = \frac{10000 * 0.30}{(1 - 0.2^2)8.27}$$

$$Pb = \frac{\sigma b * e}{R} = \frac{14.17 * 0.30}{8.27}$$

$$Ub = \frac{Pb * R}{Kb} = \frac{0.514 * 8.27}{377.87}$$

Avec :

$$\text{Avec : } \sigma b = \frac{0.85 * fc28}{\gamma b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$Kb = 377.87 \text{ MPa.}$$

$$Pb = 0.514 \text{ MPa.}$$

$$Ub = 0.011 \text{ m}$$

$$Us0 > 0.265 * u0 = 0.265 * 0.099 = 0.026$$

Donc on prend $us0 = 0.03\text{m}$

$$\text{Et } Ub_{\max} = ub + us0$$

$$U_{b \max} = 0.011 + 0.03$$

$$U_{b \max} = 0.041 \text{ m}$$

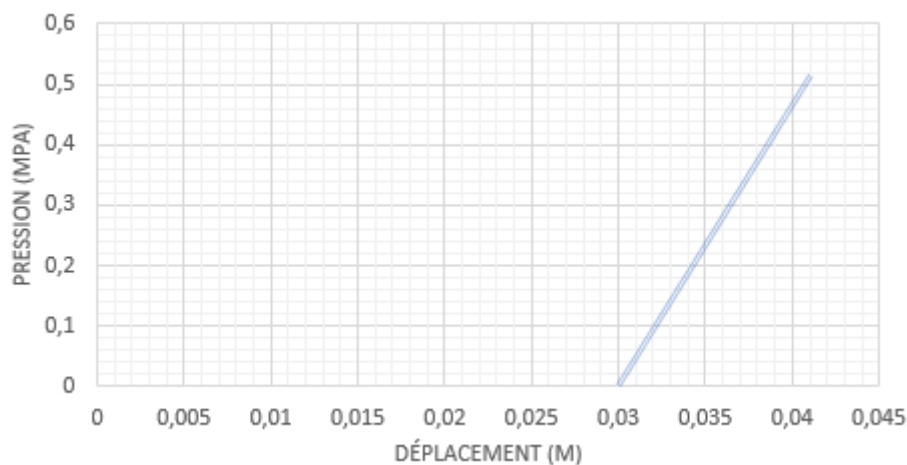


Figure 5.7. Courbe caractéristique du soutènement de béton.

B) CINTRES METALLIQUES.

APRES CALCUL :

$$Kc = \frac{Ec * As}{a * R} = \frac{210000 * 6530}{1 * 10^3 * 8.27 * 10^3}$$

$$Pc = \frac{fu * As}{R * a} = \frac{460 * 6530}{8.27 * 10^3 * 10^3}$$

$$Uc = \frac{Pc \max * R}{Kc} = \frac{0.363 * 8.27}{165.816}$$

$$Kc = 165.816 \text{ MPa.}$$

$$Pc = 0.363 \text{ MPa.}$$

$$Uc = 0.018 \text{ m.}$$

$$Us0 > 265 * U0 = 265 * 0.099 = 0.026$$

On prend $Us0 = 0.03 \text{ m}$

$$U_{c \max} = u_c + u_{s0}$$

$$Uc = 0.018 + 0.03 = 0.048 \text{ m}$$

$$U_{c \max} = 0.048 \text{ m}$$

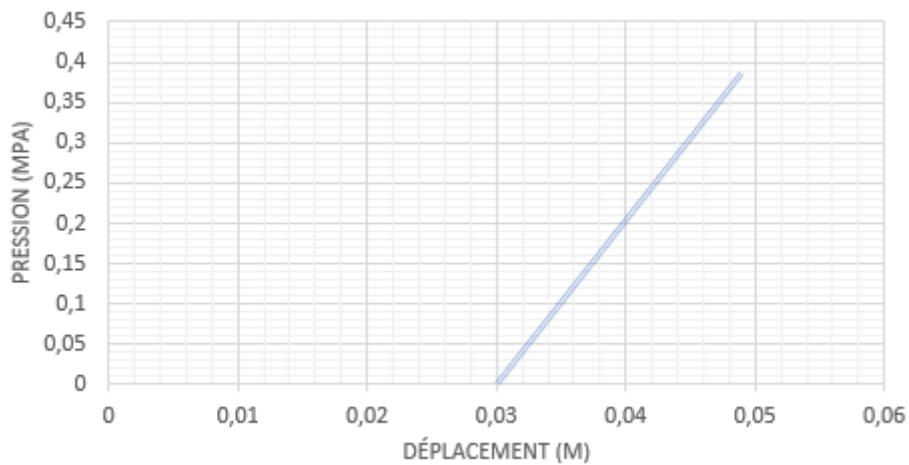


Figure 5.8. Courbe caractéristique du soutènement (cintre).

3. Tracé la courbe du soutènement (béton projeté + cintre métallique)

La courbe caractéristique du soutènement est une droite définie par les deux points de coordonnées données ci-dessous.

Combinaison (cintre métallique et béton projeté) :

▪ **DEPLACEMENT MAXIMAL DU SOUTÈNEMENT :**

$$U_{c+b} = \frac{(pb+pc)*R}{kb+kc}$$

$$U_{c+b} = \frac{(0.514+0.363)*8.27}{377.87+165.816}$$

$$U_{c+b} = 0.013 \text{ m}$$

$$P = 0.877 \text{ MPa}$$

$$U = 0.013 \text{ m}$$

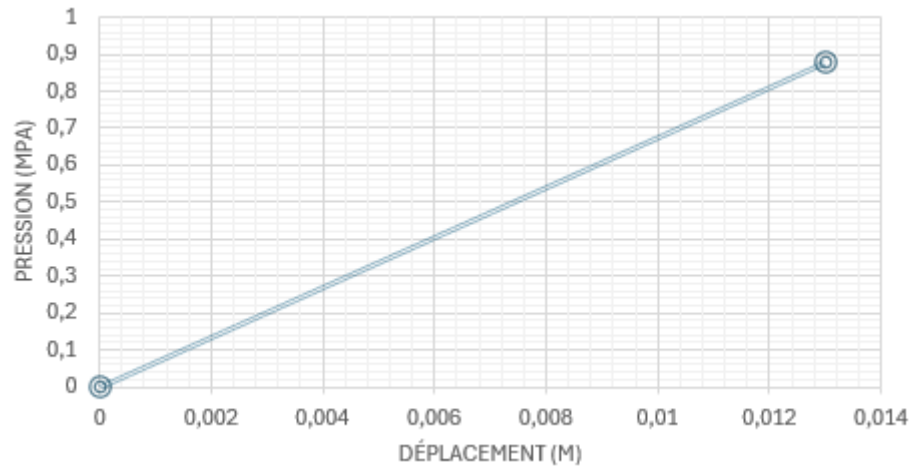


Figure 5.9. Courbe caractéristique du soutènement.

4. équilibre finale :

- LA PRESSION MAXIMALE DU SOUTÈNEMENT :

$$P_s = P_b + P_c$$

$$P_s = 0.514 + 0.363$$

$$P_s = 0.877 \text{ MPa}$$

Calcul de point de départ de la courbe caractéristique du soutènement

$$U_{s0} = 0.265 * u_0$$

$$U_{s0} = 0.026$$

Donc on prend $U_{s0} = 0.03 \text{ m}$

Donc :

$$U_{c-c} = 0.03 + 0.013 = 0.043 \text{ m}$$

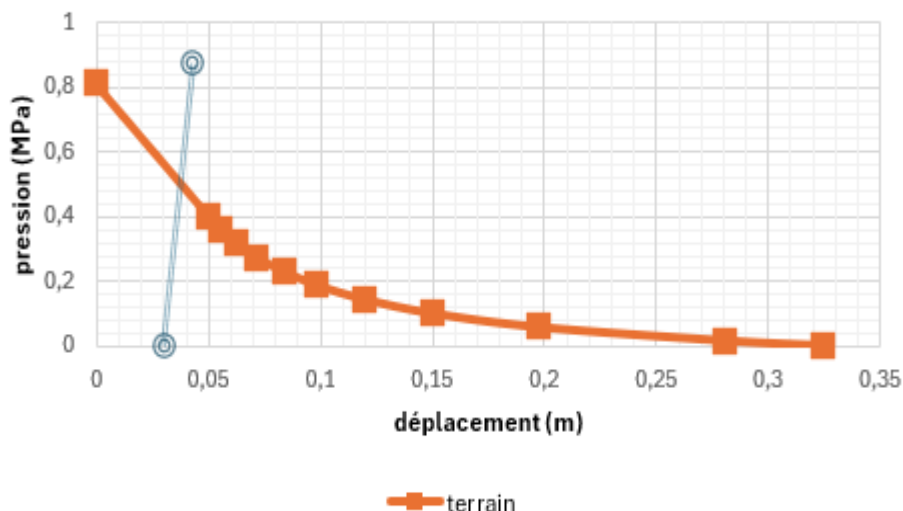


Figure 5.10. Courbe convergence-confinement entre le portail d'entrée et PK36+330.

Grace à l'étude graphique, on détermine le point d'équilibre des courbes caractéristiques de convergence (terrain) et de confinement (soutènement) :

$$U_{\text{équilibre}} = 0.035 \text{ m}$$

$$P_{\text{équilibre}} = 0.5 \text{ MPa}$$

5.5.2. Trace De La Courbe convergence-confinement du terrain entre le PK330 et PK 36+400

Tableau 5.3. caractéristique du terrain, béton et cintre.

Caractéristique du terrain 2	
σ_0	1180.7 (KPa)
R	8.27 (m)
E	137474 (KPa)
ϑ	0.3
γ	25.8 (KN/m ³)
C	60 (KPa)
φ	39 (°)
Rc	251.58 (KPa)
Béton projeté	
σ_b	14.17 (MPa)
E	10000 (MPa)
e	0.3
ϑ	0.2
Cintre HEB-180	
à	0.7(m)
F_u	490
E_a	210000
A_s	6530 (mm ²)

$$Rc = 2C * \text{tag} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = 2 * 60 * \text{tag} \left(\frac{180}{4} + \frac{39}{2} \right)$$

$$\boxed{Rc = 251.58 \text{ KPa.}}$$

$$Kp = \text{tag}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$Kp = \text{tag}^2\left(45 + \frac{39}{2}\right)$$

$$\boxed{Kp = 4.395}$$

Dans le cas de projet de PK36+330 et PK36+400 la contrainte initiale est supérieure à la moitié de la résistance en compression des terrains.

$$\sigma_0 \geq Rc/2$$

- **Calcul de la pression d'apparition.**

$$Pa = \sigma_0 (1 - \sin\varphi) - C * \text{COS}\varphi$$

$$Pa = 1.18 (1 - \sin 39) - 0.06 * \text{COS} 39$$

$$Pa = 0.391 \text{ MPa}$$

- **Le Taux De Déconfinement :**

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - Pa}{\sigma_0}$$

$$\lambda_a = \frac{1.18 - 0.391}{1.18}$$

$$\lambda_a = 0.669$$

- **Le déplacement de la paroi :**

$$U_a = \lambda_a * u_0$$

$$U_0 = \frac{(1+\nu) \cdot \sigma_0 \cdot R}{E}$$

$$U_0 = \frac{(1+0.3) \cdot 1.18 \cdot 8.27}{137.474}$$

$$U_0 = 0.092 \text{ m}$$

$$U_a = 0.669 * 0.092$$

$$U_a = 0.0615 \text{ m.}$$

Avec :

$$P(\lambda) = (1 - \lambda)\sigma_0$$

$$\frac{Rp(\lambda)}{R} = \left(\frac{2}{Kp + 1} * \frac{(Kp - 1)\sigma_0 + Rc}{(1 - \lambda)(Kp - 1)\sigma_0 + Rc} \right)^{\frac{1}{Kp-1}}$$

$$\frac{Rp(\lambda)}{R} = \left(\frac{2}{4.395 + 1} * \frac{(4.395 - 1) * 1.18 + 0.25258}{(1 - \lambda)(4.395 - 1) * 1.18 + 0.25258} \right)^{\frac{1}{4.39-1}}$$

$$\frac{Rp(\lambda)}{R} = \left(\frac{1.57875}{4.25868 - 4.0061\lambda} \right)^{0.294}$$

$$\frac{Rp(\lambda)}{R} = \left(\frac{0.394086}{1.063 - \lambda} \right)^{0.294}$$

$$u(\lambda) = \frac{1 + \nu}{E} \lambda a * \sigma_0 \frac{1}{1 + \alpha} \left[\frac{RP(\lambda)^{1+\alpha}}{R} - 1 + \alpha \right] R$$

$$u(\lambda) = \frac{1+0.3}{137.474} * 0.669 * 1.18 \frac{1}{2} * 2 * 8.27 \left(\frac{0.394086}{1.063 - \lambda} \right)^{0.294 \cdot 2}$$

$$u(\lambda) = 0.0617 \left(\frac{0.394086}{1.063 - \lambda} \right)^{0.588}$$

1. Courbe caractéristique du terrain

Tableau 5.4. valeurs de courbe caractéristique du terrain PK 36+330 et PK36+400.

$\lambda(m)$	0	0.668	0.722	0.776	0.830	0.884	0.938	0.992	1
P (λ) (MPa)	1.18	0.39176	0.32804	0.26432	0.2006	0.13688	0.07316	0.00944	0
U (λ) m	0	0.61944	0.06755	0.07479	0.0846	0.0988	0.12213	0.1705	0.1829

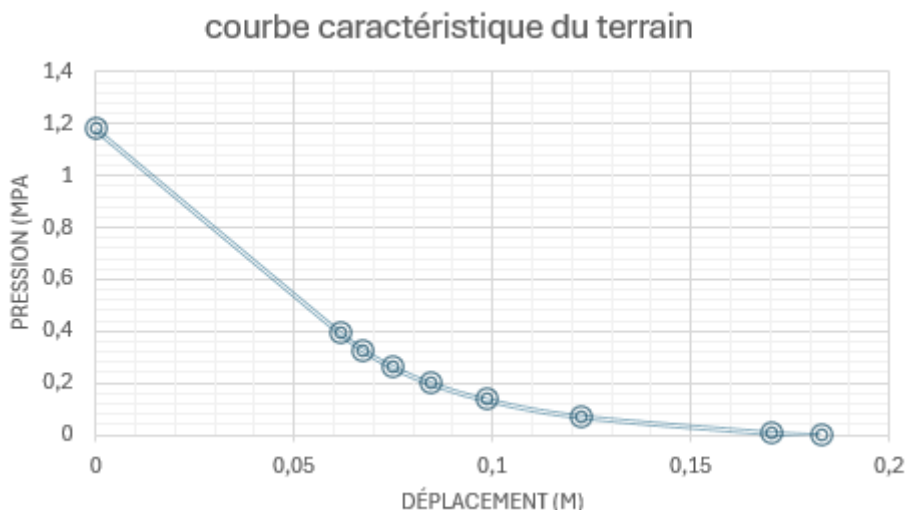


Figure 5.11. Courbe caractéristique du terrain entre PK36+370 et PK36+400.

