

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Conception et étude du rameau de l'ouvrage
de ventilation PV1 (Métro d'Alger)

Présenté par :
Boutobza Khaled

Encadré par :
Mr. Rafik Hebib

Promotion 2022/2023

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

*Avant tout nous remercions le bon Dieu de nous avoir donné la santé,
le courage et la volonté et de nous avoir permis de terminer nos études et
accomplir ce modeste travail.*

*En second lieu, J'adresse ma reconnaissance à mon encadreur, monsieur. **Rafik
Hebib**, enseignant à **ENSTP** pour son aide précieuse, son encadrement de qualité et ses
directives qui m'ont été d'une grande utilité afin d'accomplir mon projet de fin d'études.*

*Je remercie mon Co-encadreur **M. Hocine Hanneche** pour son aide et sa
volonté de me fournir toutes les données et documents dont j'avais besoin pour
réaliser ce mémoire.*

*Je remercie les ingénieurs **M. Samir Belhadji** et **M. Tahraoui Elhadi** qui m'ont
accompagné pendant la période de stage de fin d'études. Ils m'ont aidé à compléter les
notes et ont répondu à mes questions dans le domaine du travail
et tous **les ingénieurs de Cosider M 28.***

*Mes remerciements sont adressés aussi aux membres du jury qui ont
accepté de juger mon travail.*

*Sans oublier ma famille, mes amis et tous ceux qui ont participé
de loin ou de près à la réalisation de ce modeste travail*

Dédicaces

Je dédie ce mémoire à mes très chers parents, que j'ai trouvé toujours à mes côtés durant un parcours de sacrifices dans mes études mais plein de réussite à qui je dois tout et je ne leur rendrai jamais assez, que Dieu les protège.

Je tiens à dédier ce travail à toute la famille Boutobza.

Je veux exprimer ma gratitude envers toute ma famille et à mes chers amis chacun en son nom, à ceux qui ont aidé à réaliser ce modeste travail et pour leurs encouragements, ainsi qu'à tous mes enseignants

Je tiens à dédier mon projet de fin d'études à mon cher père. Tu as été un soutien inconditionnel tout au long de mon parcours éducatif, m'encourageant à donner le meilleur de moi-même et me motivant à persévérer malgré les difficultés. Cette dédicace est une humble façon de te rendre hommage pour tout ce que tu as fait pour moi.

Alger, 2023

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Khalel', written in a cursive style on a light-colored rectangular background.

Résumé

Dans ce mémoire, un projet de rameau reliant la station de ventilation n° 1 et le tunnel principal du métro d'Alger, ligne 1 El Harrach centre - Bab Ezzouar - l'aéroport international algérien est évoqués. Le but de cet ouvrage est de diriger l'air de la station de ventilation vers le tunnel principal. Nous avons donc commencé notre mémoire par une recherche bibliographique qui parle de généralités sur les systèmes de ventilation dans les métros, et nous avons mentionné les types de ventilation. Après cela, nous avons mentionné l'emplacement du projet, ses caractéristiques géographiques, puis les caractéristiques géométriques du tunnel, et tout cela était dans le deuxième chapitre.

Nous passons au troisième chapitre, qui nous présente les caractéristiques géologiques et hydrogéologiques de la zone du site avec une description précise qui nous a permis de connaître les types de sol de notre section choisie et de trouver les paramètres géologiques de chaque couche. Il a été identifié comme une étude géotechnique.

Dans le quatrième chapitre, nous avons utilisé la classification AFTES pour connaître les soutènements appropriés pour le tunnel en tant que prédimensionnement puis nous avons vérifié par la méthode de convergence et la méthode de confinement pour estimer les déformations et de prendre les solutions appropriées telles que l'amélioration du terrain pour réduire les risques de glissements de terrain, tout cela a été traité dans le cinquième et le sixième chapitre, et tous les résultats atteints dans la méthode analytique sont vérifiés par la méthode numérique en utilisant le programme PHASE2 pour assurer la stabilité à court terme. Dans le septième chapitre, ce programme nous a permis d'extraire les efforts internes du terrain pour dimensionner le revêtement définitif du tunnel. Enfin, en dernier, une vérification de la stabilité face aux aléas sismiques a été effectué en utilisant le règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA 2008).

Mots clés :

Système de ventilation , Sondage , Unités géologique, AFTES , Soutènement , Convergence , Confinement , Revêtement , Déformation, Déplacement, Stabilité du front , Renforcement , PHASE 2 , Vérification numérique .

Abstract

In this thesis, a branch project connecting the ventilation station n° 1 and the main tunnel of the Algiers metro, line 1 El Harrach center - Bab Ezzouar - the Algerian international airport is mentioned. The purpose of this structure is to direct the air from the ventilation station to the main tunnel. So we started our dissertation with a bibliographic research that talks about generalities about ventilation systems in metros, and we mentioned the types of ventilation. After that, we mentioned the location of the project, its geographical characteristics, then the geometric characteristics of the tunnel, and all this was in the second chapter.

We move on to the third chapter, which presents us with the geological and hydrogeological characteristics of the site area with a precise description that allowed us to know the types of soil of our chosen section and find the geological parameters of each layer. It has been identified as a geotechnical study.

In the fourth chapter, we used the AFTES classification to know the appropriate supports for the tunnel as a predimensioning then we checked by the convergence method and the confinement method to estimate the deformations and to take the appropriate solutions such as improvement of the ground to reduce the risk of landslides, all this has been treated in the fifth and sixth chapter, and all the results achieved in the analytical method are verified by the numerical method using the PHASE2 program to ensure stability short term. In the seventh chapter, this program allowed us to extract the internal forces from the ground to size the final lining of the tunnel. Finally, a verification of the stability against seismic hazards was carried out using the parasismic regulations for engineering structures (RPOA 2008).

Keywords:

Ventilation system, Survey, Geological units, AFTES, Support, Convergence, Confinement, Coating, Deformation, Displacement, Front stability, Reinforcement, PHASE 2, Numerical verification.

ملخص

في هذه المذكرة، تمت مناقشة مشروع نفق فرعي يربط بين محطة التهوية رقم 1 والنفق الرئيسي لمترو الجزائر العاصمة، خط 1 الحراش وسط - باب الزوار - المطار الدولي الجزائري. الغاية من هذا المنشأ هو توجيه الهواء من محطة التهوية إلى النفق الرئيسي. لذا بدأنا مذكرتنا ببحث ببيوغرافي يتحدث عن عموميات حول أنظمة التهوية في محطات المترو، وقمنا بذكر أنماط التهوية. بعد ذلك ذكرنا موقع المشروع، وخصائصه الجغرافية ثم الخصائص الهندسية للنفق، وكل هذا كان في الفصل الثاني. ننتقل إلى الفصل الثالث، والذي يقدم لنا الخصائص الجيولوجية والهيدروجيولوجية لمنطقة الموقع مع وصف دقيق سمح لنا بمعرفة أنماط التربة للقسم الذي اخترناه وإيجاد المعلمات الجيولوجية لكل طبقة. تم تحديدها كدراسة جيوتقنية..

في الفصل الرابع، استعملنا تصنيف "أفتيس" لمعرفة الدعامات المناسبة للنفق كتصميم أولي، ثم نتحقق من التحليل بواسطة طريقة التقارب وطريقة الحبس لتقدير التشوهات والانتشار ومعرفة ما إذا كانت هناك مشاكل تعاني منها الأرض، مثل الانزلاقات، لاتخاذ الحلول المناسبة مثل تحسين الأرض لتقليل مخاطر الانهيارات الأرضية، كل هذا تم تناوله في الفصلين الخامس والسادس، ويتم إعادة فحص جميع النتائج التي تم التوصل إليها في الطريقة التحليلية بالطريقة العددية باستخدام برنامج فيز 2 لضمان الاستقرار على المدى القصير وفي الفصل السابع، أتاح لنا هذا البرنامج استخراج القوى الداخلية للأرض لتصميم البطانة النهائية للنفق ثم الفحص من مقاومته ضد الزلازل.

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale1

Chapitre 1 : Généralités sur Les Ventilations dans les Métros

1.1- Introduction	3
1.2- Conception d'un Système de Ventilation de Tunnel	3
1.3- Les systèmes de ventilation de gares.....	4
1.3.1- Système de ventilation en mode confort	4
1.3.2- Système de ventilation en mode urgence.....	4
1.4- Description des systèmes de ventilation	4
1.5- L'élévation de la température de l'air	6
1.6- Essais de feu en direct	7
1.7- Vitesse du flux d'air, pression et mesures météorologiques	7
1.8- Figures descriptives	8
1.9- Conclusion	8

Chapitre 2 : Présentation de Projet

2.1- Introduction.....	10
2.2- Projet de métro d'Alger	10
2.2.1- Historique du Métro	10
2.2.2- Les acteurs du projet.....	11
2.3- Situation actuelle du METRO D'ALGER	12
2.4- Présentation du tunnel : (le rameau de l'ouvrage PV1)	13
2.4.1- Fiche technique.....	13
2.4.2- Objectif de tunnel	13
2.4.3- Caractéristiques du tunnel	13
2.5- Conclusion	14

Chapitre 3 : Etude Géotechnique

3.1- Introduction	16
3.2- Etude Géologique ..	16
3.2.1- Géologie de la région de projet	16
Description de la carte géologique	17
3.2.2- Géologie du projet	19
Description du Géologue	19
3.3- Etude Hydrogéologique	20
3.3.1- Hydrogéologie de la zone de projet :.....	20
3.3.2- Carte de réseau hydrographique :.....	20
3.3.3- Nappes phréatique de la région d'étude:.....	21
3.3.4- Hydrogéologie du projet :.....	22
3.4- Etude Sismique	22
3.4.1- Aperçu tectonique	22
3.4.2- Aperçu sismique.....	23
3.5- Etude Géotechniques	24
3.5.1- Reconnaissances géotechniques	24
3.5.2- Sondage carotté : SC04A (ESSAIS DE LABORATOIRE ET ESSAI SPT)..	26
3.5.3- Sondage pressiometrique (SP03):Essai BMT	32
3.5.4- Calculer les paramètres géotechniques	32
3.5.5- Tableaux récapitulatifs	38
3.5.6- Profile lithologique	39
3.6- Conclusion	39

Chapitre 4 : Prédimensionnement Empirique

4.1-Introduction.....	41
4.2-Classification AFTES.....	41
4.3-Soutènement d'après les recommandations de l'AFTES (A.F.T.E.S, 1974)	41
4.4- Type de Soutènement proposé pour le sable selon AFTES	42
4.5- Les résultats obtenus : (types de soutènement valables).....	43
4.6- Les types de soutènement choisis	44
4.7- Méthode et mode d'excavation	44
4.7.1- Méthode d'excavation	44

4.7.2- Mode d'excavation	44
4.8- Conclusion	44

Chapitre 5 : Calcul Analytique par la méthode Convergence-

Confinement

5.1- Introduction	46
5.2- Définition de la convergence	46
5.3- Définition du confinement	46
5.4- Principe de la méthode convergence – confinement	47
5.5- Étapes de calcul	47
5.5.1- Courbe caractéristique du terrain	48
5.5.2- Étude de l'influence de la proximité du front pour connaître la position relative des deux courbes	51
5.5.3- Tracé de la courbe caractéristique du soutènement et du revêtement	52
5.5.4- Courbe convergence confinement : Equilibre finale	54
5.6-Interprétation des résultats	54
5.7-Conclusion	55

Chapitre 6 : Excavation du terrain

6.1- Introduction	57
6.2- Stabilité du front de taille	57
6.2.1-Vérification de la stabilité du front	57
6.2.2- Calcul du nombre de boulons	58
6.2.3- Les caractéristiques du terrain améliorées	60
6.3- Vérification de la stabilité de LA VOÛTE PARAPLUIE	62
6.4- Détermination de la convergence au point d'équilibre après le renforcement par la VOÛTE PARAPLUIE	63
6.4.1- Courbe caractéristique du terrain	63
6.4.2- Détermination du taux de déconfinement λs	64
6.4.3- Tracé de la courbe caractéristique du soutènement et du revêtement	65
6.4.4- Courbe convergence confinement : Equilibre finale	66
6.5- Géométrie et Méthode d'Excavation	66

6.6- Monitoring(Tassement en surface).....	68
6.7- Conclusion	69

Chapitre 7 : Vérification Numérique par logiciel (PHASE 2)

7.1- Introduction	71
7.2- Présentation de logiciel PHASE 2	71
7.3- Etapes de modélisation.....	72
7.3.1- Définition de la géométrie.....	72
7.3.2- Modélisation du terrain	73
7.3.3- Modélisation du soutènement	73
7.3.4- Les caractéristiques du terrain améliorées	74
7.3.5- Les résultats obtenus	76
7.3.6- Interprétation des résultats	78
7.4- Comparaison entre les résultats obtenu par méthode C.C et les résultats obtenu par la méthode numérique	79
7.5- Conclusion	79

Chapitre 8 : Modélisation Structurale par logiciel ROPOT EXPERT

8.1- Introduction	81
8.2- Présentation de logiciel ROPOT EXPERT	81
8.3- Dimensionnement du revêtement définitif	82
8.3.1- Données de calcul	82
8.3.2- Ferrailage longitudinal	83
8.3.3- Ferrailage transversal	83
8.3.4- Ferrailage secondaire	85
8.5- Conclusion	85

Chapitre 9 : Effet Dynamique

9.1- Introduction	87
9.2- Classification des sites (RPOA)	87
9.3- Sollicitations induites sur le tunnel	88
9.3.1- Prise en compte de l'interaction terrain structure	88
9.3.2- Calcul des efforts internes	88
9.3.3- Application au projet :	90

9.4- Calcule des armatures d aciers	90
9.5- Conclusion	91
Conclusion Générale.....	92
Références bibliographiques.....	93
Annexes	

Liste des tableaux

Tableau 2.1 : Caractéristiques géométriques du tunnel.

Tableau 3.1 : Les couches géologiques.

Tableau 3.2 : Les ensembles géographiques.

Tableau 3.3 : les différentes nappes phréatiques de la région D'ALGER.

Tableau 3.4 : Résultats des essais (SPT).

Tableau 3.5 : Interprétation des résultats des essais analyse granulométrique et Limites d'Atterberg.

Tableau 3.6 : Les valeurs de teneur en eau pour chaque couche.

Tableau 3.7 : Les valeurs de poids volumique.

Tableau 3.8 : Résultats d'essai (VBS).

Tableau 3.9 : la résistance au Compression simple.

Tableau 3.10 : Résultats des essais de cisaillement à la boîte.

Tableau 3.11 : Résultats essai (BMT).

Tableau 3.12 : Estimation d'angle de frottement (φ).

Tableau 3.13 : Estimation de Coefficient de Poison (V).

Tableau 3.14 : Estimation de Poids volumique et la contrainte verticale effective.

Tableau 3.15 : Estimation de Module de déformabilités (E).

Tableau 3.16 : Estimation de Cohésion (C).

Tableau 3.17 : Tableaux récapitulatifs.

Tableau 3.18 : Tableaux récapitulatifs d'Entreprise.

Tableau 4.1 : Caractéristiques du terrain.

Tableau 4.2 : Tableau récapitulatif du choix de soutènement selon les recommandations de l'AFTES.

Tableau 5.1 : Caractéristiques géomécaniques relatives aux terrains.

Tableau 5.2 : Caractéristiques des parois du tunnel.

Tableau 5.3 : Les coordonnées des points de la courbe de convergence.

Tableau 5.4 : Le déplacement radial lors de la présence du soutènement.

Tableau 5.5 : les caractéristiques de chaque soutènement.

Tableau 6.1 : Évaluation du facteur de sécurité.

Tableau 6.2 : Évaluation les paramètres géologiques du sol.

Tableau 6.3 : Évaluation des paramètres géométriques.

Tableau 6.4 : Évaluation les charges.

Tableau 6.5 : Effort à l'équilibre.

Tableau 6.6 : Caractéristiques sol-soutènement.

Tableau 6.7 : Caractéristiques améliorées du terrain.

Tableau 6.8 : Propriétés géomécaniques de la voûte parapluie.

Tableau 6.9 : Module de déformation équivalent du massif renforcé par voûte parapluie.

Tableau 6.10 : caractéristiques géotechniques et géo mécaniques du terrain.

Tableau 6.11 : Courbe caractéristique du terrain.

Tableau 6.12 : Taux de déconfinement lors de l'installation du soutènement.

Tableau 6.13 : Courbe caractéristique du soutènement et du revêtement.

Tableau 6.14 : Propriétés géomécaniques de la voûte parapluie

Tableau 6.15 : Les paramètres de calcul des tassements.

Tableau 7.1 : les épaisseurs et les caractéristiques des couches de sols.

Tableau 7.2 : Les caractéristiques mécaniques relatives aux types de soutènement applicable.

Tableau 7.3 : Les valeurs de tassement pour chaque phase.

Tableau 7.4 : Les valeurs de déplacement pour chaque phase.

Tableau 7.5 : Comparaison les déplacements et les tassements.

Tableau 8.1 : Efforts internes du revêtement.

Tableau 8.2 : Ferrailage longitudinal.

Tableau 8.3 : Vérification de la condition de résistance au cisaillement.

Tableau 8.4 : Calcul du ferrailage transversal.

Tableau 8.5 : Calcul du ferrailage secondaire.

Tableau 9.1 : Tableau des sites sismiques.

Tableau 9.2 : Valeurs des périodes caractéristiques associées.

Tableau 9.3 : les caractéristiques de la section transversale équivalente du tunnel.

Tableau 9.4 : Résultats de calculs des longueurs d'onde.

Tableau 9.5 : Résultats des efforts internes dus à l'excitation sismique en tenant compte de

l'interaction sol structure.

Liste des figures

Figure1.1 : L'élévation de la température de l'air.

Figure1.2 : Mesures de débit d'air.

Figure1.3 : Schéma d'une station métro restaurée par système de ventilation.

Figure1.4 : Problème de circulation d'air.

Figure1.5 : Ventilation longitudinale/ Ventilation transversale.

Figure1.6 : Appareil mécanique de ventilation.

Figure2.1 : Le tracé des extensions de métro d'ALGER.

Figure2.2 : Le tracé de l'extension du métro d'Alger (lot 1) Section : El Harrach Centre – Bab
Ezzouar – Aéroport International d'Alger.

Figure2.3 : Le tunnel en cours de réalisation.

Figure2.4 : La géométrie de tunnel.

Figure3.1 : La carte géologique d'ALGER.

Figure3.2 : Situation de projet dans la carte géologique.

Figure3.3 : Carte de réseau hydrographique de la wilaya d'ALGER.

Figure3.4 : Carte des bassins versants.

Figure3.5 : Mouvements tectoniques de convergence de la plaque africaine et eurasienne.

Figure3.6 : La carte de zonage sismique du territoire national – RPA99/APRES ADDENDA.

Figure3.7 : Coefficient d'accélération selon la classe ouvrages et la zone de sismicité.

Figure3.8 : L'implantation des sondages carottés.

Figure3.9 : Échantillon du sondage PC04A.

Figure3.10 : Les valeurs des angles de frottement en fonction de nombre des coups.

Figure3.11 : Abaque de plasticité de Casagrande.

Figure3.12 : Profil lithologique.

Figure 5.1 : Déséquilibre des contraintes appliquées sur le terrain.

Figure 5.2 : La méthode convergence confinement.

Figure 5.3 : Courbe convergence (comportement élasto-plastique).

Figure 5.4 : Les valeurs de la contrainte radiale en fonction du déplacement.

Figure 5.5 : La courbe caractéristique de la convergence.

Figure 5.6 : Abaque de Panet et Guenot.

Figure 5.7 : Courbe du soutènement.

Figure 5.8 : Tableau des résultats calculés par Excel.

Figure 5.9 : Courbe caractéristique du soutènement.

Figure 5.10 : Courbe caractéristique convergence confinement.

Figure 6.1 : Schéma de la méthode MURAYAMA.

Figure 6.2 : Coin de glissement du front de taille.

Figure 6.3 : Présoutènement par voûte parapluie.

Figure 6.4 : Abaque de Panet et Guenot.

Figure 6.5 : Tableau des résultats calculés par Excel.

Figure 6.6 : Courbe convergence confinement.

Figure 6.7 : Schéma transversal type – Cintre C1

Figure 6.8 : Profil longitudinal du rameau de connexion

Figure 6.9 : Schéma représentatif du tassement.

Figure 7.1 : Schéma PHASE2.

Figure 7.2 : Section transversale.

Figure 7.3 : L'effet des contraintes radiales après l'excavation.

Figure 7.4 : Activation du Soutènement.

Figure 7.5 : Renforcement le terrain par le présoutènement.

Figure 7.6 : L'effet des contraintes radiales après l'excavation cas terrain renforcé.

Figure 7.7 : Installation du soutènement du rameau de connexion.

Figure 7.8 : Résultats de calcul cas non renforcé non soutenu.

Figure 7.9 : Résultats de calcul cas non renforcé soutenu.

Figure 7.10 : Résultats de calcul cas renforcé non soutenu

Figure 7.11 : Résultats de calcul cas renforcé soutenu.

Figure 8.1 : Schéma Robot Expert.

Figure 8.2 : Ferrailage avec M+ du Voûte.

Figure 8.3 : Ferrailage avec M- du Voûte.

Figure 8.4 : Ferrailage avec M- du Piédroit.

Figure 8.5 : Ferrailage avec M+ du Radier.

Figure 8.6 : Ferrailage avec M- du Radier.

Figure 9.1 : Profil caractéristique de la vitesse d'onde de cisaillement en profondeur pour le site d'implantation du Puits de Ventilation 1.

Figure 9.2 : Interaction terrain structure.

Figure 9.3 : Interface du logiciel.

Introduction générale

Un tunnel est un ouvrage d'art, son coût de réalisation reste toujours cher. Sa justification financière est à réaliser avec soins. En cas d'ouvrage à péage pour évaluer sa rentabilité, mais aussi sur réseau national, l'évaluation du trafic est une donnée fondamentale. Comme le trafic détermine la section du tunnel, sa projection dans l'avenir est tout aussi nécessaire.

Aller en souterrain s'avère la solution optimale d'un point de vue purement urbanistique pour offrir de l'espace et contribuer à la croissance urbaine, mais la suburbaine donne souvent des migraines aux ingénieurs, car la mission est dangereuse et périlleuse. Les dangers qui en découlent sont bien connus : éboulement, enfouissement, inondation des chantiers, etc.

L'ingénieur est donc confronté à deux problèmes majeurs :

- Préserver la stabilité de l'ouvrage contre d'éventuels accidents pour assurer le succès des travaux ;
- Contrôler les déformations du massif encaissant.

Présenter les divers accros (techniques, économiques et juridiques) liés aux constructions souterraines est donc nécessaire pour mieux comprendre l'impact du souterrain sur la ville et prévoir le type de tunnel à implanter.

La reconnaissance du sol est une phase fondamentale dans la réussite d'un projet.



Chapitre 1

**Généralités sur les ventilations
dans les métros**

1.1- Introduction :

Les réseaux de transport guidés urbains de type métro ont en général des linéaires importants en souterrain. Dans ces sections souterraines, en l'absence de mesures spécifiques, l'air pourrait être confiné, conduisant à des conditions ambiantes dégradées en exploitation normale et à des difficultés accrues d'évacuation et d'intervention en cas d'incendie. Les tunnels de métro et de tramway construits depuis une cinquantaine d'années sont donc équipés d'un système de ventilation en désenfumage mécanique. En situation normale d'exploitation, ce système a pour objectif de maintenir la qualité de l'air au niveau requis et d'apporter un confort thermique aux voyageurs en station et en tunnel. En cas de départ de feu ou d'incendie, son rôle est d'extraire autant que faire se peut les fumées et de limiter leur propagation afin, tout d'abord, de protéger les voyageurs pour qu'ils puissent évacuer le tunnel, puis, dans un second temps, de faciliter l'intervention des services de secours et la lutte contre l'incendie.

Le système de ventilation en désenfumage est en effet un point clé de la sécurisation des personnes en cas d'incendie dans un tunnel de transports guidés urbains. De plus, ce système est nécessaire pour maintenir de bonnes conditions thermiques en exploitation courante. Sa conception, mais aussi l'élaboration des scénarios d'activation sont essentiels.

1.2- Conception d'un Système de Ventilation de Tunnel :

La conception globale du système de tunnel prend en compte des facteurs tels que la profondeur de la gare, la disposition, le niveau de la voie, l'alignement vertical et la vitesse des trains. Les auteurs expliquent également comment certaines étapes de conception peuvent être prises pour influencer les conditions du tunnel et de l'usine, telles que des systèmes de refroidissement durables, des systèmes d'extraction de flux d'air efficaces et des ventilateurs de ventilation de tunnel. En général, la capacité du système de ventilation du tunnel est déterminée par les exigences de la situation d'urgence en cas d'incendie. Grâce à une conception soignée du système de ventilation et d'autres paramètres à l'échelle du système, le besoin de ventilation mécanique peut être réduit pour contrôler les températures et fournir une source d'air extérieur aux clients. Une approche durable de la conception des systèmes de ventilation du métro peut réduire les impacts environnementaux et les coûts d'investissement et d'exploitation [1].

Le tunnel Ventilation System (TVS) est une caractéristique importante du système Metrorail. Le système se compose d'un réseau d'arbres de ventilateur (composé de plusieurs ventilateurs), d'arbres de ventilation et de ventilateurs à jet.

Les systèmes de métro se composent de stations souterraines ainsi que de tunnels qui relient ces stations. Semblable aux tunnels ferroviaires, le système de ventilation dans les tubes est principalement utilisé pour transporter les gaz de fumée hors du tunnel en cas d'incendie.

Dans des conditions normales d'exploitation, l'effet piston des trains en mouvement dans le tunnel est utilisé pour fournir de l'air frais au système du tunnel.

La simulation des ondes de pression et des mouvements d'air dans les gares souterraines est essentielle pour garantir le confort des voyageurs et prévoir la propagation des fumées dans les gares. Afin d'augmenter l'apport d'air frais, des systèmes de ventilation mécanique peuvent être

utilisés pour les tubes du tunnel et les stations.

Outre le désenfumage et l'apport d'air frais, les systèmes de ventilation permettent de pressuriser les cages d'escaliers ou d'ascenseurs et de climatiser les locaux techniques ou les espaces publics [2].

1.3- Les systèmes de ventilation de gares :

(Ferroviaires et métropolitaines) s'appliquent aux espaces publics (vestibules, quais, etc.), aux salles de contrôle et d'opération (zone des employés de l'opérateur) et aux salles techniques [3].

1.3.1- Système de ventilation en mode confort :

- Permet une circulation continue de l'air en mode confort.
- Maintiens des conditions de salubrité appropriées telles que la température ou l'humidité.
- Dilue les charges thermiques.
- Extraction de gaz polluants
- Améliore le rendement énergétique.
- Dispose d'un système de contrôle automatique pour actionner les manœuvres de ventilation de confort.

1.3.2- Système de ventilation en mode urgence (en cas d'incendie) :

- Offre de la sécurité.
- Installation d'équipements résistants aux hautes températures (F400, F300).
- Évacuation de fumées et de chaleur en cas d'incendie.
- Permet de maintenir dégagées et sûres les voies d'évacuation et issues de secours.
- Système de contrôle sûr et automatisé pour déclencher les manœuvres d'urgence.

1.4- Description des systèmes de ventilation :

Les systèmes de ventilation sont divisés en trois groupes principaux [3]:

- Ventilation naturelle.
- Ventilation mécanique sans aspiration en cas de sinistre.
- Ventilation mécanique avec aspiration en cas de sinistre.

1Ventilation naturelle (ce système ne comporte pas de composant mécanique de ventilation)

Exploitation normale : dans le cas de la ventilation naturelle, un courant d'air parcourt le tube du tunnel en raison :

-de la pression exercée par le trafic.

-de la pression résultant des différences de température.

-des différences de pressions météorologiques entre les portails (vent et pression barométrique). L'échange d'air se fait exclusivement par les portails du tunnel.

Exploitation en cas de sinistre : Lorsqu'un sinistre survient à l'intérieur d'un tunnel, les gaz dégagés s'échappent par l'un des portails ou par les deux. Dans un tunnel en pente, les fumées s'échappent généralement par le portail situé le plus haut.

2Ventilation mécanique sans aspiration en cas de sinistre (les systèmes de ventilation sans aspiration en cas de sinistre concernent les tunnels ou les tronçons de tunnels, ventilés longitudinalement exclusivement dans l'espace de circulation)

Ventilation longitudinale par ventilateurs de jet (l'air est poussé longitudinalement à travers le tunnel à l'aide de ventilateurs de jet. Ces ventilateurs sont généralement placés au-dessus de

l'Exploitation normale: Dans les tunnels à circulation unidirectionnelle, l'écoulement de l'air est généralement identique au sens de déplacement des véhicules espace de circulation.

En cas de sinistre : Les fumées se propagent dans l'axe du tunnel. La direction et la vitesse de propagation des fumées dans l'espace de circulation sont renforcées par les ventilateurs de jet.

3Ventilation mécanique avec aspiration en cas de sinistre (En cas de sinistre, l'aspiration concentrée est généralement effectuée à l'aide de ventilateurs centraux à travers une gaine d'aspiration. Celle-ci est généralement aménagée au-dessus d'une dalle intermédiaire dans laquelle sont disposés des clapets de ventilation télécommandés).

3.1Ventilation avec aspiration, sans apport d'air frais :

Exploitation normale: Lorsque le dispositif d'aspiration de l'air vicié n'est pas en fonction, le système de ventilation correspond à une ventilation longitudinale.

Exploitation en cas de sinistre : En cas de sinistre, les fumées et les gaz sont aspirés à l'endroit du sinistre à travers des clapets de ventilation télécommandés. Au besoin, l'écoulement d'air longitudinal dans l'espace de circulation est renforcé par une exploitation contrôlée des ventilateurs de jet. Dans la mesure du possible, ces derniers sont disposés à proximité des portails.

3.2Ventilation avec aspiration et apport d'air frais (Lorsqu'un apport d'air frais est nécessaire, celui-ci doit être injecté longitudinalement, au niveau de la chaussée, sur toute la longueur du tunnel. Cela nécessite une gaine d'air frais séparée. Les systèmes de ce genre sont

toujours dotés d'une gaine d'aspiration d'air vicié munie de clapets de ventilation télécommandés).

Exploitation normale : Les différents modes de ventilation possibles sont :

- ventilation longitudinale naturelle (sans soutien mécanique).
- ventilation longitudinale naturelle renforcée par des ventilateurs de jet.
- Aspiration au milieu du tunnel ou ventilation semi-transversale.
- ventilation transversale.

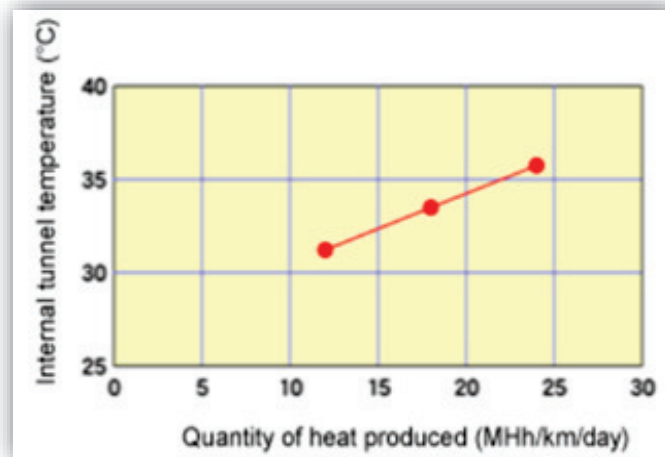
Exploitation en cas de sinistre : En cas de sinistre, les fumées et les gaz sont aspirés à travers des clapets de ventilation télécommandés. L'apport d'air frais est stoppé dans le secteur où se produit le sinistre, ou réduit à un débit compatible avec la capacité d'extraction. Au besoin, l'écoulement d'air longitudinal, dans l'espace de circulation, est régulé par des ventilateurs de jet.

4Systèmes de ventilation combinés (Dans les configurations complexes, on peut combiner entre eux plusieurs des systèmes de base décrits plus haut. Les systèmes de ventilation et l'exploitation des différents secteurs de tunnels doivent être coordonnés entre eux. Il est important notamment de prendre en compte la pollution initiale de l'air lors de son passage d'un tronçon à un autre).

L'air extérieur est nécessaire pour contrôler les températures dans un système de métro, pour fournir aux clients de l'air frais à respirer et, en cas d'urgence, contrôler le flux de fumée et permettre l'évacuation en toute sécurité des passagers. Dans certains cas, le refroidissement mécanique des stations peut être nécessaire pour atteindre les conditions souhaitées tout au long de l'année. Généralement, la capacité du système de ventilation du tunnel est déterminée par les exigences du mode d'urgence en cas d'incendie. Cependant, le besoin de ventilation mécanique pour contrôler les températures et fournir de l'air extérieur aux clients peut être réduit par une conception soignée du système de ventilation et d'autres paramètres à l'échelle du système. Cette approche durable de la conception de la ventilation des systèmes de métro réduit à la fois l'impact du système sur l'environnement, ainsi que le capital et frais de fonctionnement [4].

1.5- L'élévation de la température de l'air :

La température de l'air est déterminée par l'équilibre de la chaleur produite par le mouvement des trains avec la quantité de chaleur se déplaçant à l'extérieur du tunnel et la quantité de chaleur que le système de ventilation remplace par l'air extérieur, et plus la quantité de chaleur est élevée produit, plus l'élévation de la température de l'air est importante [5] .



{Figure 1.1} L'élévation de la température de l'air

1.6- Essais de feu en direct :

Afin de vérifier et de démontrer la fonctionnalité des systèmes de ventilation, des essais de feu réel sont nécessaires. Ces tests permettent d'examiner la capacité du système à détecter un incendie, de confirmer que le système de ventilation fonctionne conformément au rapport de conception de la ventilation et de vérifier si les vitesses d'air requises sont atteintes. De plus, la propagation et la stratification de la fumée peuvent être observées lors d'essais au feu réel [5].

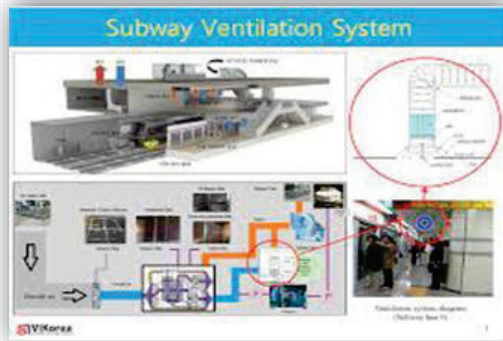
1.7- Vitesse du flux d'air, pression et mesures météorologiques :

Certaines phases de conception d'un système de ventilation nécessitent des mesures spécifiques. Pour le dimensionnement des systèmes de ventilation, des données météorologiques sont nécessaires pour calculer les pressions entre les têtes de tunnel. Pour étudier la propagation de la fumée dans les systèmes de tunnel, des mesures de débit d'air peuvent être effectuées, qui fournissent en outre des données pour valider les modèles de simulation [6].