2. Courbe caractéristique du soutènement :

A) BETON PROJETE.

$$\text{Avec : } \sigma_b = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.17$$

APRES CALCUL :

$$K_b \max = \frac{E_b \cdot e}{(1 - \nu^2)R} = \frac{10000 \cdot 0.30}{(1 - 0.2^2)8.27}$$

$$P_b \max = \frac{\sigma_b \cdot e}{R} = \frac{14.17 \cdot 0.30}{8.27}$$

$$U_b \max = \frac{P_b \max \cdot R}{K_b} = \frac{0.514 \cdot 8.27}{377.87}$$

$$K_b = 377.87 \text{ MPa.}$$

$$P_b \max = 0.514 \text{ MPa.}$$

$$U_b \max = 0.011 \text{ m}$$

$$U_{s0} > 0.265 \cdot U_0 = 0.265 \cdot 0.092 = 0.024 \text{ m}$$

On prend 0.03m

$$U_b = 0.011 + 0.03 = 0.041 \text{ m.}$$

$$U_b = 0.041 \text{ m}$$

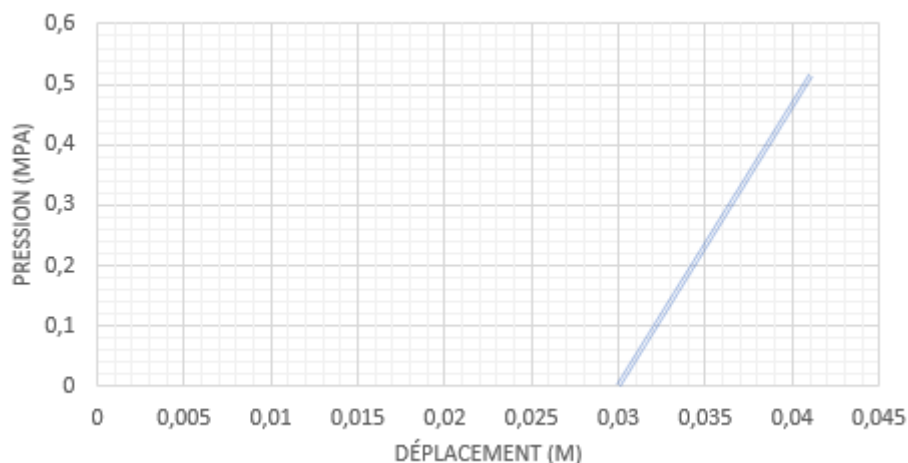


Figure 5.12. Courbe du soutènement du béton projeté.

B) CINTRES METALLIQUES.**APRES CALCUL :**

$$Kc \max = \frac{Ea * As}{a * R} = \frac{210000 * 6530}{0.7 * 10^3 * 8.27 * 10^3}$$

$$Pc \max = \frac{fu * As}{R * a} = \frac{460 * 6530}{8.27 * 10^3 * 0.7 * 10^3}$$

$$Uc = \frac{Pc \max * R}{Kc} = \frac{0.519 * 8.27}{236.88}$$

$$Kc = 236.88 \text{ MPa.}$$

$$Pc = 0.519 \text{ MPa.}$$

$$Uc = 0.018 \text{ m.}$$

$$Us0 > 0.265 * U0 = 0.265 * 0.092 = 0.024 \text{ m}$$

On prend 0.03m

$$Uc = 0.018 + 0.03 = 0.048 \text{ m.}$$

Déplacement (m)	0.03	0.048
Pression (MPa)	0	0.519

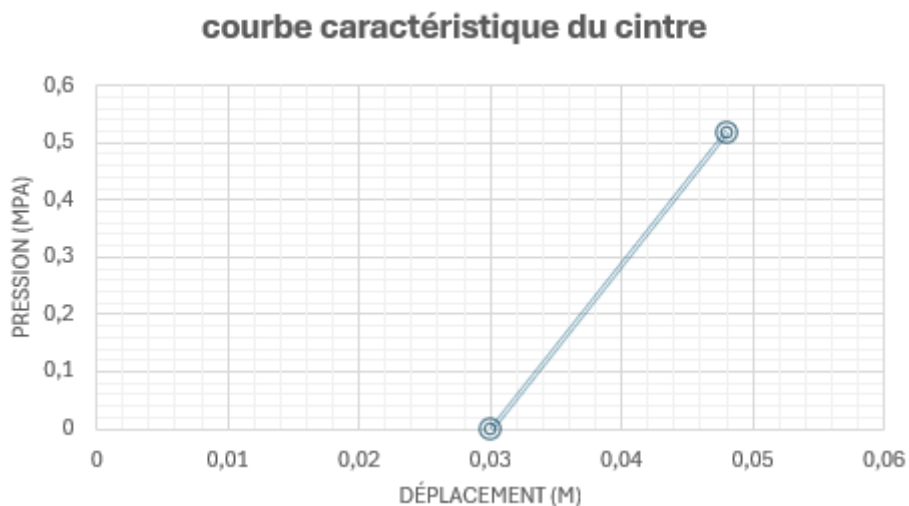


Figure 5.13. Courbe du soutènement du cintre.

La figure 5.13. Présente la courbe du soutènement (cintre+ béton)

Avec la pression = $P_b + P_c = 0.514 + 0.519$

$P = 1.033$ MPa.

Déplacement (m)	0	0.014
Pression (MPa)	0	1.033

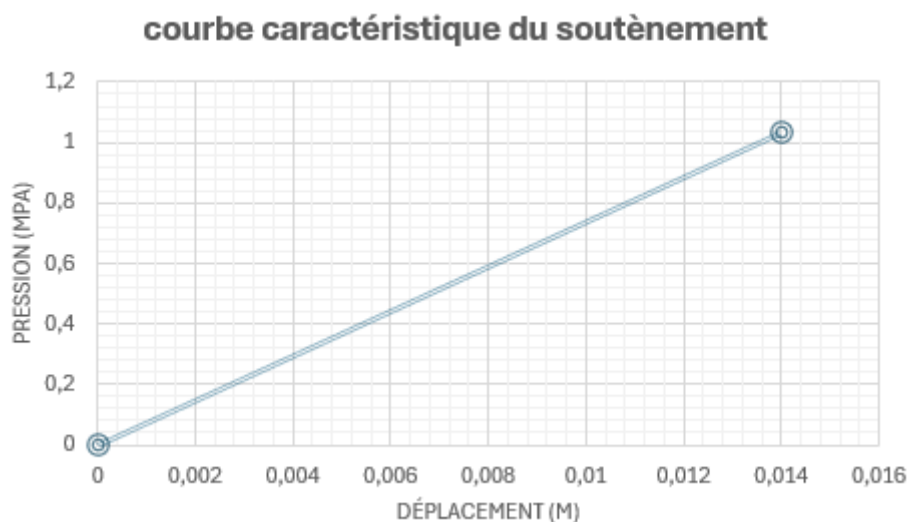


Figure 5.14. Courbe caractéristique du soutènement.

3- Equilibre finale :

Combinaison (cintre et béton projeté) :

$$U_{c+b} = \frac{(Pb+Pc)R}{Kc+Kb}$$

$$U_{c+b} = \frac{(0.514+0.519)*8.27}{236.88+377.87}$$

$$U_{c+b} = 0.014 \text{ m}$$

Calcul du point de départ de la couche caractéristique du soutènement

$$U_{s0} > 0.265 * u_0$$

$$U_{s0} > 0.265 * 0.092$$

$$U_{s0} > 0.026 = 0.03 \text{ m}$$

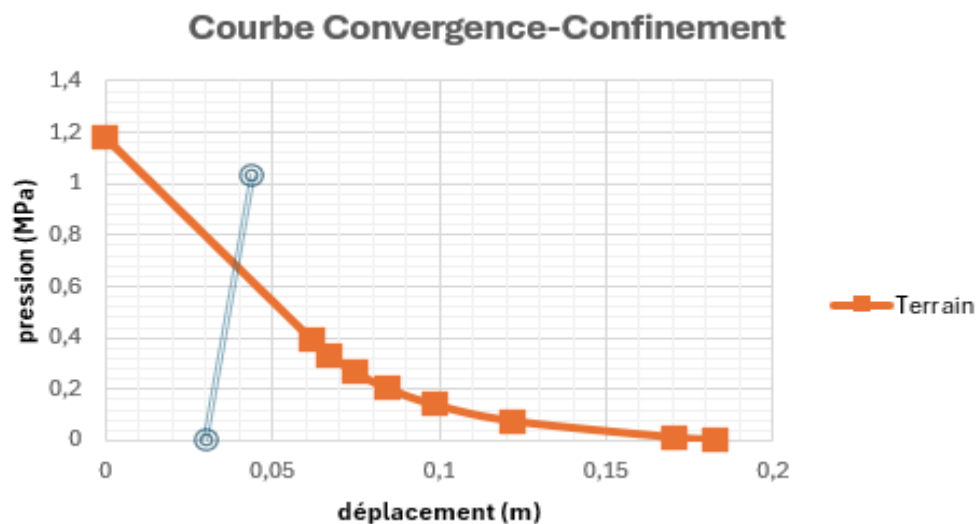


Figure 5.15. Courbe convergence-confinement entre PK36+330 et PK36+400.

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

$$P \text{ équivalent} = 0.68 \text{ MPa}$$

$$U \text{ équivalent} = 0.04 \text{ m}$$

Vérification :

$$K_c + K_b = 614.569 ; 100\%$$

$$K_b = 377.87 ; X \%$$

$$K_b = 61.48\% \text{ et } K_c = 38.52\%$$

Donc le pourcentage de sollicitation que le béton reçoit est 61.48% et 38.52% de cintre.

Le point d'intersection des deux courbes donne la pression équivalents $P_{\text{éq}} = 0.68 \text{ MPa}$

$$P_b = P_{\text{éq}} * \%b = 0.68 * 0.6148 \text{ MPa} < P_b = 0.514 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

$$P_c = p_{\text{éq}} * \%c = 0.68 * 0.385 = 0.262 \text{ MPa} < p_c = 0.519 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

5.5.3. Trace De La Courbe convergence-confinement Du Terrain (zone de faille) a PK36+400.

APRES CALCUL :

$$R_c = 2C * \text{tag} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = 2 * 30 * \text{tag} \left(\frac{180}{4} + \frac{30}{2} \right)$$

$$R_c = 103.92 \text{ KPa}$$

K_p :

$$K_p = \text{tag}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_p = \text{tag}^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right)$$

$$K_p = 3$$

Avec :

$$\sigma_0 \geq R_c / 2$$

- **Calcul de la pression d'apparition.**

$$P_a = \sigma_0 (1 - \sin \varphi) - C * \text{COS} \varphi$$

$$P_a = 1.18 (1 - \sin 30) - 0.03 * \text{COS} 30$$

$$P_a = 0.564 \text{ MPa}$$

- **Le Taux De Déconfinement :**

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0}$$

$$\lambda a = \frac{1.18 - 0.564}{1.18}$$

$$\lambda a = 0.522$$

▪ **Le déplacement de la paroi :**

$$U_a = \lambda a * u_0$$

$$U_0 = \frac{(1+\nu) \cdot \sigma_0 \cdot R}{E}$$

$$U_0 = \frac{(1+0.3) \cdot 1.18 \cdot 8.27}{80}$$

$$U_0 = 0.16 \text{ m}$$

$$U_a = 0.522 * 0.16$$

$$U_a = 0.083 \text{ m.}$$

Et $P(\lambda) = (1 - \lambda)\sigma_0$

$$\frac{Rp(\lambda)}{R} = \left(\frac{2}{Kp + 1} * \frac{(Kp - 1)\sigma_0 + Rc}{(1 - \lambda)(Kp - 1)\sigma_0 + Rc} \right)^{\frac{1}{Kp-1}}$$

$$\frac{Rp(\lambda)}{R} = \left(\frac{2}{3 + 1} * \frac{(3 - 1) * 1.18 + 0.1039}{(1 - \lambda)(3 - 1) * 1.18 + 0.1039} \right)^{\frac{1}{3-1}}$$

$$\frac{Rp(\lambda)}{R} = \left(\frac{1.232}{2.464 - 2.36\lambda} \right)^{0.5}$$

$$\frac{Rp(\lambda)}{R} = \left(\frac{0.522}{1.044 - \lambda} \right)^{0.5}$$

$$u(\lambda) = \frac{1+\nu}{E} \lambda a * \sigma_0 \frac{1}{1+\alpha} * R \left[\frac{Rp(\lambda)}{R}^{1+\alpha} - 1 + \alpha \right]^2$$

$$u(\lambda) = \frac{1+0.3}{80} * 0.522 * 1.18 \frac{1}{2} * 2 * 8.27 \left(\frac{0.522}{1.044 - \lambda} \right)^{0.5*2}$$

$$u(\lambda) = 0.0827 \left(\frac{0.522}{1.044 - \lambda} \right)^1$$

Tableau 5.5. valeurs de courbe caractéristique du terrain PK 36+370.

$\lambda(m)$	0	0.522	0.590	0.658	0.726	0.794	0.862	0.93	1
P (λ) (MPa)	1.18	0.564	0.484	0.404	0.323	0.243	0.163	0.083	0
U (λ) m	0	0.0827	0.095	0.112	0.136	0.173	0.237	0.378	0.98

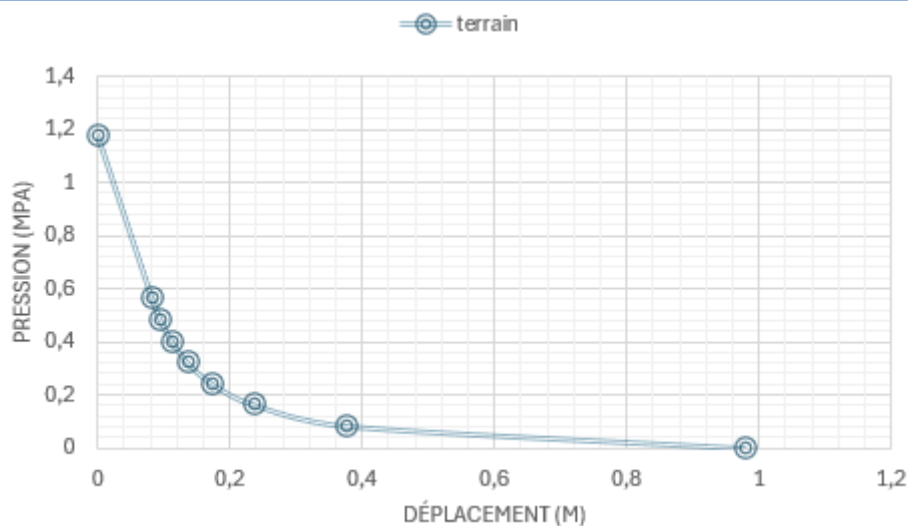


Figure 5.16. Courbe caractéristique de la zone de faille.

Remarque : le soutènement du béton projeté et les cintres métalliques dans la zone de faille sont les même avec le premier et le deuxième terrain.

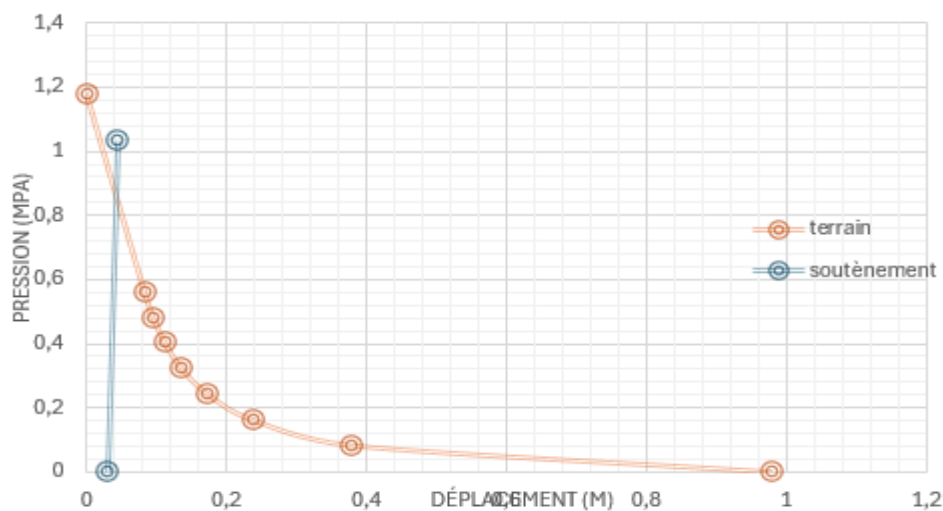


Figure 5.17. Courbe convergence-confinement de la zone de faille.