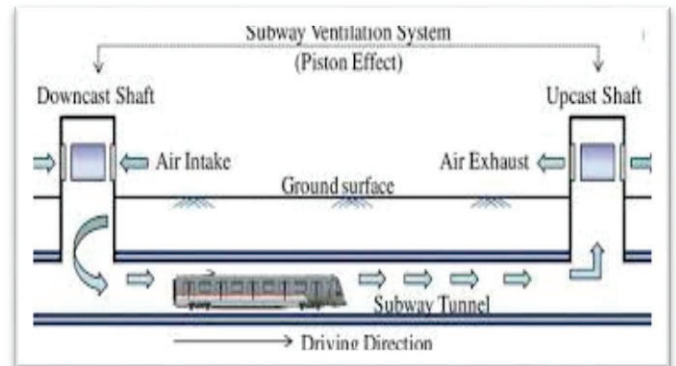


{Figure 1.2} Mesures de débit d'air

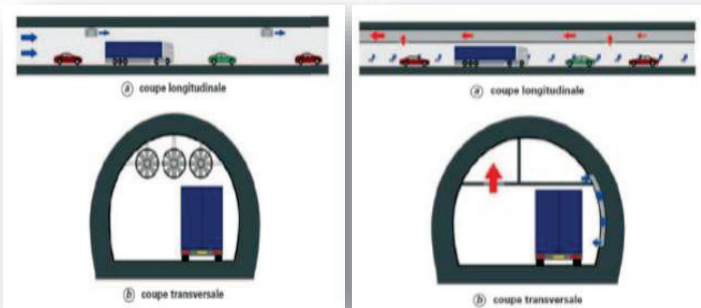
1.8- Figures descriptives :



{figure 1.3} Schéma d'un station métro restaurée



{figure 1.4} Problème de circulation d'air système de ventilation



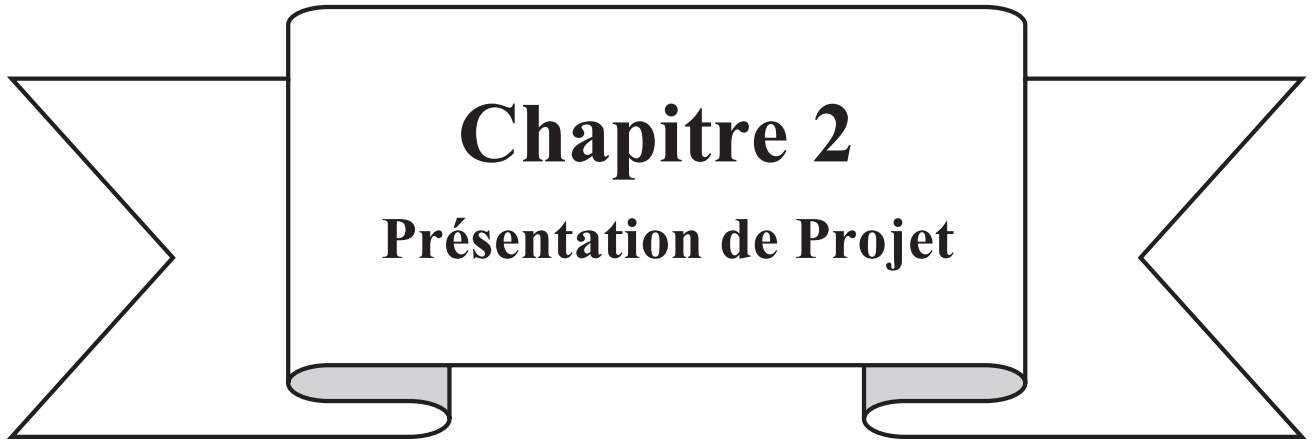
{Figure1.5} Ventilation transversale / Ventilation longitudinale



{Figure 1.6} Appareil mécanique de ventilation

1.9- Conclusion :

Il existe de nombreuses possibilités de réduire davantage soit le besoin de ventilation, soit la proportion de l'année où elle sera nécessaire. Beaucoup d'entre eux présentent des difficultés techniques considérables mais, s'ils sont surmontés, ils pourraient réduire considérablement l'impact des systèmes de métro sur l'environnement. Des opportunités existent dans le développement du contrôle du bruit pour les ventilateurs de ventilation des tunnels, la coupure régénérative, les grilles de résistances externes et les portes de bord de quai (PED). La PED en particulier peut entraîner une réduction de 75 % des charges thermiques de la station au prix d'un investissement en capital plus important et d'une maintenance accrue [6] .



Chapitre 2
Présentation de Projet

2.1- Introduction :

Comme tout projet de génie civil, définir ses caractéristiques est essentiel, nous donnant une vue d'ensemble de ce projet à travers laquelle nous comprenons sa nature et ses objectifs sur les plans économique, social et environnemental.

La ville d'Alger, la capitale administrative et le centre économique, a connu une augmentation importante de la population, et cette croissance a entraîné une augmentation importante des besoins en transport, ce qui la place devant le problème de congestion des transports urbains. Ceci est principalement dû au manque d'infrastructures pouvant accueillir le nombre croissant de véhicules circulant à Alger. Ainsi, une solution a été apportée en utilisant le sous-sol avec la construction du métro qui doit répondre aux exigences du tissu urbain très dense.

2.2- Projet de métro d'Alger :

2.2.1- Historique du Métro :

Les études du métro d'Alger ont commencé en 1932, dont l'objectif premier était de réaliser une ligne de 14 km entre « Bologhine » et « El Harrach ».

En 1955 l'administration coloniale décida d'entreprendre une étude pour la réalisation de la ligne entre « Bologhine » et « El Harrach », qui devait être lancée, a été en fin de compte abandonnée.

En 1972, une étude de transport confiée au Bureau Britannique Buchanan concluait qu'une sorte de métro de type classique serait la solution la plus appropriée.

En 1981, SOFRETU (Société Française d'étude et de Réalisation de Transport Urbain) a fait une étude pour le compte de la RSTA (Régie syndicale des transports algérois) et conclu que la meilleure solution serait d'implanter un système de transport du métro à l'intérieur des zones denses de la ville. Ce système assurerait le transport de 40 000 voyageurs par heure en un seul sens.

En 1982 Le lancement des études du métro d'ALGER s'est concrétisé par la création de l'E.M. A (Entreprise du Métro d'ALGER) qui avait pour rôle de veiller au bon déroulement des différentes étapes de ce projet de grande envergure, dont le lancement des travaux n'a débuté qu'en 1990.

Les études de conception générale ont abouti à la définition d'un schéma de réseau à long terme constitué de trois lignes, totalisant environ 56 Km avec 54 stations.

L'analyse des flux de déplacement des personnes dans la ville d'Alger, faite par l'E.M. A, montre une forte densité sur l'axe : Bab El-Oued - Hussein Dey. C'est pour cela que le choix s'est porté pour la réalisation en priorité de la première phase de la première ligne qui s'étend de Hai El Badr à TAFOURAH Grande Poste, d'une longueur de 9,5 km et comportant dix stations, ligne inaugurée le 31 octobre 2011.

D'autres extensions ont été réalisées :

- Extension A de (Tafourah - Grande-Poste vers la Place des Martyrs).
- Extension B de (Haï el Badr vers El-Harrach).

- Extension C de (Haï El Badr vers d'Aïn Naâdja).
- Il va y'avoir deux extensions de la ligne 1 :
- Extension B1 (D'El Harrach vers l'aéroport).
 - Extension C1 de (Ain Naadja vers Baraki).



{Figure 2.1} Le tracé des extensions de métro d'ALGER

2.2.2- Les acteurs du projet :

-Présentation de l'Entreprise (COSIDER) :

Sous forme de société d'économie mixte, COSIDER a été créée le janvier 1979 par la société nationale de sidérurgie (S.N.S) et le groupe Christiania et Nielsen.

Leurs activités :

- Canalisation : transport d'hydrocarbures
 - Infrastructures : autoroutes, pose de voies ferrées.
 - Hydrauliques : barrages, grande, transfert.....
 - Constructions industrielles et bureaux
 - Infrastructures sociales
 - Production et exploitation de carrières d'agrégats
 - Maintenance d'engins de travaux publics
 - Rénovation d'organes des engins de travaux publics
 - Fabrication de coffrage
 - Financement de programmes promotionnels, vente de logement
- Logement : grands ensembles d'habitations programmes promotionnels

-Présentation de l'Entreprise Metro d'Alger- EMA :

L'Entreprise Métro d'Alger par abréviation EMA fut créée en1984, en qualité de maître d'ouvrage délégué du Ministère des Transports, pour assurer les études, la réalisation et l'exploitation d'un réseau de chemin de fer urbain souterrain et en surface de transports de voyageurs, dit Métro d'Alger.

Depuis sa transformation en 1989, en Entreprise Publique Economique, société par actions dotée d'un capital social de 380 000000 DA, l'EMA s'est lancée aussi, dans le développement des capacités d'études et d'ingénierie en matière de transports et la réalisation de plan de circulation par la création d'un Bureau d'Études des Transports Urbains -BETUR-devenu filiale à 100 % de l'EMA en 2011.

Dans le cadre du plan de développement des transports urbains, de nouveaux projets ont été confiées à l'EMA depuis 2005, notamment, les études, la réalisation et l'exploitation des Tramways sur le territoire national ainsi que la réalisation, la rénovation et la mise à niveau technologique des téléphériques et télécabines dans les différentes villes du pays.

LES MISSIONS DE L'ENTREPRISE :

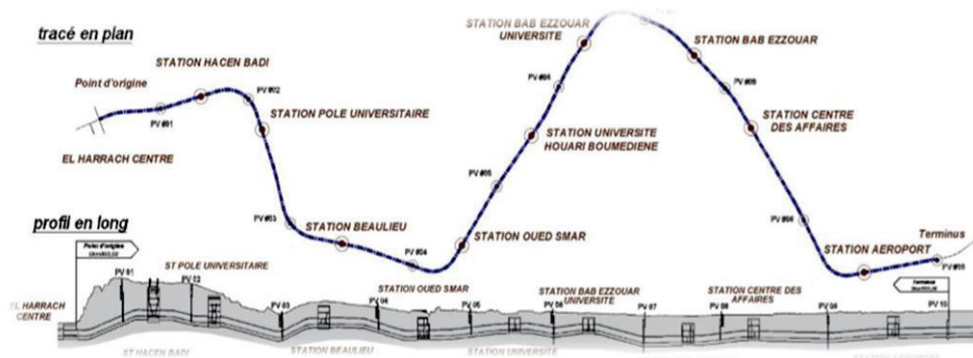
- L'Entreprise Métro d'Alger, en sa qualité de maître d'ouvrage délégué du Ministère des Transports, réalise pour le compte de l'état algérien des projets dans le domaine des transports urbains.
- L'Entreprise assure les études, la réalisation et l'exploitation de projets de transports de voyageurs urbains, notamment les métros, les tramways et les transports par câble dans plusieurs agglomérations du pays.

2.3- Situation actuelle du METRO D'ALGER :

Pour le moment, la longueur de la ligne1 du métro d'Alger est 8.2 Km divisés par 3 extensions (A, B et C) sont en cours d'exploitation, les autres extensions sont en cours de réalisation.

Extensions du métro d'Alger (lot 1) Section :

El Harrach Centre – Bab Ezzouar – Aéroport International d'Alger

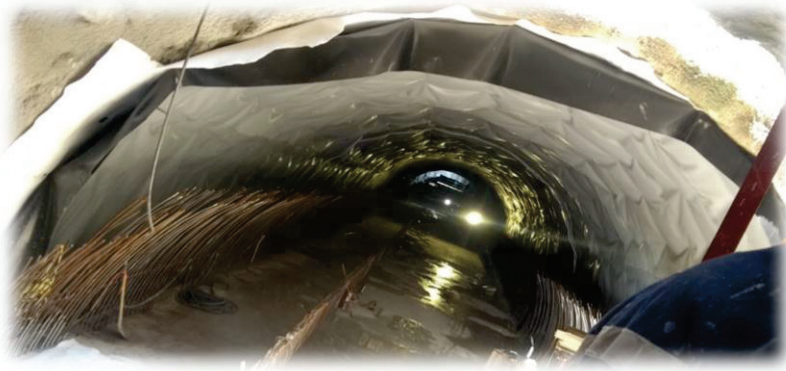


{Figure 2.2} Le tracé des extensions de métro d'ALGER

Cette extension est consiste à :

- (09) Stations.
- (10) Puits de ventilation
- (02) Puits d'arrivée (de sortie) pour la machine TBM de conçu pour creusement du tunnel.

2.4- Présentation du tunnel : (Le rameau de l'ouvrage PV1)



{Figure 2.3} Le tunnel en cours de réalisation

2.4.1- Fiche technique :

- **Intitulé du Projet :**

Étude d'exécution – Rameau de Puit de Ventilation 1

- **Description du projet :**

Il s'agit d'un rameau de puit de ventilation num 1 Extensions du métro d'Alger (lot 1)
Section : El Harrach Centre – Bab Ezzouar – Aéroport International d'Alger.

- **Maître d'ouvrage :**

Ministre des Transports EMA.

- **Maître d'œuvre :**

Bureau d'étude : FERCONSULT , CENOR

- **Bureau de contrôle et de suivi :**

Entreprise de réalisation.

2.4.2- Objectif de tunnel :

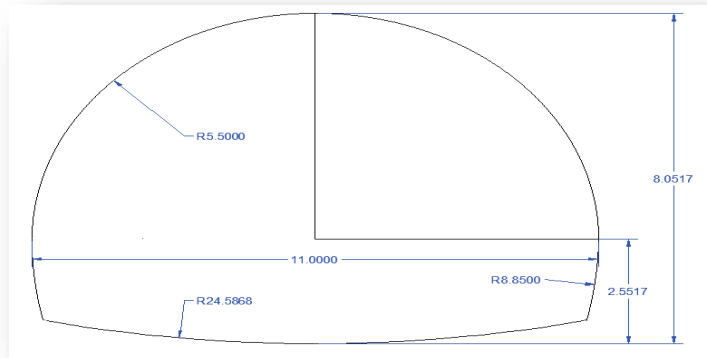
L'objectif principal de ce tunnel est d'acheminer l'air de la station de ventilation vers le tunnel principal du métro il est également considéré comme un port de secours en cas d'accident, ainsi qu'un couloir pour les équipements.

2.4.3- Caractéristiques du tunnel :

- **Situation géographique :**

Le tunnel est situé à Hassen badi. Il traverse la zone urbaine, sur le côté Est de la ville de EL Harrach, wilaya d’Alger.

➤ **La géométrie :**



{Figure 2.4} La géométrie de tunnel

{Tableau 2.1} Caractéristiques géométriques du tunnel

Pk début	Pk fin	Longueur (m)	Largeur (m)	Pente (%)	Diamètre d’excavation(m)	Couverture (m)
PK 0	PK 1	100	11	0.3	8	38

2.5- Conclusion : Dans ce chapitre, nous avons mentionné tout ce qui concerne notre projet comme une carte d’identification pour le projet.



Chapitre 3
Étude géotechnique

3.1- Introduction :

La détermination du comportement de la terre et de ses caractéristiques les plus importantes garantit une construction équilibrée et sans problème, en particulier dans les installations souterraines et les tunnels. Par conséquent, l'étude géotechnique du site est considérée comme la première étape qui doit être utilisée pour étudier un projet de génie civil. Cette étape importante de l'étude est divisée en quatre grandes parties :

- ❖ Étude géologique.
- ❖ Étude hydrogéologique.
- ❖ Étude géotechnique.
- ❖ Étude sismique.

Nous aborderons chaque élément en détail dans les paragraphes suivants pour enfin arriver à la nature du terrain et au plan d'excavation et de soutènement de ce tunnel et aussi pour déterminer le degré de difficulté et le coût de construction.

3.2- Etude Géologique :

La nature géologique du terrain est l'un des principaux facteurs d'émergence du phénomène des glissements de terrain et des divers problèmes et risques géotechniques, tout comme l'eau et les pentes (chute de masse, inondations, tremblements de terre, phénomène de retrait et d'inflation des boues, montée des eaux tables, sédimentation excessive du sol compressible, etc., qui peut déstabiliser l'ouvrage et son environnement. À cet effet, il est nécessaire de connaître la nature géologique de la zone et de ses environs. La première étape consiste à identifier le sol par observation des différentes couches, et ceci est confirmé par l'examen des cartes géologiques et l'établissement d'une étude géologique.

3.2.1- Géologie de la région de projet :

La région d'Alger peut être représentée comme un dôme métamorphique primaire, délimité par des formations sédimentaires, tertiaires et quaternaires ; le tracé de la première ligne de métro traverse ces différentes couches géologiques au hasard géographiques indiquées dans le tableau ci-dessous :

{Tableau 3.1} : Les couches géologiques

COUCHES GÉOLOGIQUES	DESCRIPTION
LE PRIMAIRE	C'est un complexe métamorphique (schistes, gneiss, calcaire), ses divers faciès pétrographiques sont imbriqués d'une manière anarchique conséquente à une tectonique très importante, qui a causé une fracturation importante et de nombreuses zones de failles.
LE SECONDAIRE	La littérature ne mentionne pas de représentant de cette ère dans la région d'Alger.
LE TERTIAIRE	<p>L'ASTIEN (mollasse astienne), formation géologique la plus importante, cet horizon se caractérise par son hétérogénéité. Il se présente sous forme de banc de marnes, de grès, ainsi que de sable pulvérulent. Il est considéré comme le terrain aquifère le plus important de la région Algéroise.</p> <p>-Le PLAISANCIEN, il s'agit de formation Argilo-Marneuse bleue, imperméable représentant ainsi un mur pour la nappe de la mollasse astienne</p>
LE QUATERNAIRE	La formation la plus souvent rencontrée est : les sables ; argileux rouges. Les autres formations sont des alluvions, éboulis de pente (colluvions). Ce caractère argileux le rend moins perméable que les mollasses astiennes, cependant la présence d'alluvions grossières (certains remblaiements ayant été réalisés avec des matériaux très sableux) fait de cette formation un captage privilégié des eaux de pluie pour alimenter la nappe des mollasses.

- Description de la carte géologique :

Globalement la région d'Alger peut être subdivisée en 5 grands ensembles géographiques indiqués dans le tableau ci-dessous :

{Tableau 3.2} Les couches géologiques

ENSEMBLES GÉOGRAPHIQUES	DESCRIPTION
Le massif d'Alger	Ou massif de la Bouzaria, il est orienté est-ouest et est boisé et entrecoupé par un réseau de talwegs profonds. Il a un relief très accidenté et son sommet est le point culminant de la région (407 m à Bouzareah).
Le Sahel d'Alger	Il comprend tous les pétroglyphes qui s'étendent entre le nord, le massif d'Alger, au sud, la rive gauche de l'Oued El Harrach, et au sud-est la rive droite de la vallée de Mazafran. la côte.
La plaine littorale orientale	Qui se trouve à une altitude de 2 à 15 mètres.
Le cordon littoral dunaireIl	Il se développe dans deux régions. Entre la rive droite de Wadi El Harrach et Burj El Kiffan séparant la rive de la mer des basses terres du nord de Mutjah. Dans cette zone, il forme une petite barrière de siltite sableuse parallèle à la plage. À l'ouest, d'Ain El Benian à Zeralda, les contreforts de Marly forment la côte. Dans cette zone, un plateau de dunes de sable se forme.
Le plein de la Mitidja	Il s'agit d'une dépression simultanée dirigée par WSW-ENE. C'est le siège d'accumulations de formations nouvelles et quadruples. Il a une topographie plate qui a inspiré le développement malgré l'excellente qualité agronomique du sol et le périmètre d'irrigation qui le parcourt. En général, la côte forme un patch régulier, avec une pente assez forte (allant de 5 à plus de 20 %) vers la côte, surmontée d'un plateau légèrement abaissé à son sommet., qui descend par étapes vers Mitidja. Ce versant sud est creusé de plusieurs vallées verdoyantes traversées par des sources discontinues qui y conduisent.

3.2.2- Géologie du projet :

- **Description du Géologue :**

Dans la zone d'étude, la zone d'implantation du Puit de Ventilation 1 est constituée de sols pliocènes et quaternaires. Des marnes de grès argileux à gris à jaune se trouvent dans la partie inférieure, et des matériaux argilo-sableux sont compactés dans la partie supérieure, où l'on trouve des passages de grès, au-dessus et au-dessous constitués de conglomérats très variables - res à décomposer, fragmentés par Argiles marneuses grises dessous et dessus avec un niveau sableux et limoneux de couleur brun rougeâtre/jaunâtres, on trouve une couche de sable limoneux jaunâtre à rougeâtre et au sommet des dykes argileux. Le dispositif géotechnique quaternaire moderne est constitué de sables argileux jaunes à rouges (Qs), jusqu'à 4,0-15,5 mètres de profondeur, l'âge quaternaire ancien se forme au sommet d'un horizon de roches conglomérats (QM-C) descendant jusqu'à 13,5-18,0 mètres, où il a été trouvé des sables argileux bruns jaunâtre (QM) jusqu'à environ 17,5-26,0 m. En dessous se trouve Marley Clay (QM) jusqu'à 25,2-33,5 m et une autre couche de schiste conglomérat (QM-C) entre 26,0 et 37,5 m environ [7] .

Le tracé du projet dans la carte géologique :



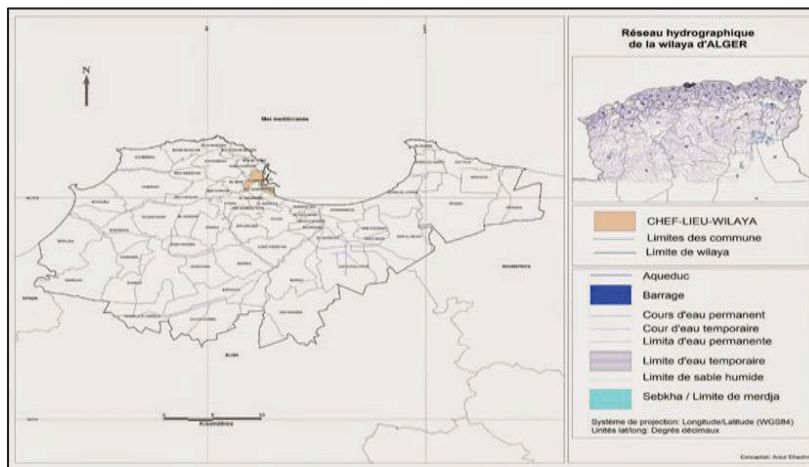
{Figure 3.2} Sutiation de projet dans la carte géologique

3.3- Étude hydrogéologique :

L'eau est le principal facteur de risques géotechniques, c'est pourquoi l'objectif de l'étude hydrogéologique est d'identifier les différentes ressources en eau présentes dans la zone d'étude et ses environs : nappes phréatiques, vallées... Des mesures piézométriques et des prélèvements d'eau seront effectués. Afin d'élever le niveau de la nappe phréatique et de déterminer les propriétés chimiques de l'eau. Des tests de perméabilité Lugeons et Lefranc seront également réalisés. L'étude hydrogéologique permet également de déterminer les conditions climatiques prévalant dans la zone d'étude.

3.3.1- Hydrogéologie de la zone de projet :

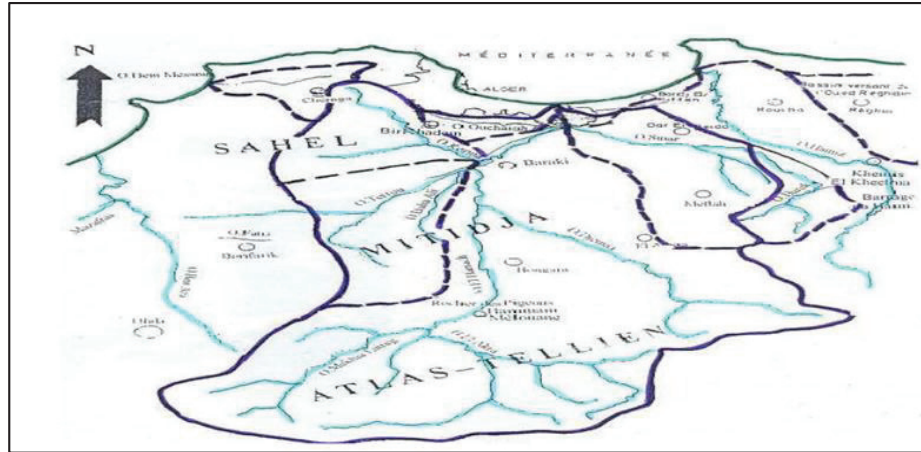
La marne d'Algérie est presque imperméable ($K = 10^{-11}$ m/s). Il forme un mur pour plusieurs aquifères tels que la mélasse exponentielle, les sables, les grès dunaires et le limon quaternaire. Les ressources en eau de la Formation de Marley auraient dû être nulles, or les sondages ont montré la présence d'eau à des niveaux variables. Cette eau forme une couche d'eau de surface temporaire qui se forme pendant la saison des pluies en s'infiltrant dans le réseau de fissures. Ainsi, les sols Marley sont bien exposés à l'action de l'eau [7].



{FIGURE 3.3} Carte de réseau hydrographique de la wilaya d'ALGER

3.3.2- Carte de réseau hydrographique :

Le bassin du Côtier Algérois est situé entre le Bassin du Dahra et l'embouchure de l'Isère. Tous les fleuves qui la composent coulent vers le nord, dans la mer Méditerranée. Au sud du bassin Limité par les bassins versants du Chélif et de l'Isser, l'Oued Mazafran est considéré comme les plus importantes du bassin, étant les autres grandes vallées d'El Hashim, Nador, El Harrach, Hamiz, Raghaya et Boudouaou. Wadi El Harrach est la rivière la plus importante à proximité de notre secteur de l'étude. Son bassin est divisé en trois parties, dont l'une appartient au Tell Atlas, et l'autre à la plaine de Mitidja et une l'autre au bassin cotié.



{FIGURE 3.4} Carte des bassins versant

3.3.3- Nappes phréatiques de la région d'étude :

Le tableau ci-dessous présente les différentes nappes phréatiques de la région d'étude :

{TABLEAU 3.3} les différentes nappes phréatiques de la région D'ALGER

NAPPES	DESCRIPTIONS
Le primaire	Il existe dans le complexe métamorphique d'Alger une présence d'eau souterraine, il s'agit d'une eau localisée dans les fractures, fissures et diaclases du socle, les circulations d'eaux souterraines sont importantes comme en témoignent les puits domestiques que l'on rencontre à la Casbah. Les circulations d'eaux permis la formation des gneiss pourris on inverse les consolidations des fissures par dépôts de calcite. Dont les gneiss et micaschistes, ces venues d'eau on minéralisées les fractures en silice (quartz).
Le tertiaire	Le terrain à aquifère le plus important de la région Algéroise est la mollasse Astienne. Les marnes plais anciens imperméables constituent le mur de la nappe. Le plissement du tertiaire et la puissance par endroit très réduits de la mollasse conduisent à une géométrie anarchique de la nappe (sens d'écoulement). La nappe de la mollasse astienne est responsable localement de désordres importants, tels que le glissement de Telemly par exemple.

Le quaternaire	Son importance hydrogéologique est moindre, son caractère argileux le rendant infiniment moins perméable que la mollasse astienne. La présence d'alluvions grossières dans le quaternaire, certains remblaiements ayant été réalisés avec des matériaux très sableux, les faciès argileux de la couverture font de cette formation un captage privilégié des eaux de pluie pour alimenter la nappe des mollasses.
----------------	---

3.3.4- Hydrogéologie du projet :

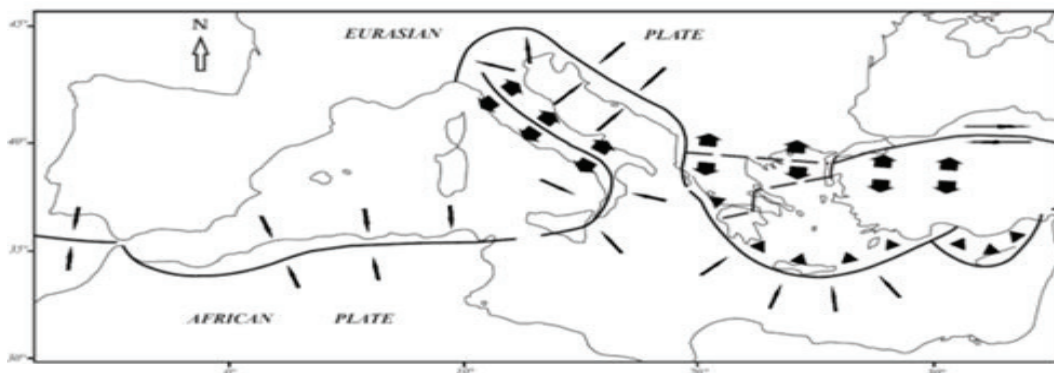
Pour déterminer les niveaux des eaux souterraines, nous testons des manomètres basés sur la mesure de la profondeur de la surface de la nappe phréatique. La profondeur de la nappe phréatique correspond à l'épaisseur de la zone non saturée, la différence entre le niveau du sol et la surface de la nappe phréatique. Dans notre projet, ce test consiste à installer deux manomètres à tube ouvert (SC02 - PK0+200, SC19 - PK1+525), et un manomètre à corde vibrante (SC05 - PK0+525) avec un long tronçon puis enregistrer [7] .

Après analyse de ces résultats, on peut montrer que : la présence d'un niveau d'eau fixe dans la partie supérieure des formations gréseuses sableuses au troisième stade, ainsi que les formations argileuses au-dessus qui ne contiennent aucun niveau d'eau fixe. Le niveau des eaux souterraines stabilisées dans la Formation tertiaire varie entre les niveaux 0,00 et 5,00, même pendant la saison des pluies.

3.4 - Etude Sismique :

3.4.1- Aperçu tectonique :

À la fin de la période astienne, des déformations se sont produites avec un grand rayon de courbure, qui ont conduit à l'enfoncement de la Mitidja et à la remontée définitive de l'Atlas avec la formation du littoral opposé orienté SW-NE et du pont villafranchien de Mitidja près de l'albâtre et les galets d'El Harrach. Le pli incurvé est visible entre les garçons Fayet et Dele Ibrahim. Cet anneau tectonique montre que la topographie Marley de la côte est un mile de stratification allant dans la direction.



{FIGURE3.5} Mouvements tectoniques de convergence de la plaque africaine et eurasienne

3.4.2- Aperçu sismique :

Si les ouvrages souterrains sont généralement mieux composés que les ouvrages de surface pour résister aux sollicitations sismiques, il n'en demeure pas moins que même ce constat peut être uniformément développé, il ne peut l'être. En revanche, si en présentant certaines propriétés, telles que :

-Privilège d'échecs.

- Les parties profondes touchées par le phénomène des glissements de terrain.

On notera que, pour la région d'Alger, le marqueur localisateur d'aléa sismique permet la possibilité d'oscillations caractérisées par des accélérations de l'amplitude spécifiée ci-dessus (0,4g) et un séisme intense ne dépassant pas 8 EMI sur l'échelle MERCALI (qui en compte 12) causant généralement des perturbations mineures telles que des fissures dans le revêtement. Par précaution, il est recommandé d'éviter :

Continuité du revêtement pour réduire la propagation des vibrations pouvant conduire à son explosion.

Installer un dispositif constructif adapté en divisant longitudinalement la structure en blocs indépendants équipés de joints sismiques répartis judicieusement.

Classification du tunnel :

Selon le RPOA 2008, les tunnels sont classés en deux (02) 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.

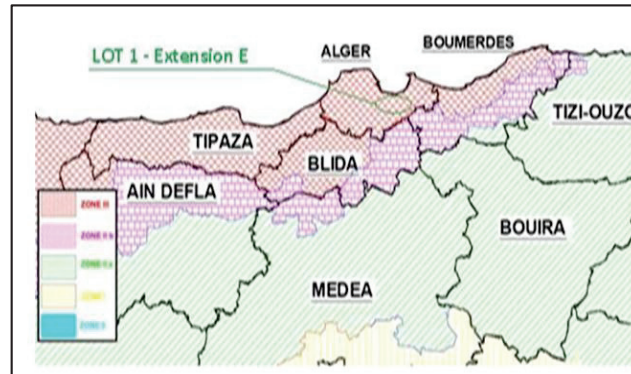
• Groupe 2 : Tunnels importants

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

Dans notre projet le tunnel est de Métro , daonc c est un tunnel stratégique Groupe 1 .

Classification de la zone sismique :

Comme le montre la figure, la zone d'étude est située dans la troisième zone sismique, qui présente un degré de sismicité très élevé. La zone d'étude est située dans la troisième zone sismique et dans le groupe 1 - les tunnels stratégiques, et la valeur de l'accélération sismique approuvée pour cette zone sera de 0,4. Il est nécessaire de considérer la sismicité régionale avant d'entreprendre toute action structurelle finale dans la zone d'étude.



{Figure 3.6} la carte de zonage sismique du territoire national – RPA99/APRES ADDENDA

Groupe	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30

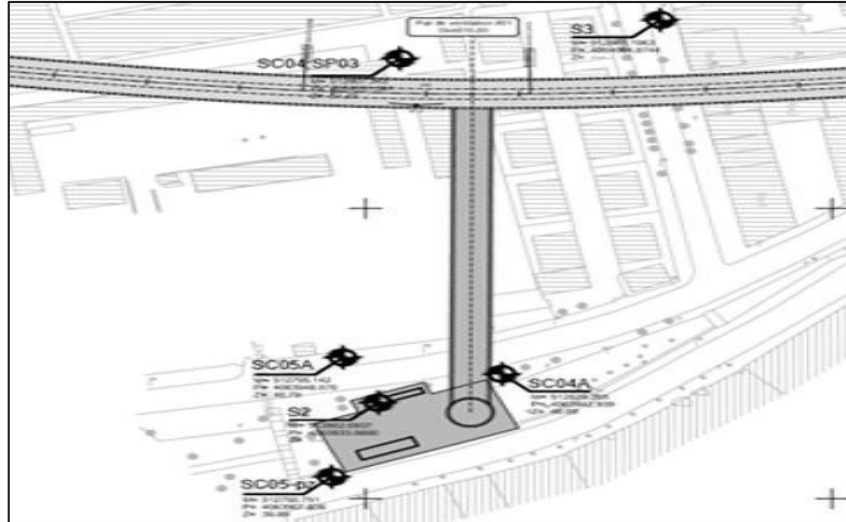
{Figure 3.7} Coefficient d'accélération selon la classe ouvrages et la zone de sismicité

3.5- Étude géotechnique :

Elle débute par une campagne de sondages avec prélèvements d'échantillons, lecture des niveaux des nappes phréatiques et lecture des côtes de la roche. Les échantillons prélevés sont analysés en laboratoire (teneur en eau, granulométrie, identification, essai de compactage, stress test...). Les résultats de ces essais permettent à l'entreprise qui réalisera les travaux de se faire une bonne idée de la qualité du sol et de la façon dont il doit être nivelé.

3.5.1- Reconnaissances géotechniques :

Afin d'assurer une bonne reconnaissance géotechnique du terrain, une série de sondages ont été exécutés le long du tracé du tunnel. L'emplacement des investigations est rapporté dans la figure suivante :



{Figure 3.8} L'implantation des sondages carotées

Le sondage le plus proche du tunnel est **SC04A**. Les sondages aux voisins de SC04A sont : S02, SC05A et SC04. Donc les résultats des essais étudiés pour le sondage SC04A (essai SPT et essais labo), et essai BMT pour le scan SP03. Nous avons besoin des résultats des essais qui ont été effectués dans les sondages voisins, car ils ne peuvent pas être effectués dans le sondage SC04A.

Sondage :

Ils vont permettre des mesures in situ et, éventuellement, des prélèvements d'échantillons (cas des sondages carotte) pour des essais de laboratoire.

Les principaux essais et mesures in situ sont :

- Les diagraphies en forage : elles donnent des informations sur les paramètres physiques des terrains.
- Le principal intérêt des diagraphies est d'effectuer de nombreuses corrélations, par exemple pour localiser des accidents particuliers ou préciser le détail de structures, à des prix bas (coût relativement peu élevé des sondages destructifs et des diagraphies et rapidité d'exécution des uns et autres).