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

$$U_{\text{équivalent}} = 0.03\text{m}$$

$$P_{\text{équivalent}} = 0.82\text{MPa}$$

Vérifications

$$K_c + K_b = 614.569 ; \mathbf{100\%}$$

$$K_b = 377.87 ; \mathbf{X \%}$$

$$K_b = 61.48\% \text{ et } K_c = 38.52\%$$

Donc le pourcentage de sollicitation que reçoit le béton est 61.48% et 38.52% pour le cintre.

Le point d'intersection des deux courbes donne la pression équivalente $P_{\text{éq}} = 0.68 \text{ MPa}$

$$P_b = P_{\text{éq}} * \% k_b = 0.82 * 0.6148 \text{ MPa} < P_b = 0.504 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée.}$$

$$P_c = p_{\text{éq}} * \% k_c = 0.82 * 0.385 = 0.262 \text{ MPa} < p_c = 0.316 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

L'application de la méthode de convergence-confinement, a permis de connaître le comportement des massif rocheux et du soutènement, avec l'interaction définie par l'intersection des courbes pression-déplacement, ce qui est un avantage majeur par rapport aux autres méthodes.

Cette application nécessite de connaître la courbe de convergence du terrain non soutenu, la courbe de confinement du terrain supporté et le profil longitudinal des déplacements radial en fonction de la distance au front de taille.

Chapitre 6 :

Modélisation numérique du tunnel et vérification du soutènement.

6.1. Introduction

Dans les chapitres précédents nous avons déterminé le type de soutènement de notre tunnel, à travers les méthodes empiriques courantes, ce soutènement a été vérifié en matière de déplacement, à l'aide des méthodes analytiques, telle que la méthode de convergence-confinement. Bien que cette dernière permet de connaître le comportement des terrains et du soutènement, cependant ces méthodes ne donnent aucune information sur la résistance de la structure du soutènement et sur la stabilité des sols excavés. Le recours aux méthodes numériques s'avère donc nécessaire pour connaître l'état de contraintes en tout point du terrain avant et après excavation ainsi que le comportement du soutènement vis-à-vis des charges appliquées par le sol. Cela nous permettra de valider ou non le type de soutènements choisis.

Les simulations numériques seront effectuées en utilisant le code de calcul Flac 2D, version 7.0.

Ce chapitre consiste donc à effectuer des calculs numériques permettant non seulement, d'étudier le comportement des terrains durant le creusement, mais aussi de vérifier la résistance du soutènements.

6.2. Présentation du code de calcul FLAC^{2D}

FLAC (Fast Lagrangien Analysis of Continua), c'est un code en différences finies (méthode plus ancienne par rapport à la méthode des éléments finis), développé par la société Américaine. **ITASCA** consulting group, et destiné pour les ingénieurs géotechniciens et miniers parce qu'il offre un large éventail de capacités pour résoudre des problèmes complexes en mécanique.

Ce programme simule le comportement des géométraux en offrant l'opportunité d'utiliser des éléments structuraux objet de renforcement de l'ensemble. Le code permet la résolution des problèmes en contrainte-déformation dans un milieu continu qui peut subir un écoulement plastique lorsque leur limite d'élasticité est atteinte.

6.2.1 Description du code de calcul

- Analyse lagrangienne

Dans la méthode proposée, les coordonnées des nœuds peuvent être facilement réactualisées à chaque pas de calcul. De cette façon le maillage se déforme en même temps que le matériau qu'il représente. La formulation est donc « Lagrangienne » par opposition à la formulation « Eulérienne », pour laquelle le maillage est fixe. L'intérêt de la méthode Lagrangienne est qu'elle permet de traiter facilement des problèmes en grande déformation.

- Schéma de résolution explicite

Ce schéma est basé sur le principe qu'une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système qui est convertie en énergie cinétique et qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant, le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Le déséquilibre induit en une zone va se

propager dans l'ensemble du massif. L'objectif de la méthode aux éléments lagrangiens n'en reste pas moins la résolution d'un problème statique ou par l'intermédiaire de la dynamique. La (Figure 6.1) précise bien quant à elle la séquence de calcul utilisée.

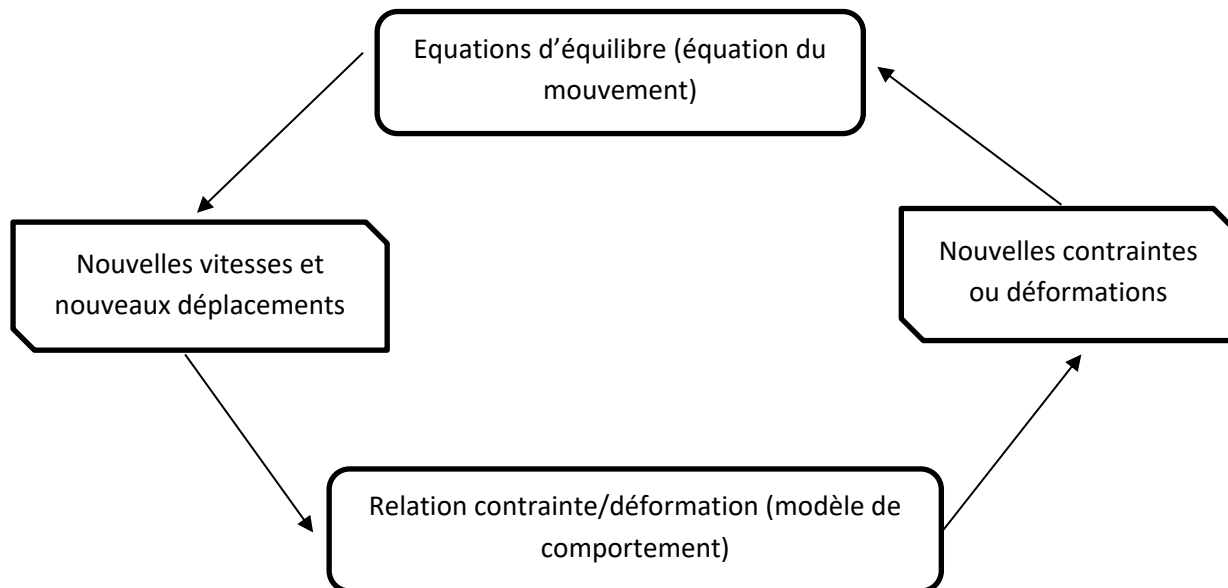


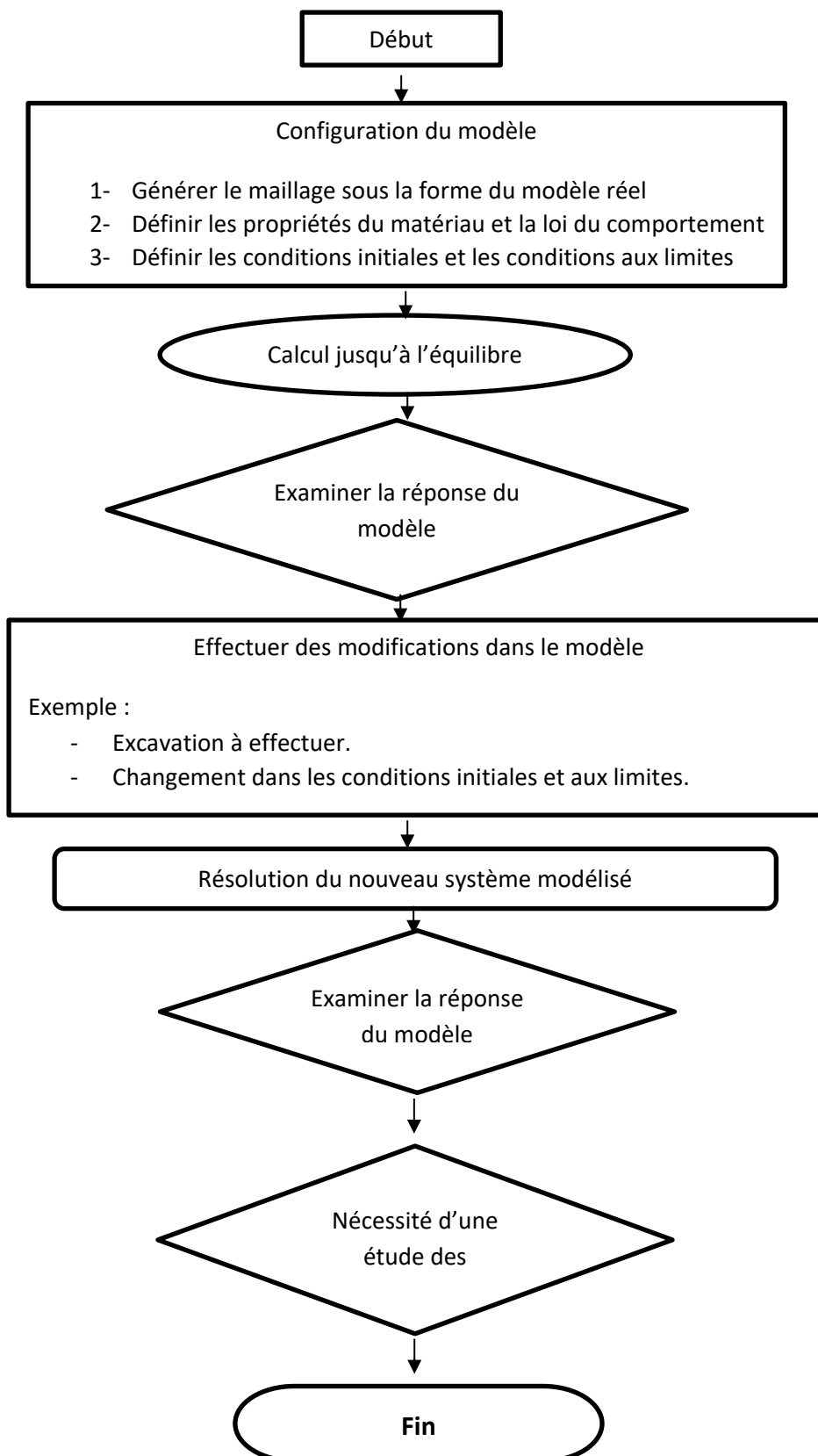
Figure 6.1. Cycle de calcul générale (Billaux, 1993).

6.2.2. Méthodologie de simulation avec FLAC

Afin de mettre en place un modèle pour exécuter une simulation avec FLAC, trois composantes fondamentales d'un problème doivent être spécifiées :

- 1- Générer le maillage,
- 2- Définir les paramètres constitutifs,
- 3- Appliquer les conditions initiales et aux limites.

La Figure 6.2 représente l'organigramme donné dans le manuel FLAC pour expliquer les grandes lignes de la stratégie utilisée pour modéliser l'excavation d'une tranchée.

Figure 6.2. Méthodologie de modélisation numérique par Flac^{2d} (ITASCA Manuel).

6.2.3. Lois de comportement introduites dans Flac

Flac offre une multitude de modèles de comportement de base, organisé en module nul, élastique et groupe de modèle plastique (Manuel Flac).

- **Modèle nul**, utilisé pour des matériaux à retirer ou à excaver.
- **Modèle élastique isotrope**, utilisé pour les matériaux homogènes, isotropes ayant un comportement linéaire.
- **Groupe de modèles plastiques**, essentiellement, Mohr-Coulomb, ubiquitous-joint et Hoek-Brown.

En plus de ces modèles et de tous les modèles cités dans le manuel, Flac, offre la possibilité d'introduire de nouvelles lois à l'aide de programmes.

Dans le présent travail, la loi de comportement utilisée est la loi élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb, en raison de sa simplicité en matière de données.

6.2.4. Définition des paramètres constitutifs :

Les paramètres recommandés par le logiciel Flac dépendent de la loi de comportement choisie, l'utilisation de la loi de Mohr-Coulomb, exige les caractéristiques suivantes.

- **Density** : Densité du matériau,
- **Bulk-mod** : Module volumétrique K,
- **Shear-mod** : Module de cisaillement G,
- **Cohésion** : Cohésion du sol C,
- **Friction** : angle de frottement interne ϕ ,
- **Dilatance** : angle de dilatance ψ ,

Dans le logiciel FLAC, les paramètres d'élasticité G et K peuvent être remplacés par le coefficient de Poisson ν et le module de Young E, ils sont liés par les relations suivantes :

$$G = E / 2(1+\nu) \text{ et } K = E / 3(1-2\nu)$$

6.3. Simulations numériques de l'excavation

6.3.1. Modèles géométriques utilisés

Pour modéliser le tunnel objet de cette étude, un modèle géométrique de 200 m de largeur et d'une hauteur variable selon la profondeur du tunnel qui correspond au site étudié.

Rappelant que 3 sites de différentes caractéristiques géotechniques et géologiques ont été étudiés dans ce travail. Nous avons donc opté pour un modèle d'une hauteur de 70 m pour le premier site et de 80 m pour le site 2 et 3.

On note que ce choix est un compromis entre l'obtention d'un modèle le plus large possible pour éviter les effets des bords, et la minimisation des temps de calcul avec un maillage raffiné au maximum possible.

La géométrie du tunnel a été conçue en respectant la forme "fer à cheval" proposée pour la section transversale dans le chapitre 2. Cette forme a été obtenue en utilisant la touche "arc" disponible dans le menu "Alter-Shape".

Par ailleurs, le code Flac propose des modèles géométriques de tunnels de différentes formes, en tenant compte ou non de la symétrie. Néanmoins, des modèles considérant deux excavations parallèles n'existent pas dans la base de données du logiciel.

En raison de l'absence de symétrie concernant la nature géologique et géotechnique des matériaux, notamment, pour le site 3 qui présente une zone de faille traversée par le tube droit du projet, nous avons opté pour un modèle à deux tubes.

6.3.2. Les conditions aux limites

Les modèles de calcul sont bloqués sur la base dans les deux sens, et bloqués dans le sens horizontal sur les bords

6.3.3. Caractéristiques des matériaux

Malgré l'hétérogénéité des matériaux parcourus par le tunnel les modèles ont été choisis sous l'hypothèse d'un matériau homogène ayant les caractéristiques des terrains les plus proches aux excavations.

Notant, que pour le premier site (terrain 1) les matériaux sont surmontés d'une couche de sols remaniés (couche superficielle) d'une épaisseur de 6 m, pour voir l'effet de la présence de cette couche sur le comportement de l'ensemble.

Pour le deuxième site (terrain 2), cette couche a été éliminée vu les résultats du premier site, témoignant que celle-ci ne marque pas une influence significative sur les caractéristiques étudiées.

Le site 3, en revanche, est composé de deux matériaux différents (terrain 1 à droite et terrain 2 à gauche), séparés par une large faille qui loge le tube droit du tunnel (figure 6.3).



Figure 6.3. Modèles géométriques optés pour les trois sites (Terrain 1 à gauche, terrain 2 au milieu et terrain 3 à droite)

Les caractéristiques de tous les terrains sont présentées par le tableau 6.1.

Tableau 6.1. Caractéristiques des matériaux du modèle de Mohr-Coulomb.

Caractéristique du terrain T1	Terrain 2	Zone de faille	Couche superficielle
E	87683 (KPa)	137474	72417
ν	0.3	0.3	0.3
γ	23.9 (KN/m ³)	25.8	19,8
C	60 (KPa)	60	12
ϕ	26 (°)	39	13

Les caractéristiques géométriques et mécaniques concernant les soutènements sont présentées par le tableau 6.2 pour le béton projeté, et par le tableau 6.3 pour les cintres métalliques.

✓ Béton projeté

E_b = Module de Young du béton utilisé,

A_b = Section du béton projeté,

I_b = Moment d'inertie de la section du béton.

Tableau 6.2. Les propriétés mécaniques du béton projeté.

E_b (MPa)	A_b (m ²)	I_b (m ²)
10000	0.3	0.00225

✓ Cintre métallique

A_c = section profilé HEB 180,

E_c = module de Young de profilé utilisé,

I_c = moment d'inertie de profilé HEB.

Tableau 6.2. Les propriétés mécaniques du béton projeté.

E_c (MPa)	A_c (cm ²)	I_c (cm ⁴)
210000	65.3	3831

6.3.4. Simulation des creusements et étapes de calcul

Les calculs sont réalisés en deux phases : phase d'initialisation des contraintes et phase d'excavation.

L'excavation du tunnel est effectuée en sections divisées, rappelant que le recours au creusement en section divisée se justifie par la nécessité de mise en place d'un soutènement à chaque phase de creusement vu la fragilité du rocher constituant les terrains. Dans les simulations numériques nous avons opté pour la méthode des cloisons centrales en double cloisons (figure 6.4). L'excavation est effectuée donc en quatre phases à savoir :

- 1- Side Excavation (partie droite),
- 2- Top Heading Excavation (partie supérieure),
- 3- Side Excavation (partie gauche),
- 4- Bench Excavation (partie inférieure).

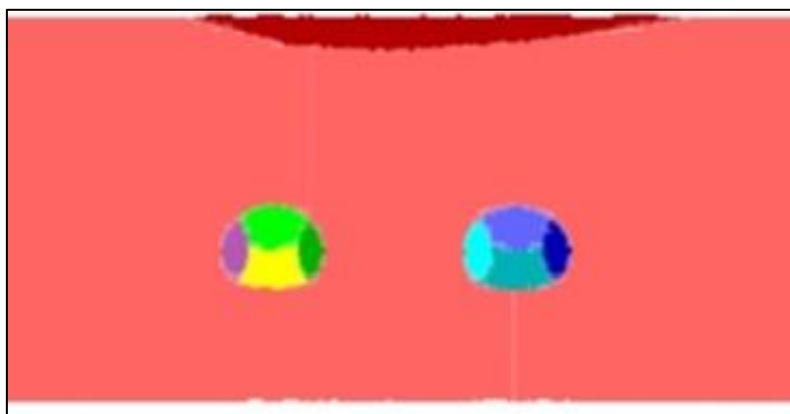


Figure 6.4. Modèle d'excavation des tubes de tunnels.

6.3.5. Présentation des résultats.

a) comportement des terrains

Les principaux résultats obtenus pour le terrain 1 sont donnés par les figures 6.5, 6.6, 6.7 et 6.8, où l'on remarque une modification complète de la répartition des contraintes avant et après excavation. La concentration de ces dernières se trouve autour de l'excavation, notamment, au niveau des pieds droits et de la voute (figure 6.7).

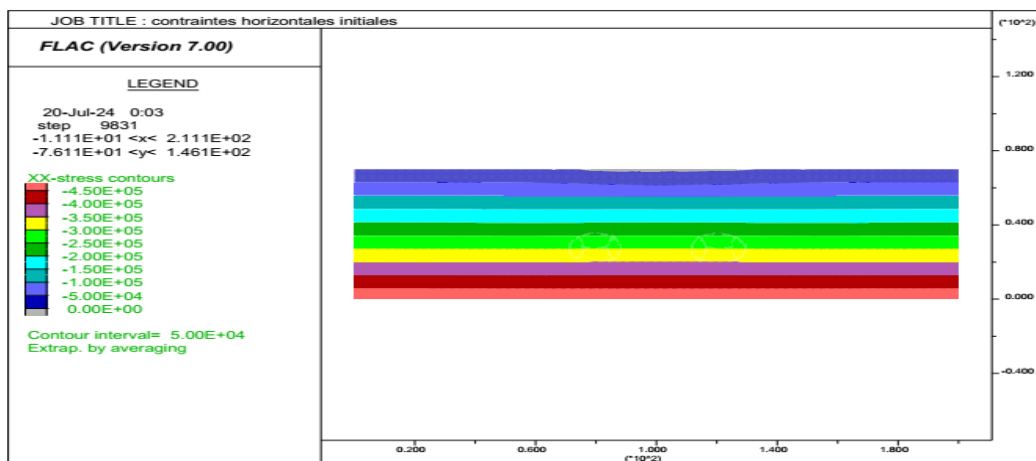


Figure 6.5. Contraintes horizontales initiales.

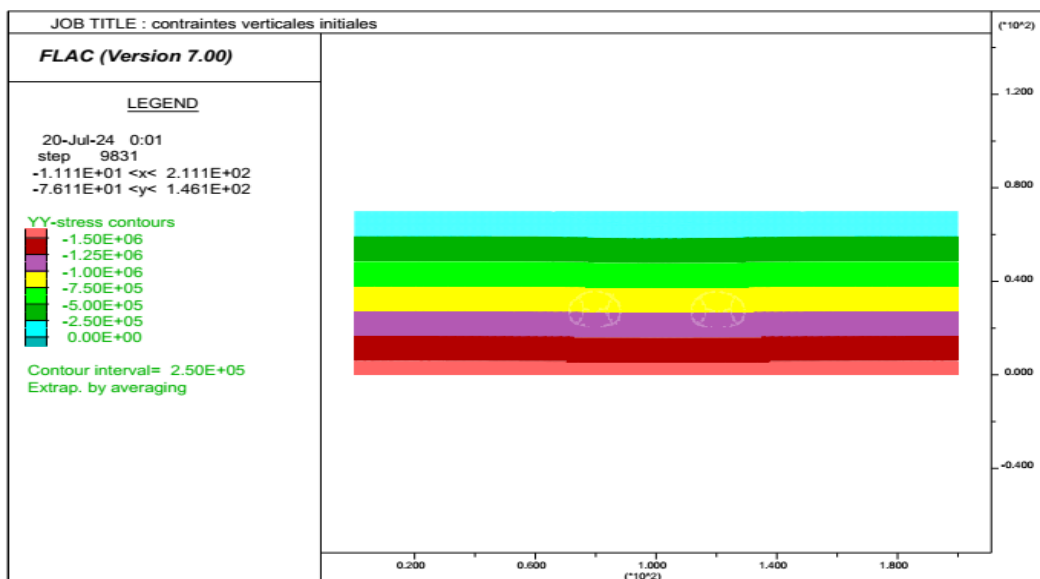


Figure 6.6. Contraintes verticales initiales.

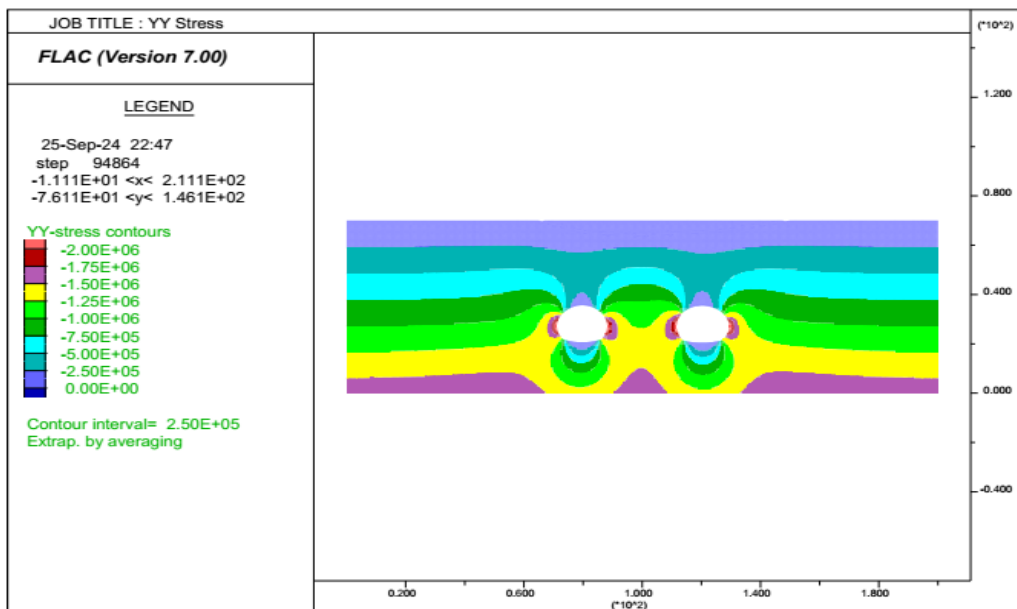


Figure 6.7. Contraintes verticales après excavation.

Les déplacements verticaux sont plus importants au niveau de la voûte, mais ceux-ci diminuent en allant des reins vers les pied droits, pour attendre la valeur la plus faible au niveau du radier.

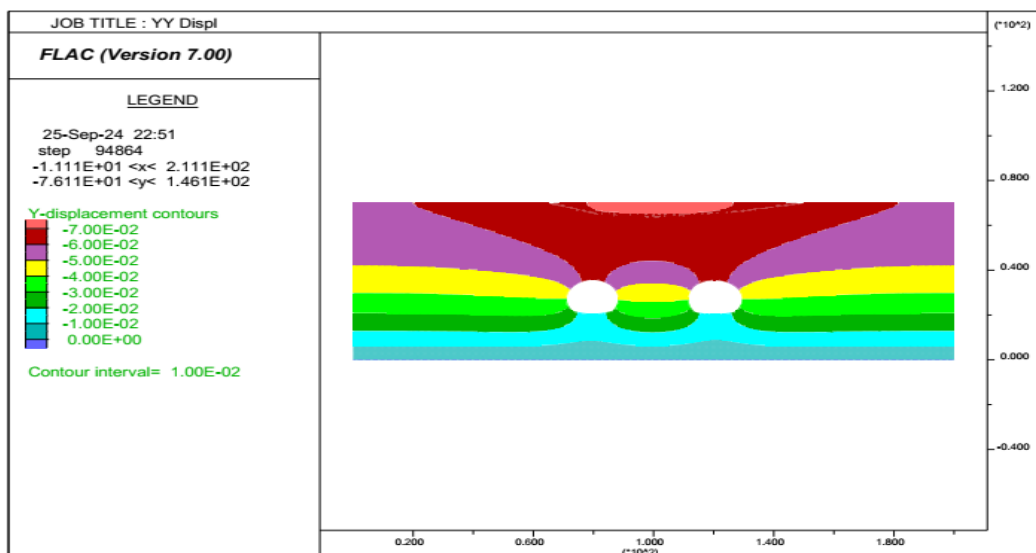


Figure 6.8. Déplacements verticaux après excavation.

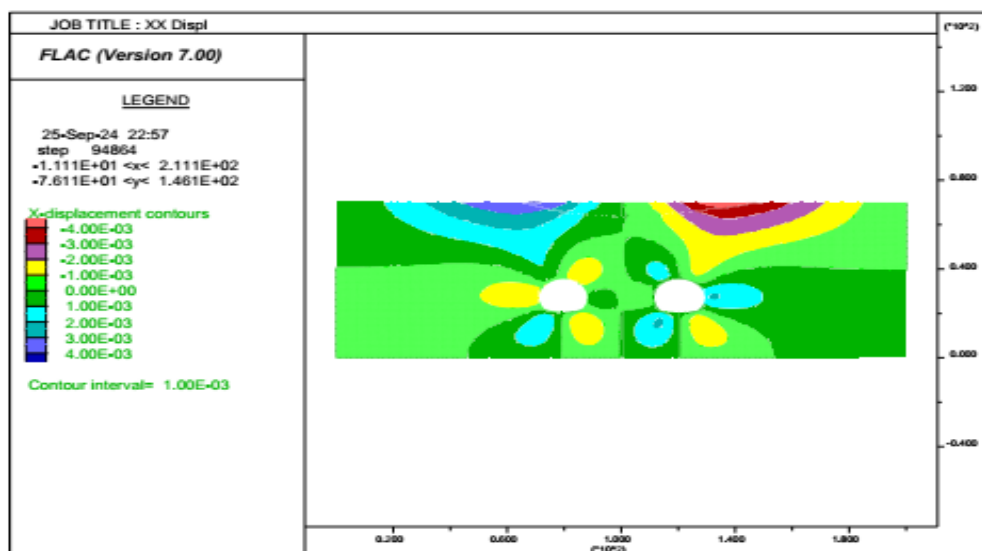


Figure 6.9. Déplacements horizontaux après excavation.

On remarque une symétrie parfaite dans le comportement des terrains autour des deux excavations, cela nous a conduit dans les calcul du deuxième site, à tenir compte de la symétrie et prévoir un modèle à un seul tube pour minimiser les temps de calculs.

Pour les terrains 2 et 3 les résultats du comportement des sols seront présentés en annexe D

Les mêmes remarques sont observées sur les résultats du terrain 2, par contre sur le terrain 3 la présence de faille change typiquement le comportement des terrains avant et après excavation, en effet, on constate que les contraintes et les déplacements augmentent significativement dans la zone de faille.

b) Comportement des soutènements.

Concernant le comportement des soutènements, une même allure des diagrammes des efforts internes et des déplacements a été observé sur les trois terrains, en effet, sauf les diagrammes du terrain 1 qui seront présentés dans ce travail. Toutefois, l'intensité des efforts et l'amplitude des déplacements, varient d'un terrain à un autre (tableaux 6.3, 6.4, 6.5, 6.6, 6.7 et 6.8). Il est clair que les efforts et les déplacements soient plus importants dans la zone de faille, en raison des caractéristiques géotechniques faibles que présentent ces terrains, en plus de la profondeur importante de l'excavation sur ce site.

En revanche les résultats du terrain 1 sont plus faibles que ceux du terrain 2, malgré les caractéristiques plus performantes de ce dernier. Cela se justifie par la différence de profondeur du tunnel sur ces deux sites, en effet, les poids des terres jouent un rôle important dans le comportement des excavations, il est ainsi évident que plus l'épaisseur des terrains est plus importante plus les contraintes seront plus importantes, et la structure du soutènement sera plus sollicitée.

➤ Diagrammes des efforts internes :

Les diagrammes du moment fléchissant, de l'effort tranchant et de l'effort normale sont respectivement illustrés par les figures 6.10 et 6.11, 6.12 pour le béton projeté et par les figures 6.13, 6.14 et 6.15. Sur ces diagrammes en remarque que l'effort normale est maximal au niveau des pieds droits tandis que l'effort tranchant max. et le moment fléchissant max. se trouvent autour des reins et aux extrémités du radier.

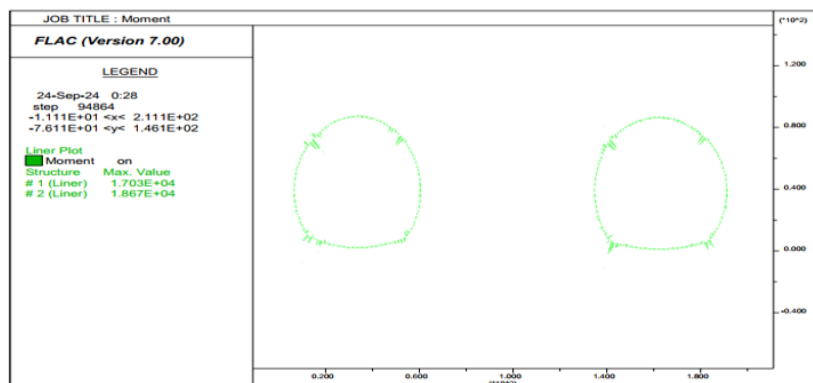


Figure 6.10. Diagramme du moment fléchissant tube gauche et tube droite au (PK36+300).

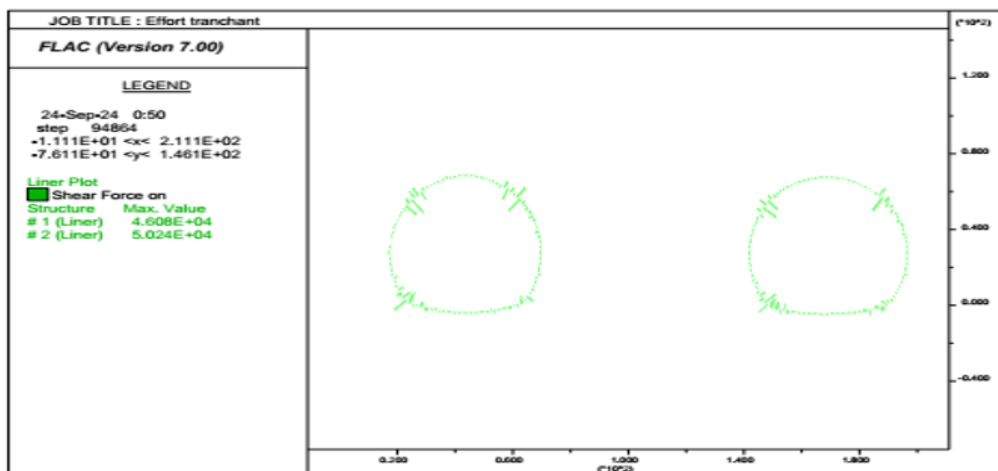


Figure 6.11. Diagramme de l'effort tranchant (PK36+300).