3.5.2- Sondage carotté : SC04A (ESSAIS DE LABORATOIRE ET ESSAI SPT)

Les échantillons obtenus à partir de SC04A sont les suivants :



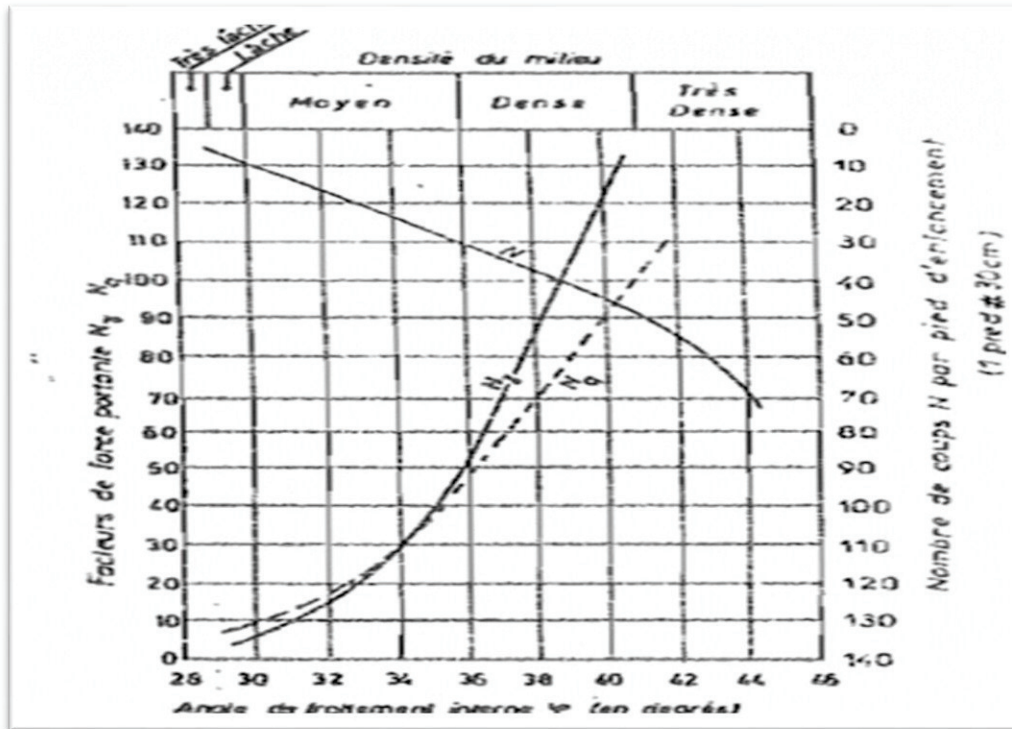
{FIGURE 3.9} Echantillon de la sondage PC04 A

En guise de description préliminaire, nous remarquons un écart au niveau de la couleur et de la texture du terrain, nous distinguons l'existence de couches de sol qui diffèrent d'un point de vue physique. Maintenant, nous pouvons diviser la terre en 8 couches avec des profondeurs différentes :

- 0 – 1.5 m : Remblai
- 1.5 – 7.5 : Argile
- 7.5 – 16.5 : Sable
- 16.5 – 17.5 : Grés
- 17.5 – 28.5 : Argile
- 28.5 – 34.5 : Marne
- 34.5 – 37.5 : Galet
- 37.5 – 60 : Sable

Les résultats d'essai SPT :

Les essais SPT ont été exécutés au niveau des sondages carottés, afin d'identifier les couches de sol traversées, ainsi pour d'éventuelles corrélations pour la détermination de certains paramètres mécaniques des niveaux fortement altérés des unités. Aussi à partir des résultats des essais SPT, on peut mesurer les valeurs des angles de frottement graphiquement à partir du graphe au-dessous :



{Figure 3.10} Les valeurs des angles de frottement en fonction de nombre des coups

Les résultats de cet essai sont présentés dans le tableau suivant :

{TABLEAU 3.4} Résultats des essais SPT

Unités	Profondeur moyenne (m)	Nombre de coupe (N)	INTERPRÉTATION		
			Angles de frottement ϕ (degré)	Densité relative	
				(N)	Densité relative
				0-4	Très lâche
				5 - 10	Lâche
				11 - 25	Moyennement dense
				25 - 50	Dense
				Sup à 50	Très dense
Argile	1.5 - 7.5	53	41.5	TRÈS DENSE	
Sable	16.5	54	43	TRÈS DENSE	
Grés	17.5	60	43	TRÈS DENSE	
Argile	28.5	41	39	DENSE	
Marne	34.5	44	39.5	DENSE	
Galet	37.5	60	43	TRÈS DENSE	
Sable.	60	59	43	TRÈS DENSE	

ESSAIS ON LABO :

Essais d'identification physiques :

- Analyse granulométrique
- Poids volumique
- Teneur en eau
- VBS
- Limites d'Atterberg

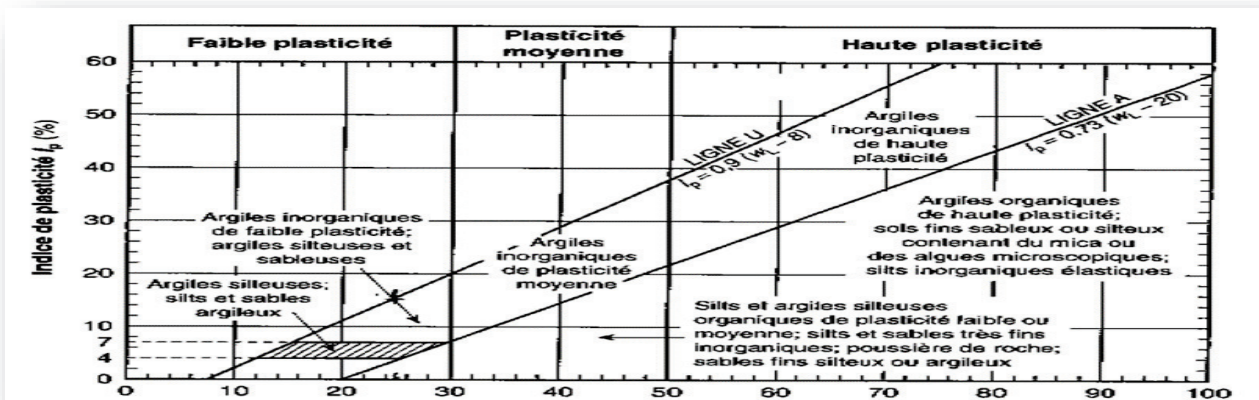
A-Analyse granulométrique :

L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis un matériau en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes. Les masses des différents refus et tamisât sont rapportées à la masse initiale du matériau. Les pourcentages ainsi obtenus sont exploités sous forme graphique, dans notre essai, nous effectuons un calcul sur les pourcentages des passants pour les tamis 4,75 mm et <0,08 mm et extraire le type de sol à partir la classification unifiée qui montre dans les annexes.

B-Limites d'Atterberg :

En géotechnique, les limites d'Atterberg définissent à la fois un indicateur qualifiant la plasticité d'un sol, mais aussi l'essai qui permet de définir ces indicateurs. Cet essai a été établi par l'agronome suédois Albert Atterberg.

On peut classer les soles selon leur plasticité à partir Abaque de plasticité de



{Figure 3.11} Abaque de plasticité de Casagrande.

Le tableau ci-dessous montre les résultats des essais Analyse granulométriques et Limites d'Atterberg :

{TABLEAU 3.5} Interprétation des résultats des essais analyse granulométrique et Limites d'Atterberg

	Analyse granulométrique (%)		Limites d'Atterberg				La plasticité	
	<4,75 mm	<0,08 mm	WL	WP	WR	IP	Ip	Degrés de plasticité de sol
							0-5	Sol non plastique
							5-15	Sol peu plastique
							15-40	Sol plastique
Argile	91,27	55	42.3	22.1	---	20.2	Élève	Sol plastique
Sable	97.53	19	25.2	18.2	---	7	Faible	Sol peu plastique
Grés	100	95	48	29.6	---	18.4	Moyenne	Sol plastique
Argile	98.85	97.25	57.07	28.9	19	28.17	Élève	Sol plastique
Marne	97.56	86.05	59	26	---	33	Élève	Sol plastique
Galet	97.56	86.05	59	26	---	33	Élève	Sol plastique
Sable	94.90	21.01	---	---	---	---		

- **Interprétation des résultats :**

À partir de ces résultats d'analyse granulométrique, on peut préciser la nature de chaque couche de sol selon le pourcentage des passants au tamis de diamètre 0,08 mm et les refus au tamis de 4,75 mm par la classification LCP.

- L'argile :

(à la profondeur 1.5 – 7.5 m) : le pourcentage des passants au tamis 0.08 mm est égale 55(%) supérieures a 50 (%) et limite de liquidité est égale 42.3 et indice de plasticité IP= 20.2 selon la classification LPC des sols le type de sol de cette couche est argile limoneuse peu plastique sur consolidé.

(à la profondeur 17.5 – 28.5 m) : le pourcentage de passant au tamis 0.08 mm est égale 97.14(%) supérieure a 50 (%) et limite de liquidité est égale 57.07 supérieure a 50 et la valeur de l'indice de plasticité égale 28.9, diagramme de plasticité au-dessus de la ligne A, alors le sol est argile silteuse forte plasticité sur consolidé.

- Le sable :

(à la profondeur 7.5 – 16.5) : le pourcentage des passants au tamis 4.75 mm est égale 97(%) est supérieur a 50 (%), et de passant au tamis 0.08 mm est égale 19(%) est supérieure a 12(%), et la limite de liquidité est égale WL=25.2 et indice de plasticité IP=7.0 : Diagramme de plasticité dans la région hachure cas Frontier donc le sol représente par sable silteux dense .

(à la profondeur 37.5 – 60 m) : le pourcentage de passant au tamis 4,75 mm est égale 100 (%) est supérieur a 50 (%), et de passant au tamis 0.08 mm est égale 15 (%) est supérieure a 12(%), et la limite de liquidité est égalé WL=25.2 et indice de plasticité IP=7.0 .

C-Teneur en eau :

L'essai de teneur en eau permet de déterminer quel est le pourcentage massique (W%) d'eau dans le sol étudié, c'est-à-dire qu'elle est la masse d'eau présente par rapport à 100 grammes de sol sec.

{Tableau 3.6} Les valeurs de teneur en eau

Unités	Teneur en eau	Interprétation
Argile	25.9	humide
Sable	26.45	humide
Grés	24	humide
Argile	25.52	humide
Marne	---	----
Galet	---	----
Sable	26 .51	humide

D-Poids Volumique :

{Tableau 3.7} Les valeurs de poids volumique

Unités	Poids volumique (kN·m-3)	
	Humide	Sec
Argile	20.1	18,4
Sable	20.5	19 .3
Grés	19.1	15.5
Argile	18.7	14.4
Marne	19.78	16.7
Galet	19.78	16.7
Sable	20.1	18,4

E-Essai VBS :

L'essai consiste à mesurer la quantité de colorant (bleu de méthylène) fixée par 100 g de la fraction granulaire analysée. D'après le Guide des Terrassements routiers (GTR 92), six catégories de sols sont définies en France selon la valeur de VBS :

Valeur de bleu de méthylène (V_{BS})	Catégorie de sol
$V_{BS} < 0,1$	sol insensible à l'eau
$0,2 \leq V_{BS} < 1,5$	sol sablo limoneux, sensible à l'eau
$1,5 \leq V_{BS} < 2,5$	sol sablo argileux, peu plastiques
$2,5 \leq V_{BS} < 6$	sol limoneux de plasticité moyenne.
$6 \leq V_{BS} < 8$	sol argileux.
$V_{BS} > 8$	sol très argileux.

{Tableau 3.8} Résultats d'essai VBS

Unités	VBs	Interpretation
Argile	3.95	Argile limoneuse de plasticité moyenne
Sable	0.62	Sable limoneux, sensible à l'eau
Grés	2.3	Peu plastiques
Argile	1.84	Peu plastiques
Marne	2.28	Peu plastiques
Galet	2.28	Peu plastiques
Sable	0.68	Sable limoneux, sensible à l'eau

Essais mécaniques :**A- la résistance au Compression simple :**

{Tableau 3.9} la résistance au Compression simple

Unités	Rc (kpa)	Interpretation
ARGILE	176.34	Sol lâche
MARNE	554.34	Sol dur
GALET	554.34	Sol dur

B- Cisaillement à la boîte :

Les caractéristiques de résistance au cisaillement d'un sol peuvent être déterminées à partir d'un essai de cisaillement à la "Boîte de Casagrande". Un échantillon de sol, contenu dans une boîte, elle-même composée de deux demi-boîtes (pour fixer le plan de cisaillement), est soumis à une contrainte verticale s avant d'être cisailé à vitesse constante.

{Tableau 3.10} Résultats d'essai cisaillement à la boîte

Profondeur	Unités	Φ_{cu}	c_{cu}	Φ'	c' (KPa)
17.5-28.5m	Argile	13,9	67,0	15,1	59,6
28.5-34.5	Marne	----	----	14.47	45
37.5- 60 m	Sable	13,89	86,0	15,5	77,9

3.5.3- Sondage pressiométrique (SP03) : Essai BMT

L'essai pressiométrique est un essai de chargement in situ effectué au sein même du terrain grâce à la réalisation préalable d'un forage. L'analyse des résultats permet d'obtenir, pour une profondeur donnée, les caractéristiques mécaniques du sol et d'effectuer les calculs de fondation. Trois caractéristiques du sol sont notamment déduites :

- Le module pressiométrique E_m qui définit le comportement pseudo-élastique du sol
- La pression limite p_L qui caractérise la résistance de rupture du sol,
- La pression de fluage p_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

E_m/p_{LM}	Soil type
< 5	Remolded soil
5–8	Underconsolidated or slightly remolded clays
8–12	Normally consolidated clays
12–15	Slightly overconsolidated clays
> 15	Overconsolidated clays
6–8	Immerged sands and gravels
> 10	Sands, dry and compact sands, and gravels

À partir des résultats d'essai pressiomètre qui représente dans le tableau au-dessous et les valeurs types de l'interprétation sont montré dans le tableau au-dessus, nous pouvons donner une description préliminaire des propriétés de ce sol ou de ce sondage.

Les résultats enregistrés à travers le sondage/sont récapitulés sur le tableau suivant :

{Tableau 3.11} Résultats essai BMT

Profondeur (m)	Unité	Pl (KPa)	Description	EM(MPa)	EM/Pl	Interprétation
7.5	Argile	2477	Très ferme à dures	41.5	16.8	Surconsolidé
16.5	Sable	3868.17	Compacts	65.03	16.81	Surconsolidé
18	Grés	2319	Compacts	52.1	22.5	Surconsolidé
27	Argile	2582.8	Très ferme à dures	41	15.86	Surconsolide
30	Marne	1589	Tendre	19.4	12.21	Peu consolidé

3.5.4- Calculer les paramètres géotechniques :

Estimation d'angle de frottement φ :

- 1- à partir des essais de labo :

Unités	Profondeurs (m)	Valeurs (degré)
Argile	17.5-28.5	15.1
Marne	28.5 – 34.5	14.47
Sable	37.5 - 60	15.5

2- à partir du SPT :

-Graphiquement :

Unités	Valeurs de ($^{\circ}$)
Argile	41.5
Sable	43
Grés	43
Argile	39
Marne	39.5
Galet	43
Sable	43

-Les formules de corrélation :

– Selon Hataka et Uchida : $\varphi = (20N1)0.5 + 20$ avec : $N1 = N / (\sigma'v / 98) .0.5$;

• Pour 1^{er} unité :

$$\sigma'v = 6.20, 1 = 120, 6$$

$$N1 = 53 / (120, 6 / 98) .0, 5 = 21, 54$$

$$\varphi 1 = (20.21, 54) .0, 5 + 20 = 40, 75^{\circ}$$

– Selon Natarajan et Tolia [NAT 72] : $\varphi = (7 / (0.1\sigma v 0 + 7)) NSPT + 28$;

• Pour 1^{er} unité :

$$\varphi 1 = 7 / (0, 1.120, 6 + 7) .53 + 28 = 47, 46^{\circ}$$

– Selon Ohsaki et al. [FIG 15] : $\varphi = (20NSPT)0.5 + 15$;

• Pour 1^{er} unité $\varphi 1 = 47, 55^{\circ}$

-Selon Peck et al. (1974) : $\varphi = 27, 1 + 0, 3 \cdot (N)60 - 0, 00054 ((N1)60)2$;

• Pour 1^{er} unité

$$\varphi 1 = 41, 48^{\circ}$$

3-à partir du BMT :

Formule de corrélation :

– Selon Menard [MEN 57] :

$$\varphi = 24 + 13,3 \log (pl / 100b) \text{ avec : } b = 2,5 ;$$

Pour 1er unité :

$$\varphi_1 = 24 + 13 \log (4994,0 / 100 \cdot 2,5) = 37,25^\circ$$

Tableau de synthèse :

{Tableau 3.12} Estimation de de φ

Unités	φ selon labo	φ selon SPT				φ selon BMT Corrélation de : Menard [MEN 57]
		Graphiquement	Corrélation de :			
			Hataka et Uchida	Ohsaki et al. [FIG 15]	Peck et al (1974)	
Argile	---	41.5°	40.75°	47.46°	41.48	37.25
Sable	---	43°	33.17°	38.47°	41.73	33.82
Grés	---	43°	33.47°	38.65°	43.15	36.87
Argile	15.1°	39°	27.26°	32.1°	43.56	28.7
Marne	14.47°	39.5°	28.15°	33.75°	42.92	34.7
Galet	---	43°	33.31	49.53	42.92	---
Sable	15.5°	43°	31°	31.36°	44.9	---

Estimation de Coefficient de Poisson (V) :

{Tableau 3.13} Estimation de Coeffission de Poison (V)

Unités	COEF DE POISSON
Argile	0.3
Sable	0.33
Grés	0.3
Argile	0.3
Marne	0.4
Galet	0.3
Sable	0.33

Estimation de Poids volumique et la contrainte verticale effective :

{Tableau 3.14} Estimation de Poids Volumique et la contrainte verticale effective

Unités	Épaisseurs (m)	Poids volumiques (kN·m-3)	σ_v (KPa)	U (kpa)	σ_v' (kpa)
Argile	6	20.1	120.6	0	120.6
Sable	9	20.5	305.1	0	305.1
Grés	1	19.1	324.2	0	324.2
Argile	5	18.7	417.7	0	417.7
	6	18.7	529.9	60	469.9
Marne	6	19.78	648.58	120	528.58
Galet	3	19.78	707.92	150	557.92
Sable	22.5	20.1	1160.17	390	770.17

Estimation de Module de déformabilités (E) :**1- à partir SPT :**

Les formules de corrélation :

– Papadopoulos (1992) : $E = 75 + 8 \cdot NSPT$

Pour 1^{er} unité :

$$E_1 = 75 + 8 \cdot 53 = 0.5 \text{ MPa}$$

– Selon Ferrent (1963) : $E = 718(1 - \nu^2) NSPT$;

Pour 1^{er} unité :

$$E_1 = 718(1 - 0,3 \cdot 0,3) \cdot 53 = 34.63 \text{ MPa}$$

- Selon : $E = 479(N + 15)$; (argiles)

Pour 1^{er} unité :

$$E = 479 \cdot (53 + 15) = 32.57 \text{ MPa}$$

Pour 4 -ème unité :

$$E = 479 \cdot (41 + 15) = 26.82 \text{ MPa}$$

– Selon Bowles, J.E (2002) : $E = 1200(NSPT + 6)$;

Pour 1er unité :

$E_1 = 64.3 \text{ MPa}$

2- à partir de BMT :

Unités	EM	$E = EM / \alpha$
Argile	41.5	27.66
Sable	65.03	21.68
Grés	52.1	
Argile	41	27.33
Marne	19.4	25.46

Tableau de synthèse :

{TABLEAU 3.15} Estimation de Module de déformabilités (E)

Unités	E selon SPT (MPa)corrélations :				E selon BMT (MPa)
	Papadopoulos (1992)	Selon Ferrent (1963)	Selon :	Selon Bowles, J.E (2002)	
Argile	0.5	34.63	32.57	64.3	27.66
Sable	0.5	34.6	---	72	21.68
Grés	0.55	39.2	---	79.2	---
Argile	0.4	26.8	26.82	56.4	27.33
Marne	0.43	26.54	---	60	25.46
Galet	0.55	39.2	---	79.2	---
Sable	0.5	37.75	---	78	---