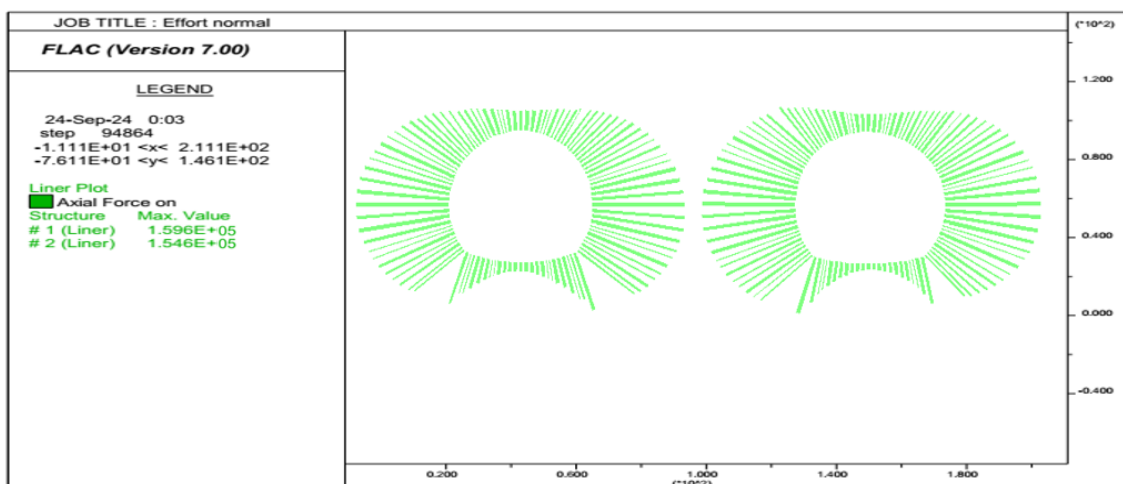


Figure 6.12. Diagramme de l'effort normal (PK36+300).

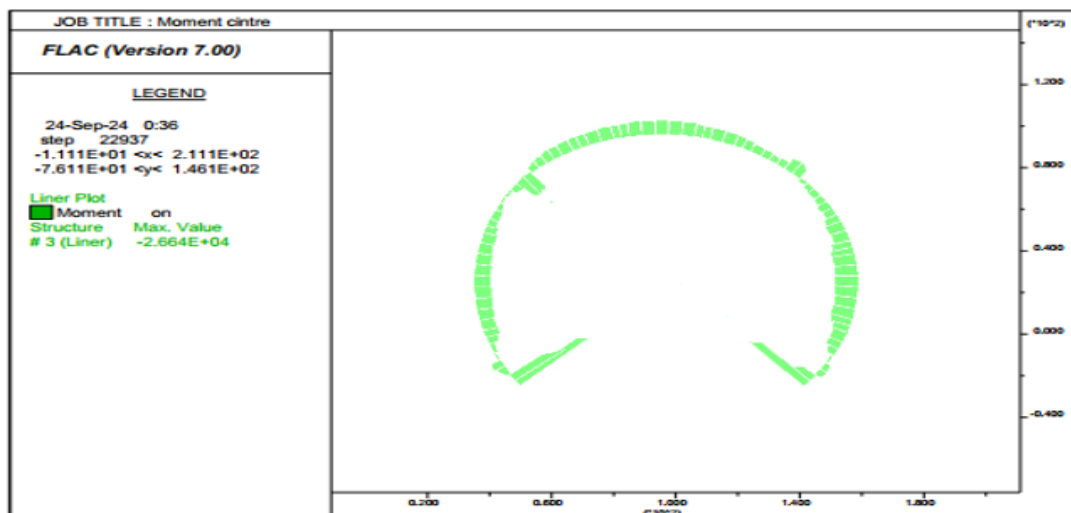


Figure 6.13. Le moment dans les cintres, (PK36+300).

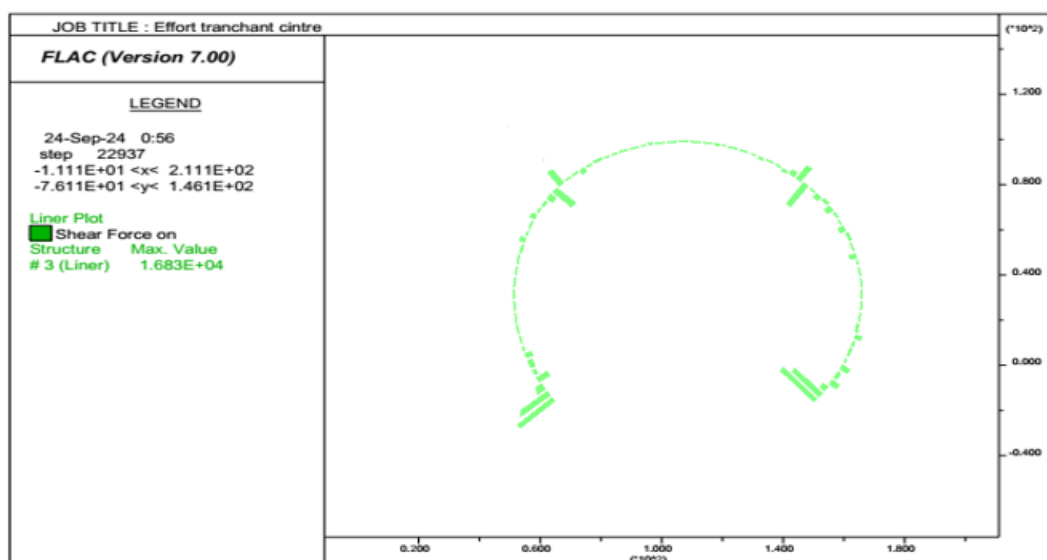


Figure 6.14. Effort tranchant dans les cintres, (PK36+300).

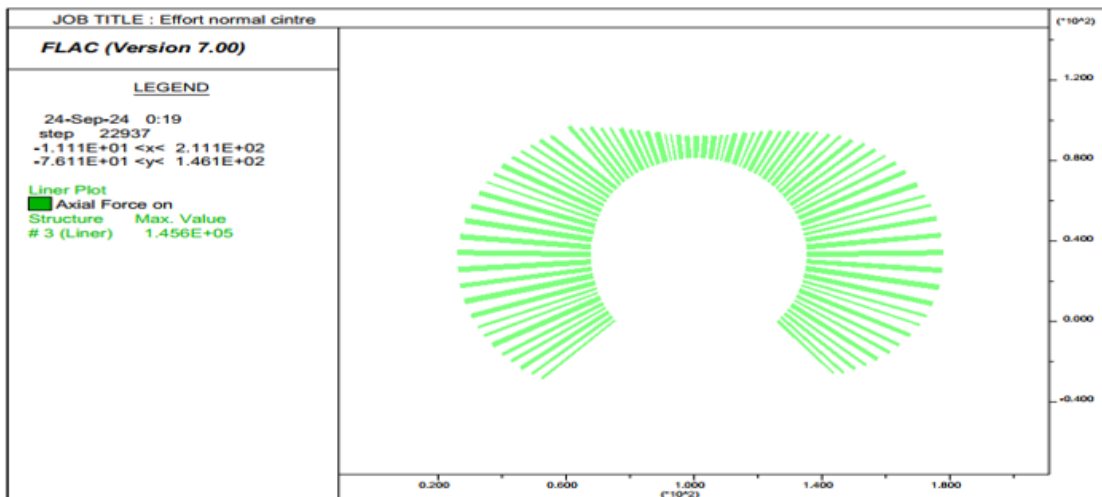


Figure 6.15. Effort normal dans les cintres (PK36+290).

➤ **Vecteurs déplacements et variations des déplacements verticaux autour des soutènements.**

La variation des vecteurs déplacement dans la structure des soutènements ainsi que celle des déplacements verticaux sont respectivement présentées par les figures 6.16 et 6.17, les valeurs sont plus importantes au niveau de la voute et diminuent en allant des reins aux pieds droits.

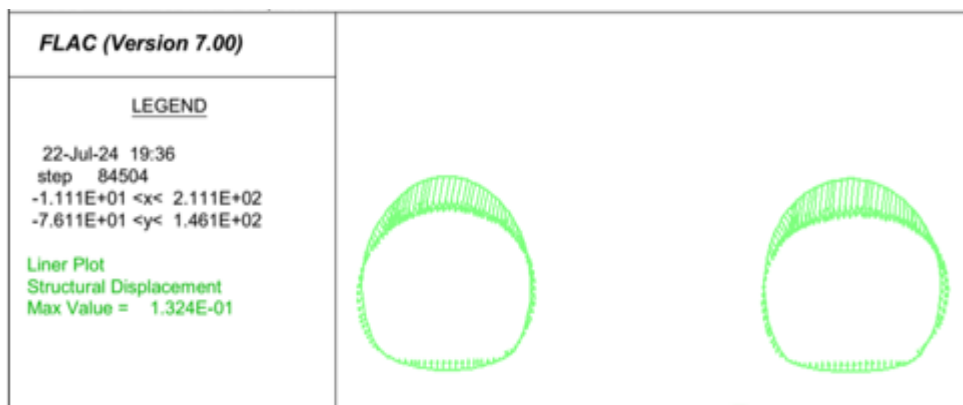


Figure 6.16. Vecteur déplacement du béton projeté pour les deux tubes (PK36+300).

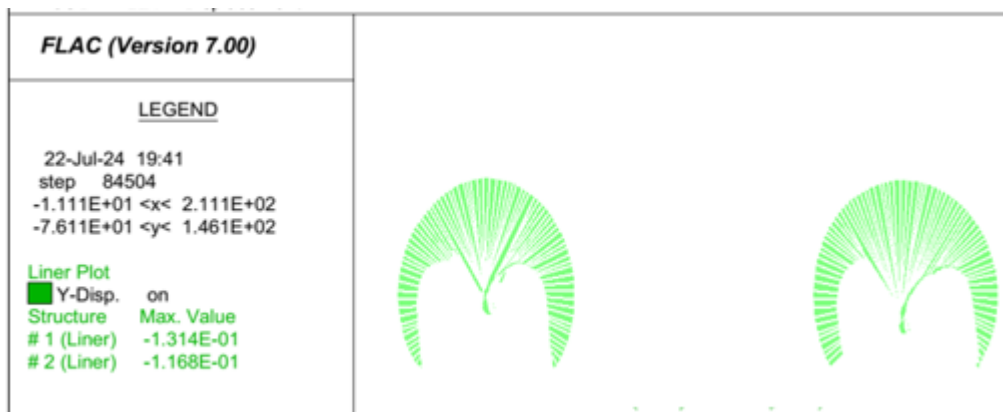


Figure 6.17. Déplacement vertical du béton pour les deux tubes à la phase 3 du creusement (PK36+300).

On remarque, que les déplacements augmentent au fur et à mesure qu'on avance dans les phases de creusement (tableau 6.3, 6.5 et 6.7)

➤ Vérification des contraintes

a) Les formules de vérification de soutènement provisoire :

Contraintes normales

❖ Béton projeté :

$$\sigma_b = \gamma_b \left(\frac{N_b}{A'_b} \pm \frac{M_b}{W'_b} \right) < \overline{\sigma}_{bc}$$

Tel que :

- W_b : le moment statique de la section du béton
- A_b = section transversal du béton
- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{cj}$: contrainte admissible dans le béton définie par le (BAEL99).
- $\gamma_b = 1.35$ (BAEL99) Coefficient de pondération des charges permanentes.

❖ Cintres métalliques :

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M.Y}{I}$$

Avec :

- N = Efforts max dans le cintre,
- M = moment max dans le cintre,
- $Y = h/2$
- I = moment d'inertie du profilé,
- A = section d'acier (mm²).

Contrainte cisaillement

❖ Cas du béton :

$$\tau = \frac{Tb}{Ab} < \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right); \quad \gamma_b = 1.5 \quad (\text{BAEL99})$$

❖ Cas des cintres :

$$\tau = \frac{TS*S}{I*e} < \bar{\tau} \quad \text{et} \quad \tau = \frac{fy}{\sqrt{3}}$$

Avec

- I: Moment d'inertie du profilé.
- S: Moment statique de la demi-section du profilé.
- e = Épaisseur de l'âme du profilé.
- f_y : Limite d'élasticité minimale.

b) Application au projet

Les efforts max. dans le béton projeté et dans les cintres sont donnés respectivement dans les tableaux 6.3 et 6.4 pour le terrain 1, 6.5 et 6.6 pour le terrain 2 et 6.7, 6.8 pour le terrain3.

➤ Cas du terrain1**Contrainte normale :****Cas de béton :**

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{1596}{0.3} + \frac{18.67}{0.015} \right)$$

$$\sigma_b = 8.86 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Cas des cintres :

$$\sigma_s = \frac{145600}{6530} + \frac{26640000}{425700}$$

$$\sigma_s = 112,89 \text{ MPa} < \sigma_e = 240 \text{ MPa} \quad (\text{Nuance}) S235 \quad \text{condition vérifiée}$$

Contrainte de cisaillement

Cas du béton.

$$\tau < \bar{\tau} \text{ Et } \tau = \frac{Tb}{a*d}$$

$$\tau = \min (0.15 \frac{30}{1.5} ; 4\text{MPa})$$

Avec : $\tau = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau = \frac{50250}{300000} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Cas des cintres

$$\tau = 355/\sqrt{3} = 204.96 \text{ Mpa}$$

$$S = (180*14*7) + ((38+14) * 76*8.5) = 51.32*10^{-9} \text{ m}^3$$

$$\tau = \frac{T_s * s}{I * e} = \frac{1683*51232}{3831*8.5}$$

$\tau = 2.65 \text{ Mpa.}$

$$\tau < \bar{\tau} \quad \text{Condition Vérifié.}$$

Tableau 6.3. Efforts max et déplacement dans le béton projeté pour le terrain 1.

Effort max	Phase 0	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
Moment M (kN.m)		1.9 1.69	3,17 5,19	17,03 18,67	17,03 18,67
Effort tranchant T (kN)		3,99 3.81	6,65 11,79	46,09 50,25	46,09 50,25
Effort normal N (kN)		687,1 631,8	1412 1318	1582 1528	1596 1546
Déplacement horizontal Ux (m)	2.10 ⁻⁴	1,758.10 ⁻³ 1,536.10 ⁻²	6,529.10 ⁻³ 6,721.10 ⁻³	5,359.10 ⁻³ 4,059.10 ⁻³	5,344.10 ⁻³ 3.968.10 ⁻³
Déplacement vertical Uy (m)	6.10 ⁻²	2,875.10 ⁻³ 2,569.10 ⁻³	1,533.10 ⁻² 1,717.10 ⁻²	1,849.10 ⁻² 1,714.10 ⁻²	1,829.10 ⁻² 1.694.10 ⁻²
Vecteurs déplacements U (m)	6,222.10 ⁻²	3,268.10 ⁻³	1,552.10 ⁻²	1,849.10 ⁻²	1.829.10 ⁻²

Contrainte normale (MPa)		0.84	6.82	8.799	8.86
Contrainte tangentielle (MPa)		$1,3 \cdot 10^{-2}$	$3,93 \cdot 10^{-2}$	$16,97 \cdot 10^{-2}$	$15 \cdot 10^{-2}$

Tableau 6.4. Efforts max et déplacements dans les cintres du terrain 1.

Moment M(KN.m)	Effort tranchant T(KN)	Effort normal N(KN)	Déplacement horizontal $U_x(m)$	Déplacement vertical $U_y(m)$	Déplacement de la structure U(m)	Contrainte de cisaillement (MPa)	Contrainte max (MPa)
106.8	3698	272.1	$3.57 \cdot 10^{-2}$	$6.829 \cdot 10^{-2}$	$1.829 \cdot 10^{-2}$	144	240

➤ Cas du terrain2

Contraintes normales

Cas de béton :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{270400}{300} + \frac{17030000}{0.15} \right)$$

$$\sigma_b = 13.7 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Cas des cintres :

$$\sigma_s = \left(\frac{149900}{6530} + \frac{41370000}{425700} \right) \cdot 1.33$$

$$\sigma_s = 159.78 \text{ MPa} < \sigma_e = 360 \text{ MPa (Nuance) S355} \quad \text{condition vérifiée}$$

b) la contrainte de cisaillement

Cas du béton.

$$\tau < \bar{\tau} \quad \text{Et} \quad \tau = \frac{Tb}{a \cdot d}$$

$$\tau = \min \left(0.15 \frac{30}{1.5} ; 4 \text{MPa} \right)$$

Avec : $\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau = \frac{158500}{300000} = 0.52 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau}$ Condition vérifiée

Cas des cintres

$$\tau = 355/\sqrt{3} = 204.96 \text{ Mpa}$$

$$S = (180 \cdot 14 \cdot 7) + ((38+14) \cdot 76 \cdot 8.5) = 51.32 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3$$

$$\tau = \frac{T_s \cdot s}{I \cdot e} = \frac{14330 \cdot 51232}{3831 \cdot 8.5}$$

$$\tau = 22.54 \text{ Mpa.}$$

$\tau < \bar{\tau}$ Condition Vérifié.

Tableau 6.5. Efforts max dans le béton projeté.

Effort max	Phase 0	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
Moment M (kN.m)		14.4	55.07	54.52	54.53
Effort tranchant T (kN)		32.99	158.6	158.5	158.5
Effort normal N (kN)		1289	1586	2673	2704
Déplacement horizontal U_x (m)	4*10 ⁻⁵	2.58*10 ⁻³	2.93*10 ⁻³	3.12*10 ⁻³	3.12*10 ⁻³
Déplacement vertical U_y (m)	3*10 ⁻²	1.86*10 ⁻³	9.43*10 ⁻³	1.11*10 ⁻²	1.1*10 ⁻³
Déplacement de la structure U (m)	3.42*10 ⁻²	2.62*10 ⁻³	9.69*10 ⁻³	1.12*10 ⁻²	1.12*10 ⁻³
Contrainte normale (MPa)		7.09	12.04	12.5	17.07
Contrainte tangentielle (MPa)		0.1	0.52	0.53	0.53

Tableau 6.6. Efforts max et déplacement dans les cintres (PK36+290).

Moment M(KN.m)	Effort tranchant T(KN)	Effort normal N(KN)	Déplacement horizontal U _x (m)	Déplacement vertical U _y (m)	Déplacement de la structure U(m)	Contrainte de cisaillement (MPa)	Contrainte max (MPa)
41.37	14.33	149.9	3.11*10 ⁻³	1.11*10 ⁻²	1.12*10 ⁻²	22.5	240

➤ Cas du terrain 3

Contraintes normales

Cas de béton :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.35 \left(\frac{2644900}{3000} + \frac{80590000}{0.015} \right)$$

$$\sigma_b = 19.15 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition non vérifiée.}$$

Cas des cintres :

$$\sigma_s = \left(\frac{291200}{6530} + \frac{61830000}{425700} \right) * 1.33$$

$$\sigma_s = 252.48 \text{ MPa} < \sigma_e = 360 \text{ MPa (Nuance) S255} \quad \text{vérifiée}$$

b) la contrainte de cisaillement

Cas du béton.

$$\tau < \bar{\tau} \quad \text{Et} \quad \tau = \frac{Tb}{a*d}$$

$$\tau = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{185110}{300000} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Cas des cintres

$$\tau = 355/\sqrt{3} = 204.96 \text{ Mpa}$$

$$S = (180 \cdot 14 \cdot 7) + ((38+14) \cdot 76 \cdot 8.5) = 51.32 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3$$

$$\tau = \frac{T_s \cdot s}{I \cdot e} = \frac{19660 \cdot 51232}{38310000 \cdot 8.5}$$

$$\tau = 3.09 \text{ Mpa.}$$

$$\tau < \bar{\tau} \quad \text{Condition Vérifié.}$$

Terrain 3

Tableau 6.7. Efforts max et déplacement dans le béton projeté pour le terrain 3.

Effort max	Phase 0	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
Moment M (kN.m)		19.27	70.55	76.90	80.59
Effort tranchant T (kN)		52.20	170.16	176.5	185.11
Effort normal N (kN)		1379.3	1656.8	2657.7	2644.9
Déplacement horizontal Ux (m)	$1.5 \cdot 10^{-1}$	$1.03 \cdot 10^{-2}$	$2.51 \cdot 10^{-2}$	$2.26 \cdot 10^{-2}$	$2.43 \cdot 10^{-2}$
Déplacement vertical Uy (m)	$6 \cdot 10^{-1}$	$7.8 \cdot 10^{-3}$	$5.53 \cdot 10^{-2}$	$7.05 \cdot 10^{-2}$	$7.07 \cdot 10^{-2}$
Vecteurs déplacement U (m)	$6.22 \cdot 10^{-1}$	$1.29 \cdot 10^{-2}$	$5.83 \cdot 10^{-2}$	$7.07 \cdot 10^{-2}$	$7.09 \cdot 10^{-2}$
Contrainte normale (MPa)		1.35	12.01	12.04	17.07
Contrainte tangentielle (MPa)		$1.74 \cdot 10^{-2}$	$5.67 \cdot 10^{-2}$	$5.88 \cdot 10^{-2}$	$6.17 \cdot 10^{-2}$

Tableau 6.8. Efforts max et déplacement dans les cintres du terrain 3.

Moment M(KN.m)	Effort tranchant T(KN)	Effort normal N(KN)	Déplacement horizontal $U_x(m)$	Déplacement vertical $U_y(m)$	Déplacement de la structure U(m)	Contrainte de cisaillement (MPa)	Contrainte max (MPa)
61.83	19.66	291.2	$1.49 \cdot 10^{-2}$	$7.09 \cdot 10^{-2}$	$7.11 \cdot 10^{-2}$	252.48	240

c) Interprétation des résultats

Concernant les terrains 1 et 2, les contraintes normales et les contraintes de cisaillement sont vérifiées donc on opte définitivement pour les soutènements choisis. Pour le terrain 3 la contrainte normale dépasse la contrainte admissible dans le béton projeté et dans les cintres métalliques, à cet effet, on doit prévoir dans la zone de faille des matériaux avec des caractéristiques mécaniques plus performantes, à savoir du béton projeté avec une résistance caractéristique de 40 MPa, et des cintres métalliques de nuance S355.

Notant qu'avec ces propriétés les contraintes limites seront :

$\bar{\sigma}_b = 24$ MPa pour le béton projeté.

$\sigma_e = 340$ MPa pour les cintres.

➤ Vérification des déplacements

Tableau 6.9. Vérification des déplacements par calcul numérique et calcul par la méthode de Convergence-Confinement.

Site	Déplacement par la méthode convergence-confinement (m).	Déplacement par calcul numérique (m)	Observation
Terrain 1	0.039	0.018	Déplacement plus important avec le calcul analytique (convergence-confinement).
Terrain 2	0.04	0.012	Déplacement plus important avec le calcul analytique (convergence-confinement).
Terrain 3	0.04	0.07	Déplacement plus important avec le calcul numérique.

Les déplacements obtenus par les deux méthodes (analytique et numérique) restent dans la marge des déplacements acceptables dans le cas des tunnels, hormis, ceux obtenus pour la zone de faille où des matériaux plus performants sont suggérés pour remédier à cette situation.

Conclusion

La modélisation du tunnel par le code Flac a donné des résultats intéressants permettant de simuler le comportement réel des sols en réponse au creusements souterrains, ainsi que le comportement de la structure des soutènements vis-à-vis de la charge qui lui est appliquée par les sols.

On a constaté à travers cette étude que la profondeur du tunnel a une grande influence sur la concentration des contraintes et l'augmentation des déformations autour de l'excavation, ce qui engendre des efforts internes importants dans les soutènements. Les caractéristiques mécaniques quant à elles, agissent significativement sur le comportement de l'ensemble.

Les simulations numériques effectuées nous ont permis ainsi de valider les soutènements proposés par les méthodes empiriques, mis à part dans la zone de faille où les matériaux béton armé et acier doivent avoir des performances plus adéquates.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études qui consiste en l'étude d'un tunnel (ouvrage souterrain), en mine de la pénétrante autoroutière qui relie la ville de Tizi-Ouzou à Bouira au niveau de Djbahia.

Le calcul d'un ouvrage souterrain est complexe et fait appel à plusieurs disciplines telles que la mécanique des sols, des roches, puis la résistance des matériaux... etc.

Le site de projet se situe dans un terrain rocheux de faible résistance, de classe 4 (d'après les recommandations de L'AFTES), avec une hauteur de couverture de 37 à 103 mètres au-dessus de l'ouvrage. Le tunnel est de longueur de 950 mètres, creusé à demi-section à l'aide de machines mécaniques.

L'application de la méthode convergence-confinement à notre section, a permis la détermination de la pression du soutènement provisoire à l'équilibre, qui vérifie sa stabilité. Les résultats de déformation sont acceptables. Avec un soutènement provisoire a été réalisé par la nouvelle méthode autrichienne, avec des boulons d'ancrages réparti, cintres métalliques lourds de type HEB180 espacés de mètre et de béton projeté 0.3 mètre d'épaisseur.

Ce modeste travail nous a permis de constater toute la complexité de la réalisation d'un tunnel et que l'ingénieur ne doit pas se baser seulement sur les calculs théoriques mais il doit aussi s'appuyer sur une analyse rationnelle en rapport avec la réalité, afin de trouver des solutions optimales aux problèmes rencontrés lors de la réalisation.

En ce qui concerne l'excavation dans tous les cas elle doit se faire en sections divisées compte tenu de la surface à excaver et de la qualité des matériaux.

Enfin, ce projet nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus et nous a incités à nous documenter d'avantage, de nous familiariser avec l'utilisation de l'outil informatique et de maîtriser le logiciel « FLAC^{2D} » qui est un logiciel très performant dans l'analyse et le calcul des tunnels et de leurs structures de soutènement. Néanmoins, notons que l'outil informatique ne reste qu'un outil de calcul numérique mais il ne remplacera jamais le bon sens de l'ingénieur.

Référence bibliographique

- [1] : Dr BENAMARA Fatima Zohra,2020. Polycopié de cours et exercices département de Génie Civil & Hydraulique. Université 08 MAI 1945 GUELMA.
- [2] : Mme F. BOUJEMIA, Cours Ouvrages Souterrains (M2. Travaux Publics). Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou.
- [3] : Medjnoun A. et al, Index swelling prediction of clayey soils, MATEC Web of conferences 394, 01002 (2024) ICCEE2023
- [4] : Acelor Mittal, Profilés et Aciers Marchands, Long Carbon Europe,FMGB. Guggenheim Bilbao Museoa. Bilbao. 2007
- [5] : Règles BAEL 91 révisées 99, DTU P, 18-702 Février 2000.
- [6] : FELLOUH Nacereddine, 2021, THÈSE de Doctorat. Etude de la stabilité du tunnel Draa El Mizane (Tizi Ouzou) par approche, UNIVERSITE « BADJI MOKHTAR – ANNABA ».
- [7] : Z. T. BIENIAWSKI. Engineering rock mass classifications. New York : WILEYINTERSCIENCE PUBLICATION.1989.
- [8] : AFTES. Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains, (2003).
- [9] : M.Panet – Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement, Presses de l'ENPC. 1995.
- [10] : BOUVARD -LECOANET A. Ouvrages souterrains - Conception, réalisation, entretien. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussée.Paris, 1992.
- [11] : RPOA. Document technique règlementaire, règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art. 2008.
- [12] : Fast Lagrangian Analysis, of Continua Online Manual Table of Contents, Flac version 7.0.

ANNEXE A

L'étude géologique et géotechnique :

- Les résultats des essais pressiométrique (ST-B01) :

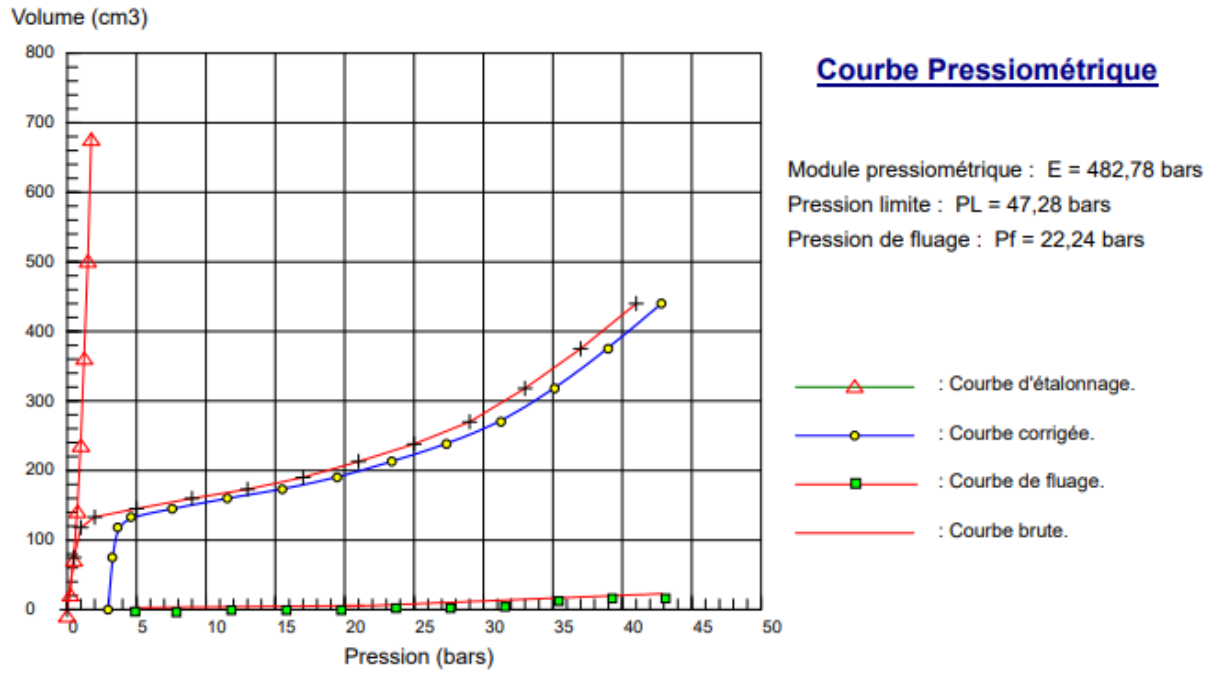


Figure A.1. Résultats de la courbe pressiométrique (profondeur 30.5).