Estimation de Cohésion (C) :

1- à partir des essais de labo :

Unités	Profondeurs (m)	Valeurs (KPa)
Argile	17.5-28.5	59,6
Marne	28.5 – 34.5	45
Sable	37.5 - 60	77.9

2- à partir les corrélations :

-selon Skempton [SKE 57]: $C / \sigma_v' = 0.11 + 0.0037 \cdot I_p$ ($\pm 20\%$)

Pour 1^{er} unité

$C_1 = (0.11 + 0.0037 \cdot 20.2) \cdot 120.6 = 22.28 \text{ KPa}$

3- à partir du SPT :

Les corrélations :

– Selon Kulhaway et Mayne [KUL 90] : $C = 0.06NSPT$

Pour 1er unité :

$$C1=0,06 \cdot 53 = 31,8$$

– Selon Kulhaway et Mayne [KUL 90] : $C = 0.014(N)^{0.60} - 0.18$;

Pour 1er unité :

$$C1=0.562\text{MPa}$$

- Selon Hara et al. (1971) : $C = 0.29PaNSPT^{0.72}$

Pour 1er unité :

$$C1=0.505\text{MPa}$$

3- à partir BMT :

Les formules :

$$_Plm - Po < 0.3\text{MPa} ; cu = (Plm - Po)/5.5$$

$$_0.3 < Plm - Po < 1 \text{ MPa} ; cu = (Plm - Po)/12 + 0.03$$

$$_1 < Plm - Po < 2.5 \text{ MPa} ; cu = (Plm - Po)/35 + 0.85$$

Avec $Po = 0,8 \cdot Plm$

UNITÉS	Plm (KPa)	Po (KPa)	Plm – Po (MPa)	Cu (KPa)
Argile	2477	1981.6	0.495	71.25
Sable	3868.17	3092.93	0.775	94.58
Grés	2319	1855.2	0.463	68.58
Argile	2582.8	2066.24	0.516	73
Marne	1589	1271.2	0.317	56.54

Tableau de synthèse :

{Tableau 3.16} Estimation de Cohésion (C)

UNITÉS	C SELON LABO		C SELON SPT Corrélation de :			C selon BMT
	TABLEAU	Skempton [SKE 57]	Kulhaway et Mayne [KUL 90]	Kulhaway et Mayne [KUL 90]	Hara et al. (1971)	
1	---	22.28	31.8	562	505	71.25
2	---	41.46	32.4	576	513	94.58
3	---	57.73	36	660	552	68.58
4	59.6	89.5	24.6	394	419	73
5	45	122.68	26.4	342	442	56.54

6	---	129	36	660	552	---
7	77.9	---	35.4	646	546	---

3.5.5- Tableaux récapitulatifs :

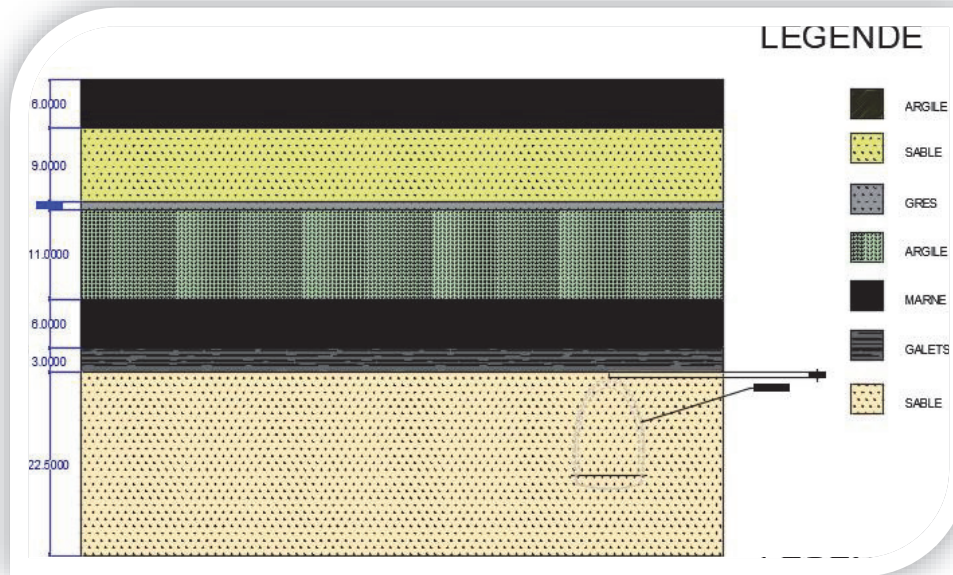
{Tableau 3.17} Tableaux récapitulatifs

Unités Paramètres	Argile	Sable	Grés	Argile	Marne	Galet	Sable
γ (t/m ³)	20	20	19	19	19	20	20
φ (degré)	40.2	35	36	29	32.2	43	31
C (KPa)	42	56	54	74	42.46	82.5	56.65
V	0.3	0.33	0.3	0.3	0.4	0.3	0.33
E (MPa)	31.62	43	79.2	27	26	79.2	58

Tableau récapitulatif des paramètres de couches/Étude géotechnique d'Entreprise.

{Tableau 3.18} Tableaux récapitulatifs d'Entreprise

	γ (t/m ³)	E(MPa)	φ (°)	C(MPa)
Sables limoneux	20	60	34	0
Sables limoneux	20	65	35	10
Argile marneuse	20	64	22	45
Sables limoneux	20	70	36	10
Marnes argileuses	20	87	22	45

3.5.6- Profil lithologique:

{Figure 3.12} Profil lithologique

3.6- Conclusion :

Les paramètres géotechniques ont été obtenus après analyse des différentes données d'investigations géotechniques (essais sur site) et d'essais en laboratoire, puis détermination de la section géologique. À partir de ces résultats, nous choisirons la méthode d'exécution de notre tunnel dans les chapitres suivants.



Chapitre 4

Prédimensionnement Empirique

4.1- Introduction :

Considérant les propriétés géomécaniques, géologiques et hydrogéologiques comme le prédimensionnement du soutènement provisoire du tunnel, tout est lié au comportement mécanique du sol, au revêtement et au dimensionnement du tunnel, nous avons pu nous rapprocher de la description du projet proposé comme support temporaire, tant que la classification du terrain dans lequel le tunnel est situé est nécessaire. La nature du terrain sur lequel le projet doit être réalisé nous oblige à choisir les critères de l'AFTES comme méthode de classement parmi d'autres : l'indice RMR de Bieniawski et l'indice de qualité Q de Barton, ceux des massifs rocheux. Dans ce chapitre, nous détaillons les critères de sélection des supports selon l'AFTES.

4.2- Classification 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, pris indépendamment les uns des autres. Ainsi, selon la spécificité du projet, chaque paramètre peut ne pas avoir le même poids pour le résultat final.

4.3- Soutènement d'après les recommandations de l'AFTES

(A.F.T.E.S,1974) :

Le groupe de travail N° 7 (soutènement et revêtement) de l'AFTES a établi un texte de recommandations portant sur le choix d'un type de soutènement à partir de la description d'un massif rocheux. Pour chaque critère de classification et pour tous les types de soutènement, un tableau indique en fonction de la valeur du paramètre qui caractérise le critère en question, si le soutènement considéré est particulièrement recommandé, possible, mal adapté ou impossible. Les critères de classifications sont les suivants :

- Comportement mécanique du terrain
- Discontinuités et procédé de creusement
- Altérabilité-Gonflement
- Hydrologie
- Hauteur de couverture et contrainte naturelle
- Dimensions de la cavité
- Environnement

Dans notre projet : Nous n'avons qu'un seul terrain traversé par le tunnel qui est la 7ème unité géologique qui a été classée au chapitre précédent (étude géotechnique), qui est sable c'est-à-dire exempt de roches puis classe R5a comportement mécanique, à très faible

perméabilité, terrain gonflé, diamètre du tunnel supérieur à 10 m et environnement sensible au tassement.

{Tableau 4.1} Caractéristiques du terrain

Type de terrain	Sol sableux
Comportement mécanique	R5a
Gonflement	Terrain gonflant
Perméabilité	Très faible
Poids humide de sol γ_h KN/m ³	18.98
Contrainte initiale (calculée) : MPa	0.74
Couverture (m)	38
Dimension (m)	11
Environnement sensible au tassement	Oui

4.4- Type de Soutènement proposé pour le sable selon AFTES :

Le tableau ci-dessous nous montre l'estimation des critères de classification pour notre projet :

{Tableau 4. 2} Tableau récapitulatif du choix de soutènement selon les recommandations de l'AFTES

Type de soutènement		Pas de soutènement	Béton projeté	boulons			Cintres		voussoir		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux	
				Ancrage ponctuel	Ancrage reparté	Barres foncées	Lourds	Légers coulissant	Plaques métal	Béton			ancrage reparté	Barres foncées
Critère	Classe													
Comportement mécanique	R5a	<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 :

Altérabilité	Terrain gonflant	x	✓ (2)	x	✓ Bp	✓ Bp	✓ Bl ou Bp	✓ Bl ou Bp	✓	☑	✓	✓	✓	✓
Perméabilité	<u>K1</u>	☒	x Dr	☒	✓	✓	☑	☑	☑	☑	✓	✓	x	✓
Couverture	σ° Modéré	☒	✓	✓	☒	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Dimensions	<u>11 m</u>	✓	☑ Bo	☑	☑	✓	x	✓ Bo ou Pev	✓	✓	✓	x (4)	✓	✓
Environnement	<u>S.O.</u> <u>T</u>	☒	✓ Ci ou Pm	✓ Bp	✓ Bp	✓ Bp	✓ Act	x	✓ Enf	✓ Bcl	✓	✓ Inj	✓	✓
Synthèse		☒	x Dr	☒	☒	✓ Bl ou Bp	x	x	✓ Enf	✓ Bcl	✓	x (1)	x	✓

☒: soit en principe impossible.

x: soit très mal adapté, bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable).

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

☑: soit particulièrement recommandé.

Enf : avec enfilage.

Bp : avec béton projeté.

Bcl : avec bouclier.

Bl : avec blindage bois ou métallique.

Dr : avec drainage.

(1) : pousse tube en principe à exlure pour D >4.

4.5- Les résultats obtenus : (types de soutènement valables)

Nous en déduisons les soutènements suivants :

Boulons fonnés avec béton projeté ou blindage bois ou métallique.

Voussoirs : plaques en métal assemblées avec enfilage.

Voussoirs préfabriqués mis en place dans bouclier.

Tubes perforés.

Congélation .

Air comprimé.

4.6- Les types de soutènement choisis :

Sauf s'il s'agit seulement de limiter l'ouverture de certaines failles localisées, le boulonnage ne peut être utilisé seul si la hauteur minimale de couverture n'existe pas, comme les boulons d'accompagnement le terrain dans sa déformation sans la limite strictement, il est généralement nécessaire de les associer à un soutènement de peau rigide (béton projeté) [8].

Les cintres peuvent convenir à condition de comporter des dispositifs efficaces limitant de la décompression des terrains due notamment à l'imperfection du bourrage entre les cintres et le terrain, il peut s'agir, soit de vérins de pied on de clé permettant de constituer de véritables cintres (actifs), soit d'étais extensibles à vérin manuels on hydrauliques utilisées dans les galeries de petites sections, soit enfin de calages expansibles (boudruches gonflables) placés entre le cintre ou le terrain [8].

Après classification des terrains selon l'AFTES, et analyse des diverses recommandations proposées, nous optons pour les soutènements suivants :

Cintres moyens (HEB 160) espacés de 1 m + 30 cm de béton projeté avec treillis soudés avec éventuel tube perforé (voûte parapluie).

4.7- Méthode et mode d'excavation :

4.7.1- Méthode d'excavation :

La méthode d'excavation utilisée dans ce projet est la méthode d'attaque ponctuelle pour plusieurs raisons, telles que l'absence de roches et la présence de terre, et la courte distance du tunnel. Cette méthode a été déterminée après étude de plusieurs facteurs, dont des facteurs liés au terrain et d'autres, liés aux caractéristiques du tunnel, des facteurs de risque, et la fragilité des infrastructures et des bâtiments environnants par rapport aux mouvements de terrain.

4.7.2- Mode d'excavation :

En raison du faible diamètre vertical du tunnel, qui est égal à 8 m, il est inférieur à 11 m, la méthode de creusement consiste à creuser une section totale avancements entre 1.0 m

4.8- Conclusion :

Le prédimensionnement empirique qui se base sur les expériences nous a aidés à savoir les types et le soutènement adéquat qui vont être vérifiés dans les prochains chapitres.

Chapitre 5

**Calcul analytique par la
méthode Convergence-
Confinement**

5.1- Introduction :

La méthode convergence-confinement permet d'échapper à la complexité d'un modèle à trois dimensions. Elle est fondée sur l'analyse bidimensionnelle de l'interaction entre le soutènement et le terrain. La méthode de calcul dite «convergence-confinement» s'est développée parallèlement à l'utilisation des modes de soutènement qui assurent la participation effective du terrain à sa propre stabilité (béton projeté, boulonnage, cintres légers). Elle procède du même partie en ce sens qu'elle privilégie le rôle du terrain dans l'ensemble terrain-soutènement et s'efforce de prendre en compte la progression du creusement et son aspect tridimensionnel. Elle postule que le but de soutènement ne consiste généralement pas à s'opposer à la déformation élastique du terrain autour de la cavité, ni même à la formation d'une zone en déformation pseudo-plastique dans laquelle les critères de rupture sont dépassés [9] .

5.2- Définition de la convergence :

La convergence des tunnels est la variation de la distance entre deux points situés sur la paroi des tunnels. Lorsque les deux points sont diamétralement opposés, la convergence peut, dans la plupart des cas, être assimilée à la somme des deux déplacements radiaux.

La convergence est fonction de :

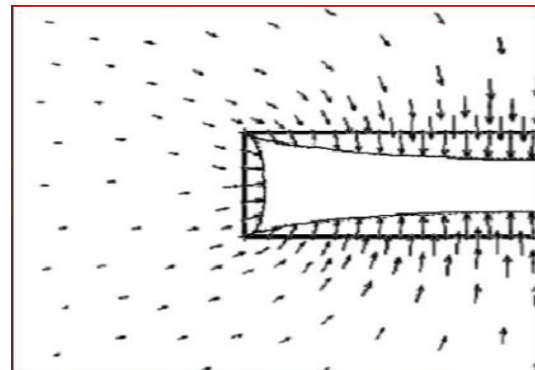
$$C=fct(\sigma ; x ; t ; d ; Ks)$$

La poussée du terrain (σ).

- La distance (x) entre la section démesure et le front détaille.
- Du temps (t) qui s'est écoulé depuis le passage du front de taille au niveau de la section de mesure,
- De la distance non soutenue (d), derrière le front de taille.
- De la rigidité du soutènement

(Ks)

.....



{Figure 5.1} déséquilibre des contraintes appliquées sur le terrain

5.3- Définition du confinement :

Le confinement est la pression radiale qui s'applique sur le pourtour de l'excavation en présence du soutènement [9] .

❖ Les particularités de ce terrain confiné sont :

- Un état d'équilibre relatif des contraintes ou terrain au repos $\sigma_r = \sigma$.
- Une protection relative du terrain des actions de l'érosion/altération, ou bien ces processus sont très minimes.

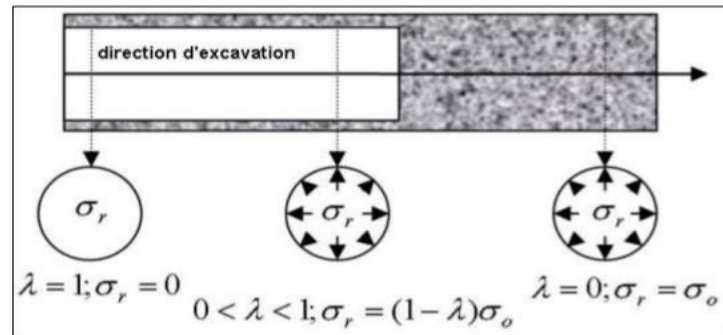
- Généralement stabilité relative de ce terrain et absence de déformation (exception pour les cas de terrains sous consolidés, ou de présence d'instabilité).

La perte de confinement ou déconfinement : La perte de cette isolation, ou perte de confinement, ou plus précisément déconfinement, du terrain sera donc directement lié au Passage du tunnel ou d'une manière plus précise le rapprochement du front d'attaque de la zone du terrain.

- ❖ Les particularités de ce terrain déconfiné sont :
 - Un déséquilibre des contraintes appliquées sur le terrain.
 - Diminution de la protection du terrain aux actions de l'érosion/altération, ce qui se traduit par une évolution des caractéristiques géotechniques de ce terrain.
 - Une déstabilisation de ce terrain à cause du déséquilibre des contraintes, ce qui se traduit par l'apparition de déformation.

5.4- Principe de la méthode convergence - confinement :

Le terrain a une contrainte Initiale (σ_0) et une contrainte radiale (σ_r), lorsque (σ_0) = (σ_r), (en équilibre), mais après excavation du terrain, la contrainte radiale (σ_r) diminue de manière progressive selon la formule : $\sigma_r = (1 - \lambda) * \sigma_0$. Où λ est le coefficient de déconfinement. Le processus de déconfinement ne se produit pas immédiatement, mais plutôt progressivement. Le déplacement radial (ur) en un point de la paroi du tunnel n'est plus nul, mais augmente en fonction (λ) selon le comportement du terrain environnant jusqu'à atteindre sa valeur maximale ($\lambda = 1$).



{Figure 5.2} La méthode convergence confinement

5.5- Etape de calcul :

L'analyse qui précède montre que les trois étapes essentielles de la construction des courbes caractéristiques pour l'application de la méthode convergence-confinement sont les suivantes :

- ❖ Tracé de la courbe caractéristique du terrain.
- ❖ Étude de l'influence de la proximité du front pour connaître la position relative des deux courbes.
- ❖ Tracé de la courbe caractéristique du soutènement et du revêtement.