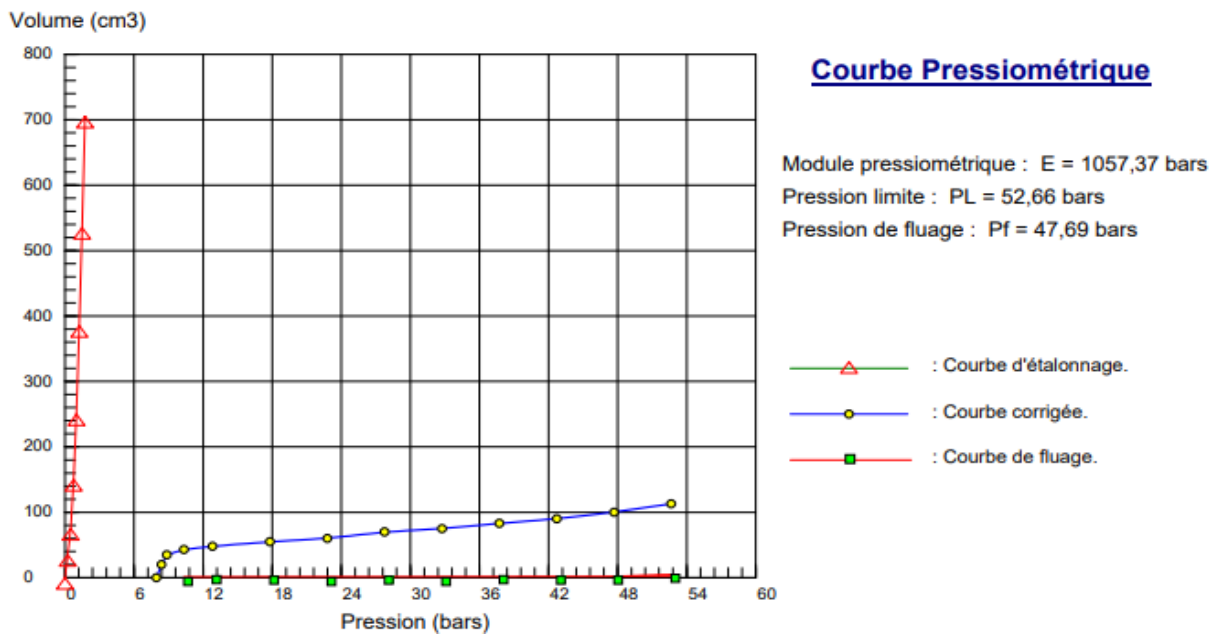


Figure A.2. Résultats de la courbe pressiométrique (profondeur 80.5).

ANNEXE A

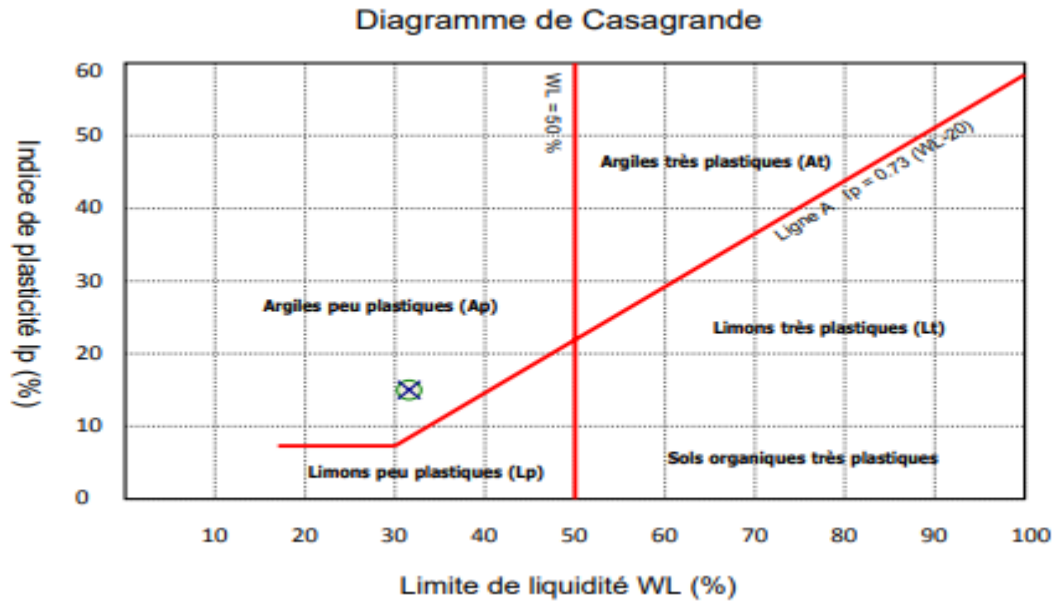


Figure 3. Diagramme de casagrande des limites d'Atterberg de ST-B5 profondeur (1.82-2.15m).

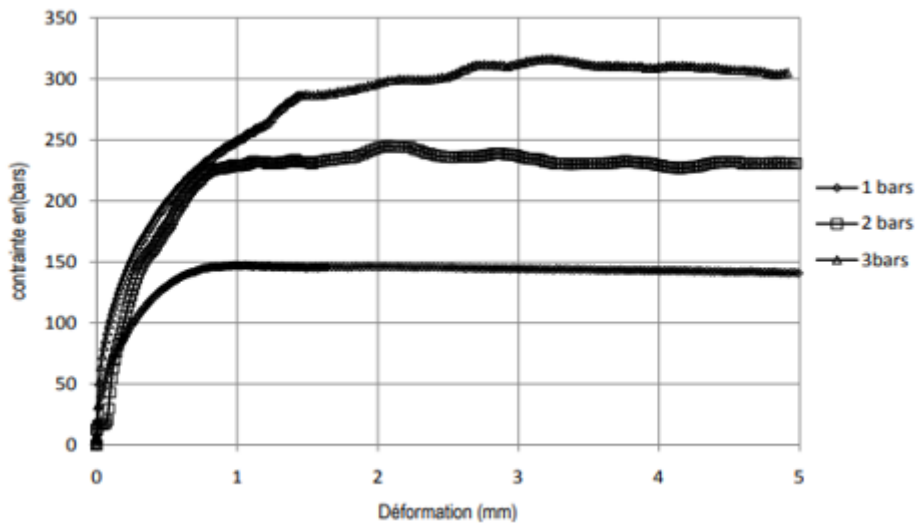


Figure 4. Courbe contrainte cisaillement/ déformation ST-B05, profondeur (1.82-2.15).

ANNEXE B

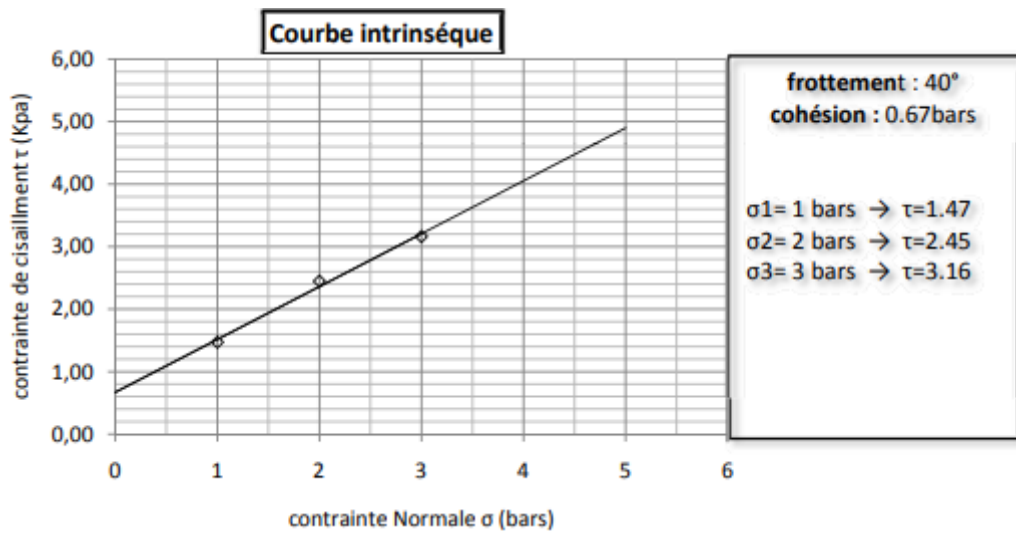


Figure 5. Courbe intrinsèque ST-B05, profondeur (1.82-2.15).

- Sondage ST-B05 :



Figure B.5: Caisse sondage ST-B05.

RQD :

Calcule le RQD avec la relation connue on obtient : **RQD= 17.46%**.

ANNEXE B

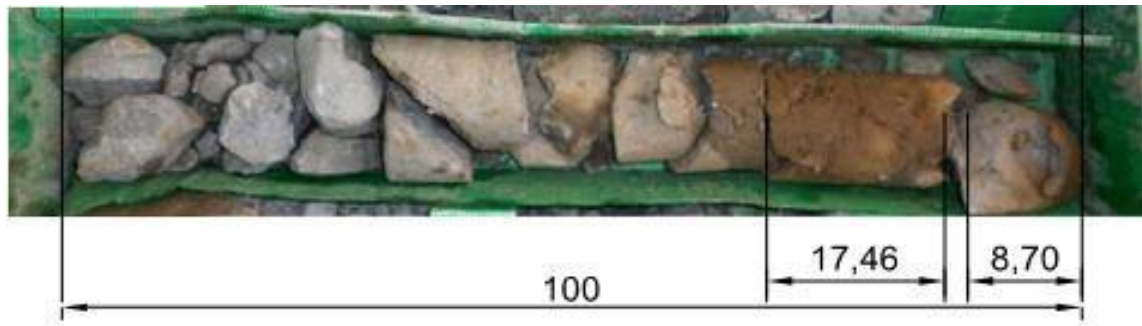


Figure B. 6 : calcul de RQD, Carotte de sondage ST-B5.

Détermination (RMR) :

- Sondage ST-B1



Figure B. 1 : Sondage ST-B01 prof (34.00 - 41.22m).

Dans ce sondage un seul essai de la résistance à la compression.

Avec Une résistance très faible.

ANNEXE B

RQD :

Tous les morceaux sont inférieurs à 10 cm (d'après la caisse) donc on a un RQD=0 (très médiocre)



Figure B.2 : calcul de RQD carotte de sondage ST-B01 prof 37.00 - 38.00.

ANNEXE C

Tableau C.1. Note D'ajustement Pour L'orientation Des Joints.

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

Tableau C.2. Classe De La Roche Classe de rocher suivant la classification de Z. BIENIAWSKI après application de la note d'ajustement.

Note globale RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Qualité de rocher	Très bonne qualité	Bonne qualité	Moyenne qualité	Mauvaise qualité	Très mauvaise qualité
Classe de la roche	1	2	1	4	5
Temps de tenu moyen	20ans pour 15 m de portée	1ans pour 10 m de portée	1semaine pour 5m de portée	10heurs pour 2.5m de portée	30min pour 1m de portée

ANNEXE C

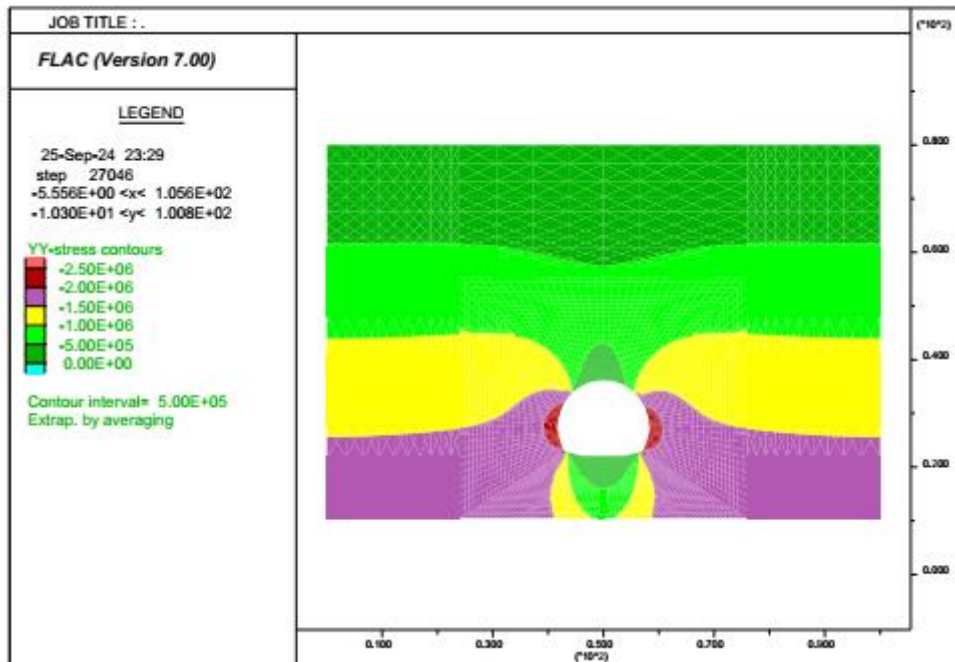
Tableau C.3. classe de la charge Hydraulique initiale.

CLASSES	Valeurs de la charge hydraulique initiale H (Comptée en mètres au-dessus du radier du tunnel)	Termes descriptifs de la charge hydraulique
H 0	Niveau situé en dessous du radier	Charge nulle
H 1	< 5	Charge faible
H 2	5 à 100	Charge moyenne
H 3	20 à 100	Charge forte
H 4	>100	Charge très forte

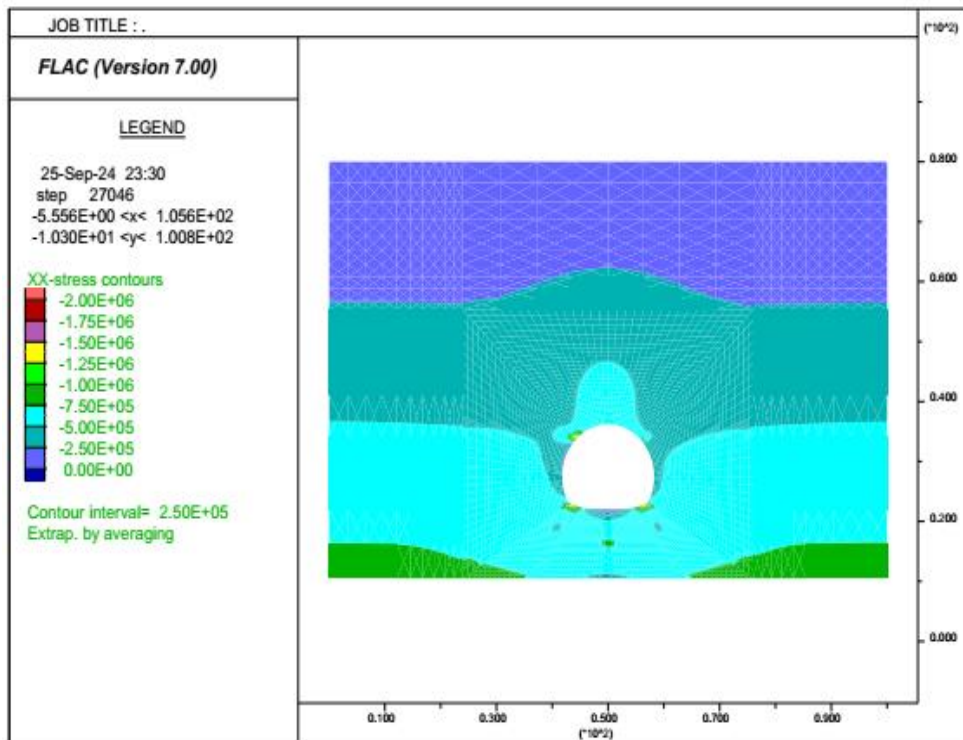
Tableau C.4. classification de résistance d'un terrain.