5.5.1- Courbe caractéristique du terrain :

La courbe caractéristique du terrain ou courbe de convergence c'est une courbe représentant la diminution de la contrainte radiale (σ_r) en fonction du déplacement radial (ur) en l'absence de soutènement, pour tracer cette courbe il faut d'abord déterminer le milieu (élastique ou plastique), puis calculer les paramètres géomécaniques suivants :

$$Kp = \frac{\tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})}{\cos(\varphi)}$$

$$Rc = \frac{2 * C * \cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \text{ (la résistance à la compression)}$$

En utilisant les paramètres géotechniques qui sont pris en compte dans le chapitre d'études géotechniques :

- Module d'élasticité du terrain (**E**) ;
- Coefficient de poisson (**v**) ;
- Cohésion (**C**) ;
- Angle de frottement interne (**φ**)
- La contrainte initiale verticale relative (**σ₀ = P_v**)

Les paramètres géotechniques et les valeurs géomécaniques. Les calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous :

{Tableau 5.1} Caractéristiques géo mécanique relatives aux terrains

Paramètres	r	C	Su	v	E	φ	γ	σ ₀ = P _v	σ'v0	Kp	Rc
Unités	m	KPa	Kpa		Mpa	degré	KN/m ³	Kpa	Kpa		Kpa
Valeurs	5.5	56.65	354	0.33	58	31	20	741	591	3.12	200.26

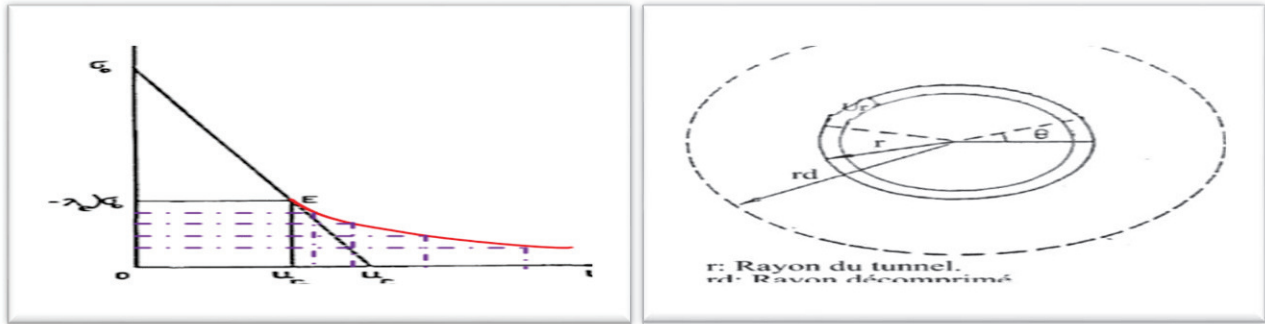
Précision le comportement de milieu (élastique ou plastique) :

On suppose que le comportement est plastique et on vérifie la condition suivante :

$$\sigma_0 > Rc / 2 \quad \sigma_0 = 741 > 100.13 = Rc / 2 \quad \text{Vérifiez,}$$

Alors le comportement du point milieu est plastique. Atteignant la plasticité du terrain autour du cavité dans une zone circulaire de rayon plastique (r_d) supérieur au rayon d'excavation (r), cette zone est caractérisée par un déplacement radial (ure), un taux de déconfinement (λe) et une contrainte radiale (σ_{re}), comme le montre la figure :

{Figure 5.3} Courbe convergence (comportement élasto-plastique)



Avec:

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p + 1} \left(K_p - 1 + \frac{R_c}{\sigma_0} \right);$$

$$u_{re} = \lambda_e u_{r0}; \quad U_{r0} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 r$$

$$\sigma_{re} = (1 - \lambda_e) \sigma_0.$$

Les déformations plastiques se font à volume constant :

$$U_r = \lambda_e \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 \left(\frac{rd}{r} \right)^2 \times r \quad \frac{rd}{r} = \left[\frac{2}{k_p + 1} \times \frac{(k_p - 1) \sigma_0 + \sigma_c}{(1 - \lambda)(k_p - 1) \sigma_0 + \sigma_c} \right]^{1/k_p - 1}$$

La courbe de terrain caractéristique se compose de deux parties :

-courbe droite pour $\lambda_e > \lambda$, définie par les points 1 et 2

P1 {ur = 0, sigma_r = sigma_0, P2 {ur = Ure, sigma_r = sigma_re

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

{Tableau 5.2} Caractéristiques des parois du tunnel

U _{r0} (m)	λ_e	σ_{re} (KPa)	U _{re} (m)
0.098	0.58	311.22	0.057

-courbe parabolique pour chaque $\lambda > \lambda_e$, on calcule σ_r (axe de coordonnées) $\sigma_r = (1 - \lambda) * \sigma_0$

En fonction de λ , on calcule $\frac{rd}{r}$

Pour chaque λ , et en utilisant $\frac{rd}{r}$ correspondant, et on calcul U_r

On répète pour différents $\lambda > \lambda_e$ et on dessine la courbe caractéristique point par point ($\sigma_r = f(U_r)$).

Pour $\lambda > \lambda_e$, on calcule les valeurs de U_r à partir la fonction $U_r = 0,098 * (rd/r)^2$,

$$\text{avec } \frac{rd}{r} = (859.796 / (1771.18 - 1570.92 * \lambda))^{0.467}$$

Les valeurs de la contrainte radiale à partir la fonction $\sigma_r = (1 - \lambda) * 741$

Les valeurs de rd/r , U_r et σ_r ont été calculés à l'aide du programme Excel et sont présentées dans l'image ci-dessous :

	A	B	C	D	E	F	G
1	λ	σ_r	rd/r	U_r		σ_r	U_r
2	0.58	311.22	0.99986402	0.05398532		741	0
3	0.62	281.58	1.03592495	0.05794959		311.22	0.05398532
4	0.66	251.94	1.07641469	0.0625681			
5	0.7	222.3	1.12233188	0.06801996			
6	0.74	192.66	1.17502359	0.07455674			
7	0.78	163.02	1.23635963	0.0825436			
8	0.82	133.38	1.30902699	0.09253179			
9	0.86	103.74	1.39705689	0.10539547			
10	0.9	74.1	1.50683857	0.12261037			
11	0.94	44.46	1.64926088	0.14688332			
12	0.98	14.82	1.84485022	0.18378751			
13	1	0	1.97477747	0.21058629			

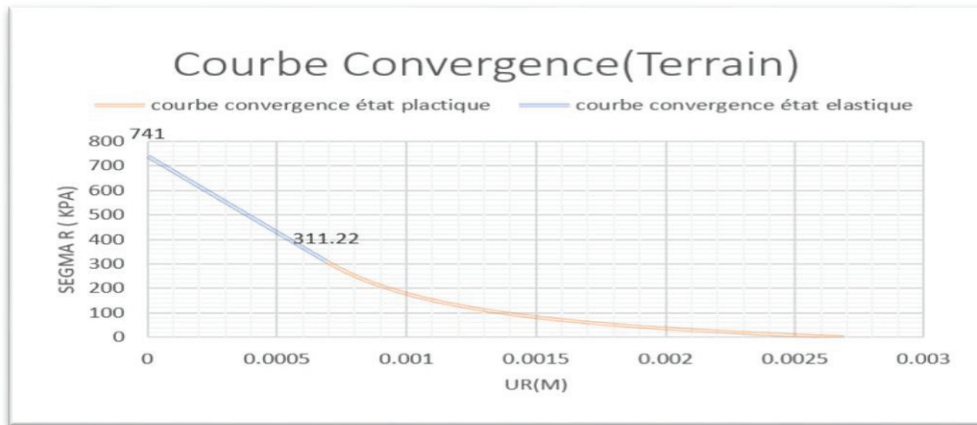
{Figure 5.4} Les valeurs du contrainte radial en fonction du déplacement

Les coordonnées des points sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

{Tableau 5.3} Les coordonnées des points de la courbe de convergence

Points	U_r (m)		σ_r (KPa)	
P1	U_{r1}	0	σ_1	$\sigma_0= 741$
P2	U_{r1}	$U_{re}= 0.054$	σ_2	$\sigma_{re}=311.22$
P3	U_{r3}	0.058	σ_3	281.58
P4	U_{r4}	0.063	σ_4	251.94
P5	U_{r5}	0.068	σ_5	222.3
.
.
P13	U_{r27}	0.21	σ_{r27}	0

La courbe de convergence obtenue est représentée ci-dessous comme suit :



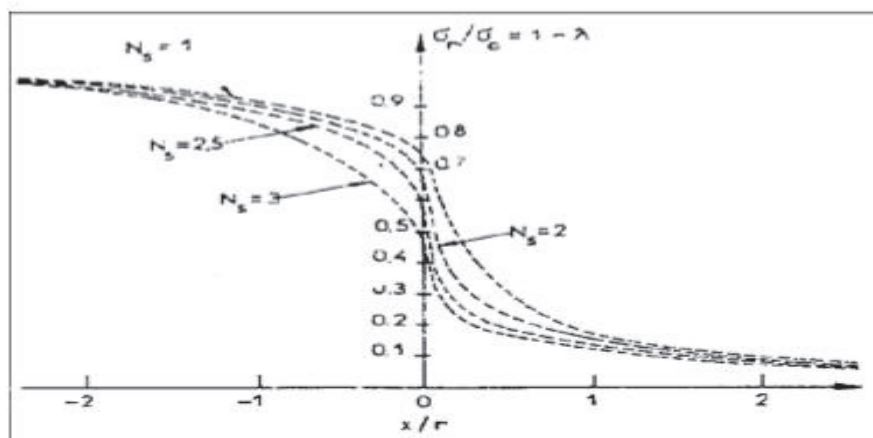
{Figure 5.5} La courbe caractéristique de la convergence

5.5.2- Étude de l’influence de la proximité du front pour connaître la position relative des deux courbes :

Cette analyse permet de définir la position relative des courbes caractéristiques du soutènement et du terrain. Elle consiste à étudier la variation de la convergence ou celle de la pression fictive de soutènement le long du tunnel pour une position fixe du front de taille et en supposant constants tous les paramètres, et notamment les caractéristiques mécaniques du terrain.

Déterminer le taux de déconfinement λ_s :

Tel que pour un comportement élasto-plastique du terrain, le taux de déconfinement (λ_s) peut être déterminé depuis l’abaque de Panet et Guenot [9] est représentée par la figure ci-contre :



{Figure 5.6} Abaque de Panet et Guenot

Pour la distance de front X en projetant X/r sur un abaque de Ns, après projection sur l’axe yy on trouve la valeur de 1 - λ_s .

λ_s est le taux de déconfinement lors de la mise en place du soutènement.

U_{s0} est Le déplacement radial lors de la présence du soutènement.

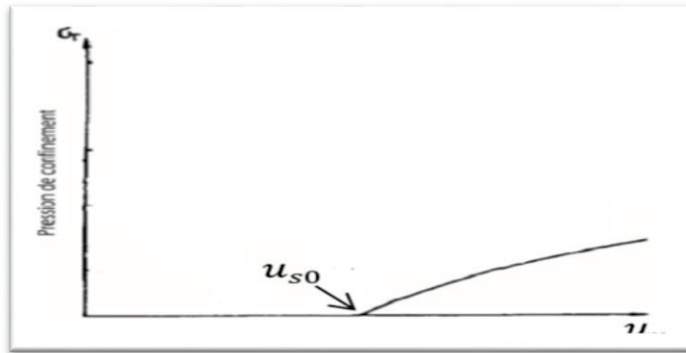
Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessous :

{Tableau 7.4} Le déplacement radial lors de la présence du soutènement

Soutènement	Ns	r (m)	X (m)	X/ r	1- λ_s	λ_s	Uso (m)
1	2	5.5	0.5	0.09	0.4	0.6	0.059
2	2	5.5	0.75	0.14	0.33	0.67	0.066

5.5.3- Tracé de la courbe caractéristique du soutènement et du revêtement :

La courbe caractéristique d'un soutènement représente le déplacement radial du support (ur) en fonction de la pression externe radiale (σr) qui lui est appliquée. Il a une forme linéaire qui suit le comportement élastique linéaire du soutènement, son origine est (0) pour tenir compte de la convergence du sol déjà produite lors de l'installation, comme indiqué sur la figure :



{Figure 5.7} Courbe du soutènement

Pour tracer cette courbe, il faut d'abord déterminer la raideur du soutènement et la contrainte maximale admissible.

Le tableau ci-dessous nous montre les caractéristiques de chaque soutènement qui ont été calculées avec les relations suivantes :

$$\begin{aligned} \sigma_{bmax} &= 0,85 * f_{c28} / \gamma_b ; & f_{c28} &= 25 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.15 \\ K_b &= E_b * e / (1 + \nu^2) * R ; & P_{bmax} &= \sigma_{bmax} * e / R ; & K_c &= E_a * A * a / R ; \\ P_{cmax} &= f_u * A / a * R \\ K_s &= K_b + K_c [18] ; & P_{smax} &= P_{bmax} + P_{cm} \end{aligned}$$

{Tableau 5.5} les caractéristiques de chaque soutènement

Soutènement	Paramètres		Valeurs
Béton projeté	E_b (MPa)	Module de déformation du béton projeté	10 800
	ν	Coefficient de poisson du béton projeté	0.2
	σ_{bmax} (MPa)	Résistance ultime du béton projeté	18.47
	e (m)	Épaisseur du béton projeté relatif au soutènement	0.3
	R (m)	Rayon du tunnel	6.95
	K_b (MPa)	Rigidité	448 .26
	P_{bmax} (MPa)	Pression maximale admissible	0.8
cintres	E_a (MPa)	Module de déformation des cintres	210 000
	f_u (MPa)	Limite d'élasticité	355
	A (cm ²)	L'aire de la section du profilé métallique	54.3
	a (m)	Espacement entre deux cintres successifs	1
	K_c (MPa)	Rigidité	164 .07
	P_{cmax} (MPa)	Pression maximale admissible	0.277
Soutènement composite	K_s (MPa)	Rigidité	612.33
	P_{smax} (MPa)	Pression maximale admissible	1.07

Enfin, après détermination des contraintes maximales P_{smax} , le déplacement radial (u_r) reste attribuable à la contrainte maximale du soutènement P_{smax} , et s'évalue comme suit :

$$U_s = U_{s0} + R \cdot P_s / K_s ;$$

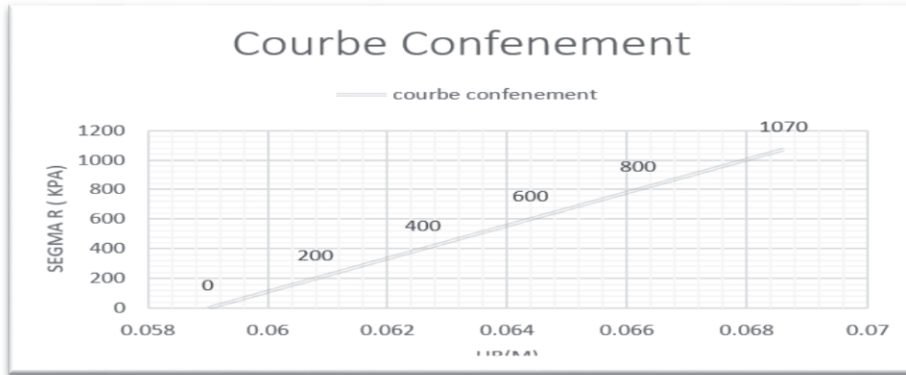
$$U_{smax} = U_{s0} + R \cdot P_{smax} / K_s$$

Les valeurs de (u_r) ont été calculées par le programme Excel et sont présentées dans l'image ci-dessous :

	K	L
P_s	U_s	
	0	0.059
	200	0.06079642
	400	0.06259283
	600	0.06438925
	800	0.06618567
	1070	0.06861083

{Figure 5.8} Tableau des résultats calculées par Excel

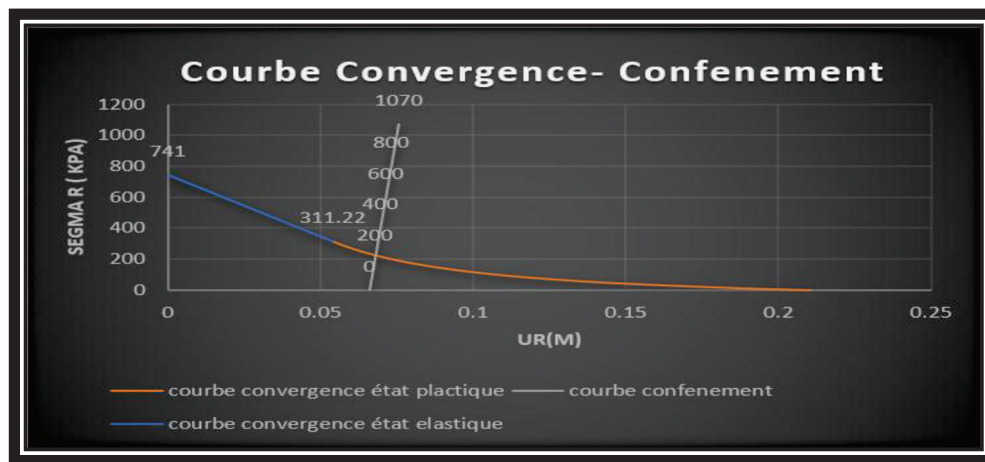
La courbe de soutènement obtenu est représentée ci-dessous comme suit :



{Figure 5.9} Courbe caractéristique du soutènement

5.5.4- Courbe convergence-confinement : Équilibre final :

La courbe convergence-confinement obtenue est représentée ci-dessous comme suit :



{Figure 5.10} Courbe caractéristique convergence confinement

À travers l'étude graphique, nous avons déterminé le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergences (terrain) et de confinements (soutènement) :

$$U_{\text{équilibre}} = 60\text{mm}$$

$$P_{\text{équilibre}} = 210\text{KPa}$$

5.6- Interprétation des résultats :

Au point d'équilibre, la convergence est estimée à 60 mm, ce qui est une valeur élevée. Par conséquent, nous recommandons de présoutènement dans une voûte parapluie avec un blindage du front.

5.7- Conclusion :

L'obtention d'une valeur de convergence élevée au point d'équilibre de 60 mm nécessite de vérifier la stabilité du front d'excavation, d'éventuels renforts au moyen de présoutènement, et limité le tassement ainsi la diminution du taux de déconfinement c'est-ce que nous verrons dans le prochain chapitre.