Catégorie	Désignation	Exemple	Rc (Mpa)
R1	Roche de résistance très élevé	Quartzites, 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 calcaire de très bonne tenue ou légèrement dolités, marbres, dolomies, conglomérats compacts	
R3a	Roche de résistance moyenne	Dolites, marbres, dolomies, conglomérats compacts, grès ordinaires, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss	120 à 600 60 à 40
R3b		Schistes argileux, grès et calcaires de résistance moyenne.	
R4	Roche de faible résistance	Marnes compactes, conglomérats peu consistants schistes ou calcaires tendres ou très fractures, gypses, grès très fractures ou marneux, poudingues, craie	40 à 20 20 à 6
R5a	Roche de très faible résistance et sols cohérents consolidés	Marnes sableuses ou argileuse, Sables marneux, gypses ou craies altérées	6 à 0.5 <0.5
R5b		Alluvions graveleuses, sables argileux normalement consolidés	
R6a	Sols plastique ou peu consolidés	Marnes altérées, argiles tranches, sables fins	/
R6b		Tourbes silts et vases peu consolidés, sables fins sans cohésion	

ANNEXE D

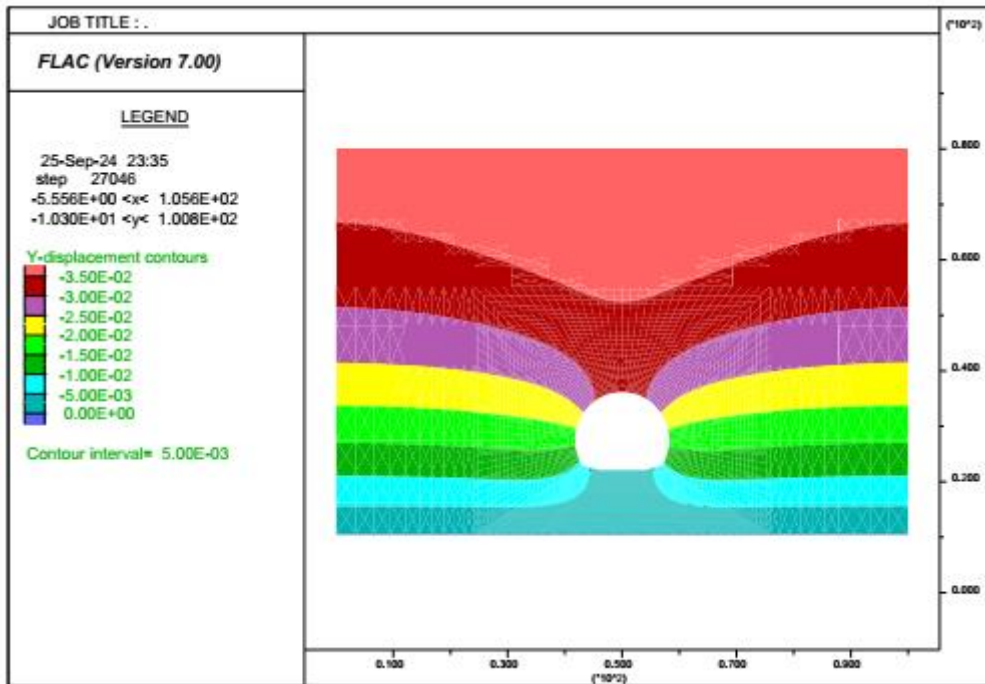


Contraintes verticale terrain 2

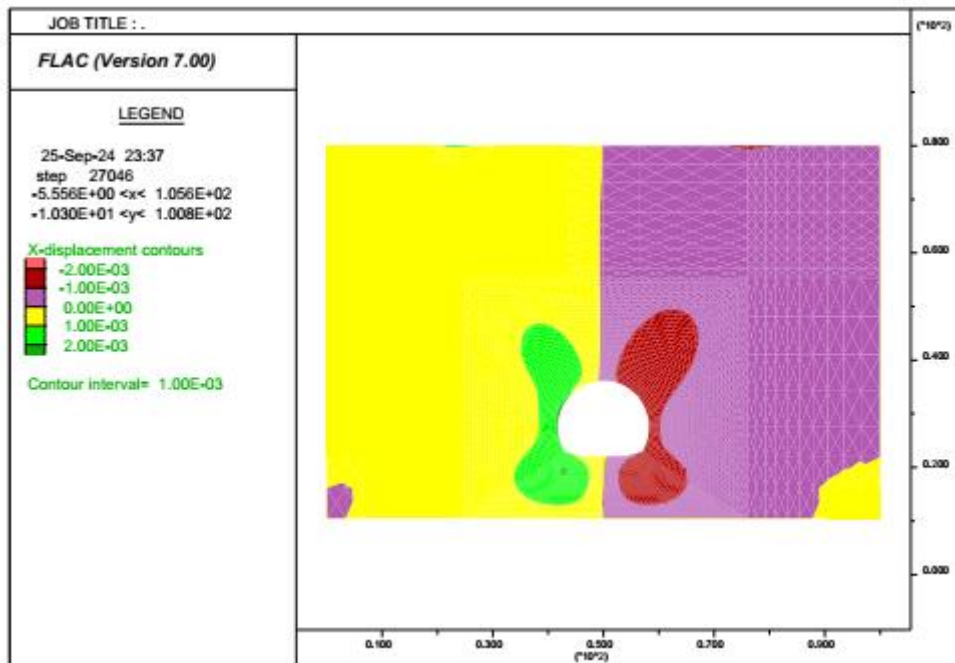


Contraintes horizontale terrain 2

ANNEXE D

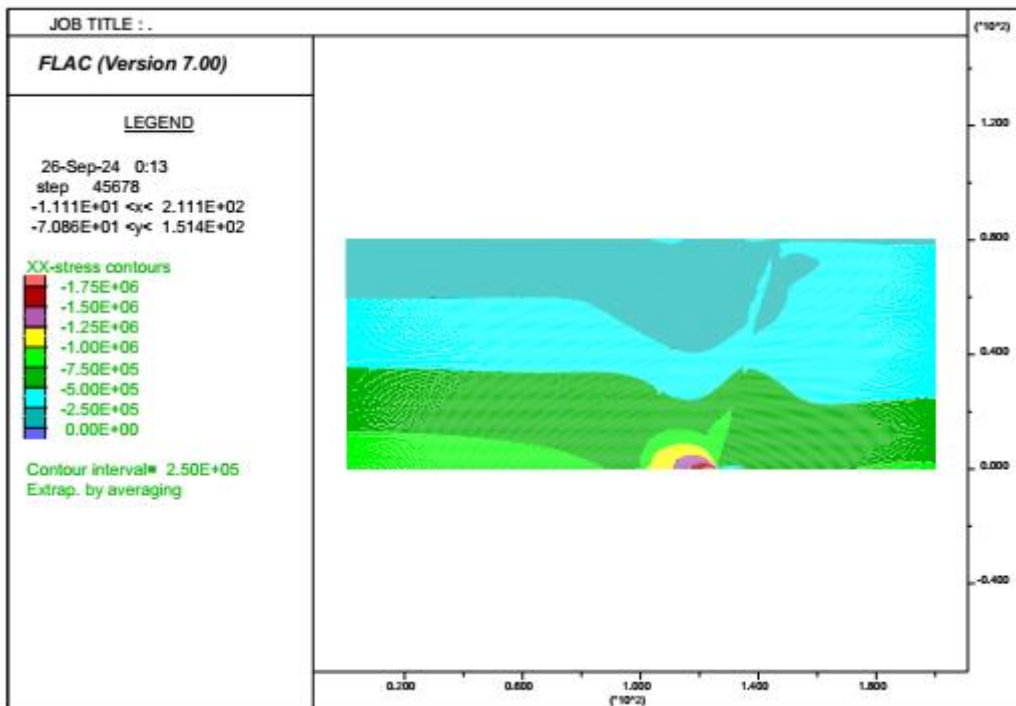


Déplacement verticaux terrain 2

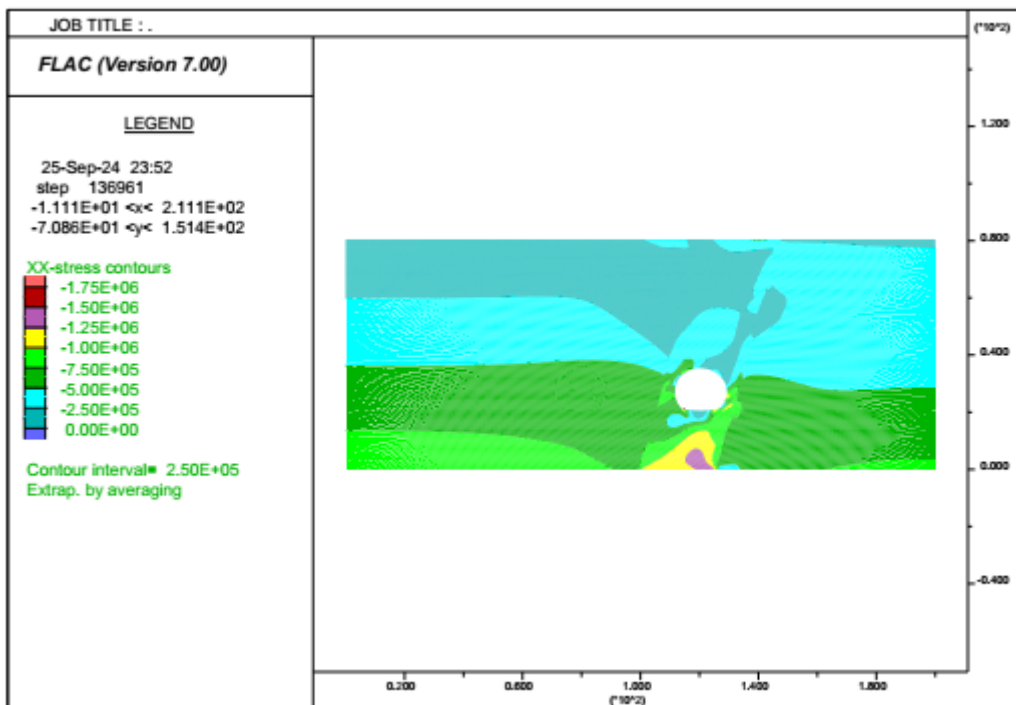


Déplacement horizontaux terrain 2

ANNEXE D

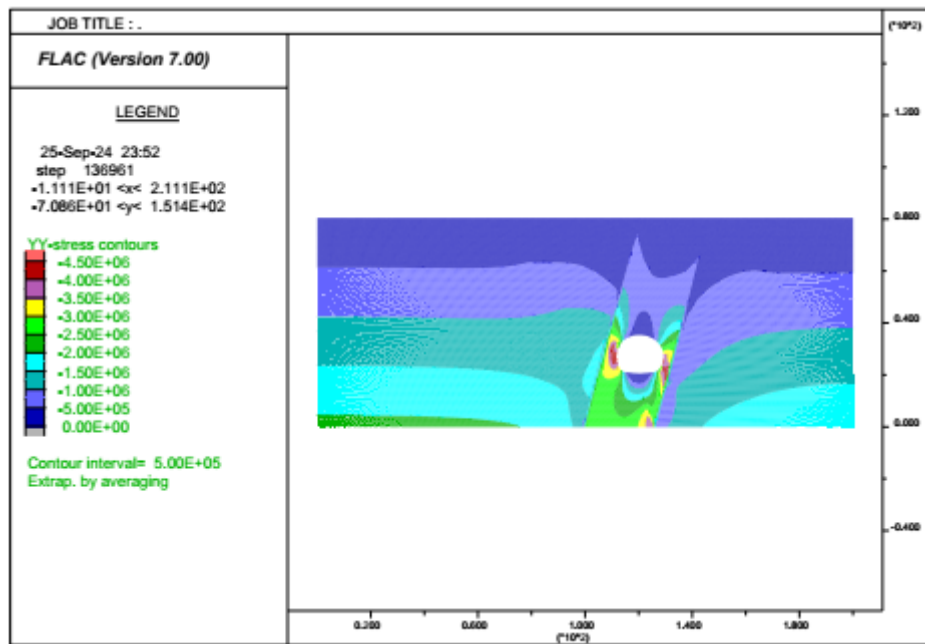


Contraintes horizontale terrain 3 (zone de faille) après initialisation des contraintes

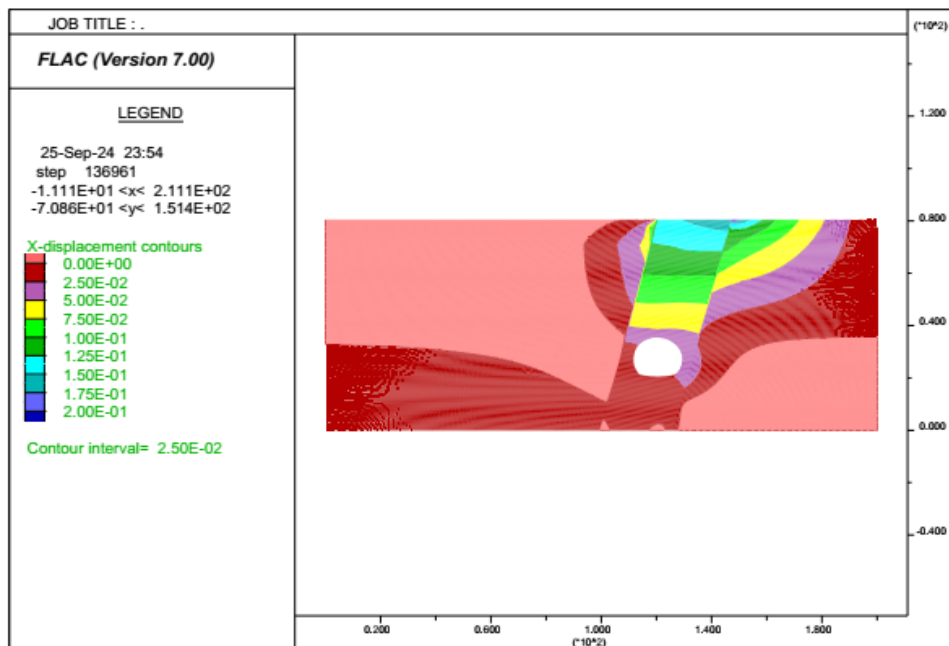


Contraintes horizontale terrain 3 (zone de faille)

ANNEXE D

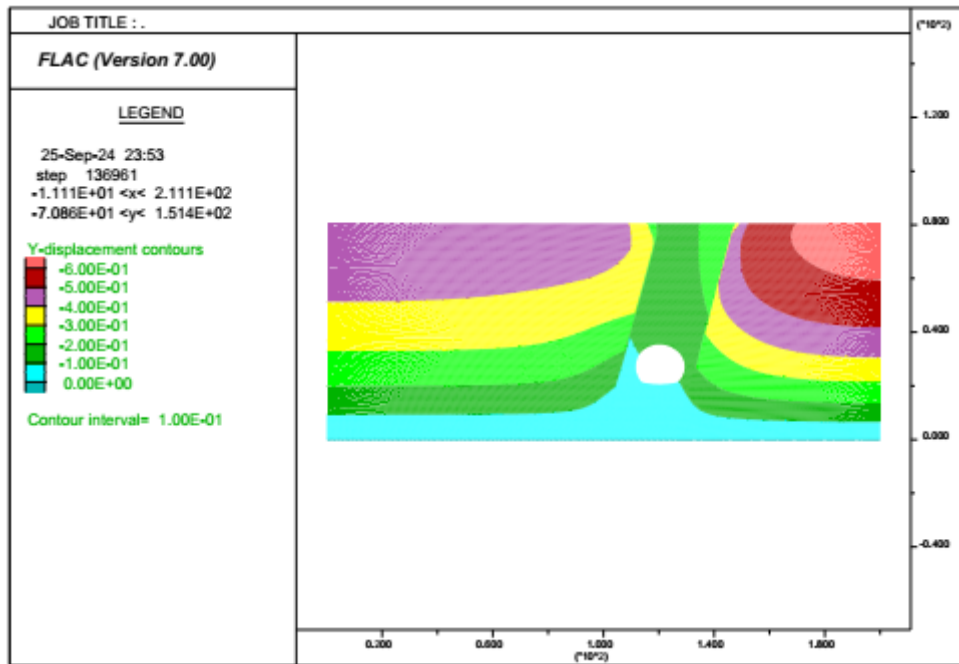


Contraintes verticale terrain 3



Déplacement verticaux terrain 3

ANNEXE D



Déplacement horizontaux terrain 3