Chapitre 6
Excavation du terrain

6.1- Introduction :

La nature géotechnique de la zone de construction peut poser des problèmes lors de l'exécution du projet, tel que le glissement et l'instabilité du front de taille, et cela a été prouvé dans le chapitre précédent par la convergence au point d'équilibre que nous avons trouvé d'une grande valeur. C'est pourquoi nous cherchons dans ce chapitre des solutions pour assurer la stabilité temporaire du front. Il est important de protéger le personnel travaillant dans le tunnel ainsi que les personnes et les biens en surface. Il est important de réduire la valeur de la convergence au point d'équilibre, en renforçant le sol en installant une voûte parapluie qui contribue également à réduire le tassement, et des clous en fibre de verre pour réduire le risque de glissement du front lors de l'excavation. Ce pré- soutènement peut être i pré soutènement suffisant soit pour assurer la stabilité du front, soit pour maintenir les tassements à un niveau acceptable, elle peut être associée à des techniques de renforcement de la fondation devant le front par clouage, créant un noyau de sol renforcé aux propriétés de résistance et de dureté supérieures à la terre en place. Ainsi, il est possible d'assurer la stabilité mais aussi de réduire la perte de sol associée à l'extrusion frontale.

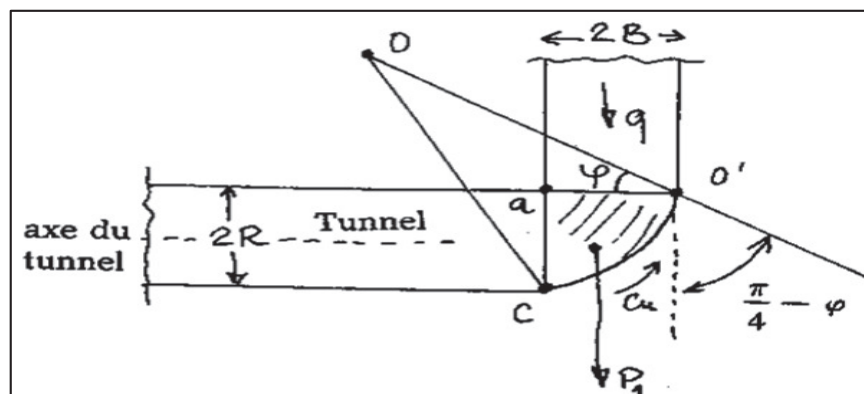
Après avoir activé le présoutènement dans le sol, nous calculons la convergence au point d'équilibre à l'aide des paramètres améliorés et les comparons avec ceux calculés avant le renforcement et déterminons le taux de déconfinement et après calcul du tassement en surface.

6.2- Stabilités du Front de Taille :

À partir des résultats obtenus au chapitre précédent, où la valeur de convergence au point d'équilibre est grande, l'étude de la stabilité du front est obligatoire, s'il s'agit d'un front instable, indiquant le renforcement de la terre par un certain nombre de boulons en fibre de verre, tout ça pour améliorer le terrain

6.2.1- Vérification de la stabilité du front :

Lorsque la convergence à l'équilibre est élevée, la stabilité du front est vérifiée par une méthode MURAYAMA.



{Figure 6.1} Schéma de la méthode MURAYAMA

Cette vérification est basée sur le calcul de facteurs de sécurité

{Tableau 6.1} Évaluation du facteur de sécurité

Paramètres	Formules	Valeurs
Hauteur de couverture	H (m)	38
Rayon du tunnel	R (m)	5.5
Poids spécifique	P (KN/m ³)	20
Cohésion	C (KPa)	56.64
Colonne montante	$C_m = 2 \cdot R^2 \cdot P \cdot H$	45980
Moment cylindrique	$M_c = 8 \cdot P \cdot R^3 / 3$	8873.33
Moment moteur	$M_m = M_c + C_m$	54853.33
Moment résistant	$M_r = 2 \cdot \pi \cdot R^2 \cdot C$	10759.9
Facteur de sécurité	$F = M_r / M_m$	0.19

$$F = 1 > 0.19$$

Le front est donc instable. Il faut améliorer le comportement du sol en injectant, ce qui conduit à une augmentation de sa cohésion, et la cohésion C_1 qui sera après l'injection se calcule à partir de l'égalité : $M_r / M_m = 1$

$$(2 \cdot \pi \cdot R^2 \cdot C_1) = M_m$$

$$C_1 = M_m / (2 \cdot \pi \cdot R^2)$$

$$AN : C_1 = 288.75 \text{ KPa}$$

La cohésion nécessaire pour atteindre l'équilibre est de 288,75 kPa, donc les boulons sont nécessaires pour stabiliser le front, car $C_1 > C$.

6.2.2- Calcul du nombre de boulons :

Le front de taille risque de glisser, pour éviter ce problème, il est nécessaire de renforcer le front avec un certain nombre de boulons en fibre de verre.

Surface de corps de glissement	$A_c = B/2 + (H + h_1)$	14.03
Poids du corps de glissement	$G_c = A_c \cdot \gamma$	280.53KN/m

- **Effort à l'équilibre :**

{Tableau 6.5} Effort à l'équilibre

Cohésion en zone de glissement	$R_c = C \cdot l_c$	520.53KN/m
L'angle	$e = v$	60.5
L'angle	$x = 90 - e$	29.5
Force résultante	$(G_c^2 + R_c^2 - 2 \cdot G_c \cdot R_c \cdot (\cos 90 - v))^{0,5}$	264.4KN/m
Force résultante d'équilibre	$F_{\text{front}} = R \cdot \sin x / \sin e$	149.59KN/m

Mesure pour le soutènement de front :

Le nombre de boulons dépend des caractéristiques de ces derniers. Dans notre cas le choix est porté sur les boulons de type Durglass FL30X5 en fibres de verre.

Limite de rupture dans les boulons FL30X5 : $F_{rg} = 295.42$

Effort appliqué par l'ensemble des boulons .

$F_{\text{boulons}} = F_{\text{front}} \cdot B = 149.59 \cdot 11 = 1645.49 \text{ KN}$

Nombre de boulons nécessaires $N > F_{\text{boulons}} / F_{rg} = 5.57$

Donc $N = 6$ Boulons.

6.2.3- Les caractéristiques du terrain améliorées :

Après la mise en place des boulons et la stabilisation du front de taille, les caractéristiques mécaniques du terrain environnant vont s'améliorer :

Indraratna et Kaiser (1990) ont réalisé des calculs axisymétriques en considérant un sol renforcé obéissant au critère de Mohr-Coulomb dont les propriétés de résistance sont améliorées. Ainsi, l'angle de frottement φ et la cohésion c améliorés sont définis par [10] :

$$\sin \varphi_{am} = 2 \sin \varphi + \beta (1 + \sin \varphi) / (2 + \beta (1 + \sin \varphi))$$

$$c_{am} = 2c \cdot \cos \varphi (1 - \sin \varphi_{am}) (1 + \beta) / (2 \cos \varphi_{am} (1 - \sin \varphi))$$

{Tableau 6.6} caractéristiques sol-soutènement

R	Rayon de la section équivalente du creusement (m)	4.5
db	Densité des boulons	0.068 boulon/m ²
λ	Coefficient de frottement sol boulon	7
φ	L'angle de frottement	31°
c	La cohésion (KPa)	56.64
β	$= db \cdot \pi \cdot R \cdot \lambda$	6.73
φ_{am}	L'angle de frottement amélioré	66.93°
c_{am}	La cohésion améliorée(KPa)	157.94

Song et al (2006) ont comparé cinq (05) différentes approches pour déterminer la rigidité équivalente du massif renforcé à introduire dans le calcul numérique et ils proposent de retenir la formule suivante [11] :

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

$$E_{scellement} = 8\,062 \text{ MPa}$$

$$E_{sol} = 58 \text{ MPa}$$

$$E_{boulon} = 40\,000 \text{ MPa}$$

$$E_{am} = 6\,767.66 \text{ MPa}$$

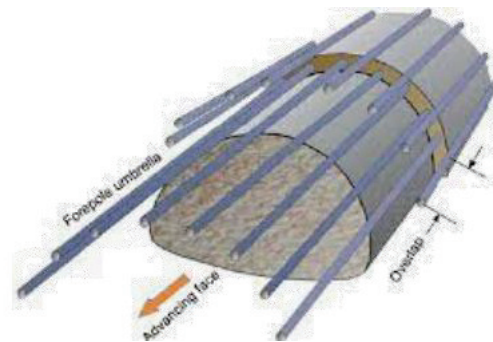
Caractéristiques améliorées du terrain

{Tableau 6.7} Caractéristiques améliorées du terrain

Terrain	db (Boulons/m ²)	β	φ_{am} (°)	c_{am} (KPa)	E_{am} (MPa)
Sable	0.068	6.73	66.93°	157.94	6767.66

6.3- Vérification de la stabilité de la VOÛTE PARAPLUIE :

Pour les sols peu et non cohérents, la stabilisation du front de taille est accompagnée par un présoutènement jouant un rôle de soutènement en avant du front de taille, pour contribuer aussi à la préservation du noyau d'excavation du terrain en avant du front. Ainsi garantir plus de stabilité en cours d'excavation [11] .



{Figure 6.3} Pré-soutènement par voûte parapluie

Nous optons pour une voûte parapluie avec scellement au terrain par coulis de ciment, la voûte parapluie est du type AT-89 ayant les propriétés géomécaniques suivantes :

{Tableau 6.8} Propriétés géo mécaniques de la voûte parapluie

	Diamètre extérieur (mm)	Épaisseur (mm)	Section S (cm ²)	Moment d'inertie I (cm ⁴)	Module de déformation E (GPa)
AT-89	88,9	6,3	16,3	140	210

Le module de déformation équivalent (E_{eq}) est donné par la formule [11] :

$$E_{eq} = E_{sol} + \frac{E_{vp} \cdot E_{scellement}}{E_{vp} + E_{scellement}}$$

E_{sol} : Module de déformation du sol

E_{vp} : Module de déformation de la voûte parapluie

$E_{scellement}$: Module de déformation du scellement par ciment

{Tableau 6.9} Module de déformation équivalent du massif renforcé par voûte parapluie

Terrain	<i>E_{sol}</i> (MPa)	<i>E_{vp}</i> (MPa)	<i>E_{scellement}</i> (MPa)	<i>E_{eq}</i> (MPa)
Galet	79.2	210000	8 062	7843.14
Sable	58	210000	8 062	7821.94

6.4 - Détermination de la convergence au point d'équilibre après le renforcement par LA VOÛTE PARAPLUIE :

6.4.1- Courbe, caractéristique du terrain :

{Tableau 6.10} caractéristiques géotechniques et géo mécaniques du terrain

Paramètres	r	C	Su	v	E _{eq}	φ	γ	σ ₀ = P _v	σ' _{v0}	K _p	R _c
Unités	m	KPa	KPa		MPa	degré	KN/m ³	KPa	KPa		KPa
Valeurs	5.5	56.65	354	0.33	7821.94	31	20	741	591	3.12	200.26

{Tableau 6.11} Courbe caractéristique du terrain

U _{ro} (mm)	λ _e	σ _{re} (KPa)	U _{re} (mm)
0.69	0.58	311.22	0.4

$$U_{ro} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 r \quad U_r = \lambda_e \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 \left(\frac{rd}{r}\right)^2 \times r$$

U_r = 0.00069. (rd/r) ^2

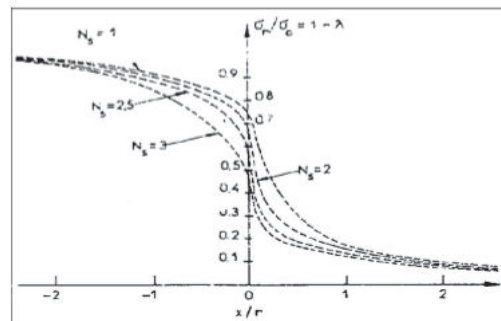
Les valeurs de U_r ont été calculées dans Excel et sont les suivantes :

	A	B	C	D	E	F	G
1	λ	σ_r	rd/r	U_r		σ_r	U_r
2	0.58	311.22	0.99986402	0.00068981		741	0
3	0.62	281.58	1.03592495	0.00074047		311.22	0.00068981
4	0.66	251.94	1.07641469	0.00079948			
5	0.7	222.3	1.12233188	0.00086914			
6	0.74	192.66	1.17502359	0.00095267			
7	0.78	163.02	1.23635963	0.00105472			
8	0.82	133.38	1.30902699	0.00118235			
9	0.86	103.74	1.39705689	0.00134672			
10	0.9	74.1	1.50683857	0.00156669			
11	0.94	44.46	1.64926088	0.00187684			
12	0.98	14.82	1.84485022	0.0023484			
13	1	0	1.97477747	0.00269082			

{Figure 6.4} Tableau des résultats calculées par Excel

6.4.2- Détermination du taux de déconfinement λ_s :

Tel que pour un comportement élasto-plastique du terrain, le taux de déconfinement (λ_s) peut être déterminé depuis l’abaque de Panet et Guenot [9], représenté par la figure ci-contre :



{Figure 6.5} Abaque de Panet et Gueno

Pour une distance de front X, la projection de X/r sur abaque de $N_s= 1$, après la projection sur l’axe yy, on trouve la valeur de $1 - \lambda$.

λ_s est taux de déconfinement lors de l’installation du soutènement.

{Tableau 6.12} Taux de déconfinement lors de l’installation du soutènement

Soutènement	N_s	r (m)	X (m)	X/ r	$1 - \lambda_s$	U_{ro} (mm)	λ_s	U_{so} (mm)
1	2	5.5	0.5	0.09	0.6	0.69	0.4	0.276
2	2	5.5	0.75	0.14	0.5	0.69	0.5	0.345

Avec : $U_{so} = \lambda_s \cdot U_{ro}$

(U_{s0}) : Le déplacement radial lors de la présence du soutènement.

6.4.3- Tracé de la courbe caractéristique du soutènement et du revêtement :

Voici les caractéristiques de support représentées dans le tableau :

{Tableau 6.13} courbe caractéristique du soutènement et du revêtement

Soutènement composite	K_s (MPa)	Rigidité	612.33
	$P_s \text{ max}$ (MPa)	Pression maximale admissible	1.07

Avec: $U_s = U_{s0} + R \cdot P_s / K_s$

$U_{smax} = U_{s0} + R \cdot P_{smax} / K_s$

La courbe de confinement représente pour nous la variation de pression P_s en fonction du déplacement.

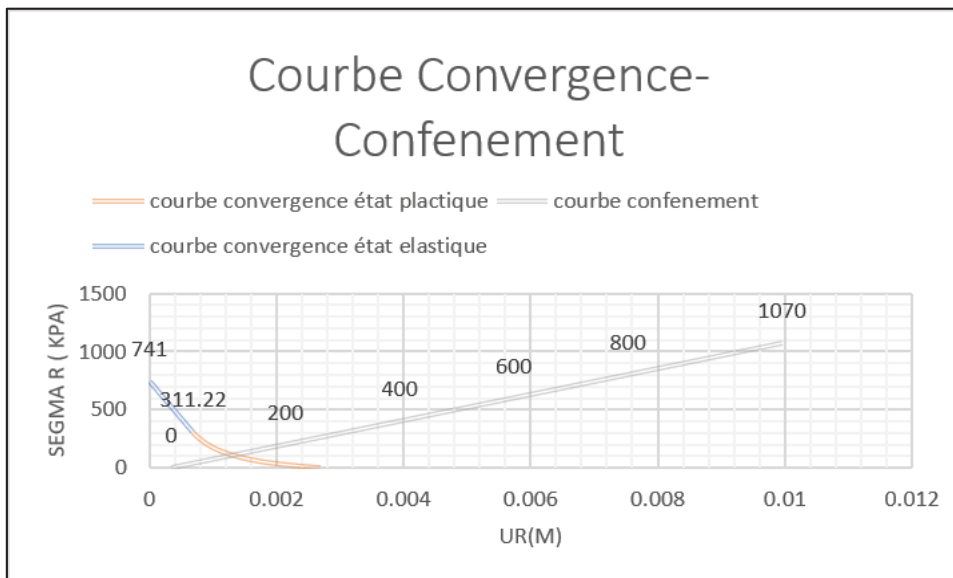
Donc :

K	L
P_s	U_s
0	0.000345
200	0.00214142
400	0.00393783
600	0.00573425
800	0.00753067
1070	0.00995583

{Figure 6.5} Tableau des résultats calculées par Excel

6.4.4- Courbe convergence confinement : Équilibre final

La courbe de convergence obtenue est représentée ci-dessous comme suit :



{Figure6.6} Courbe convergence confinement

À travers l'étude graphique, nous avons déterminé le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergences (terrain) et de confinements (soutènement) :

$$U_{\text{équilibre}} = 1.3\text{mm}$$

$$P_{\text{équilibre}} = 120\text{KPa}$$

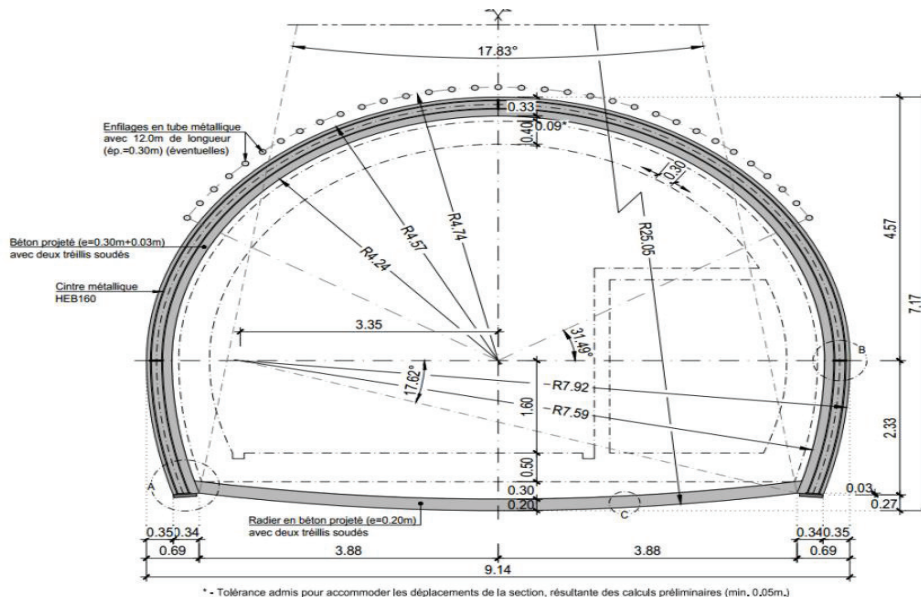
- Interprétation des résultats :

Après le renforcement du front de taille et la mise en place de la voûte parapluie, nous remarquons une importante diminution de la convergence au point d'équilibre de 60 mm à 1.3 mm, donc le renforcement du front de taille et la mise en place de la voûte parapluie ont permis de diminuer la convergence.

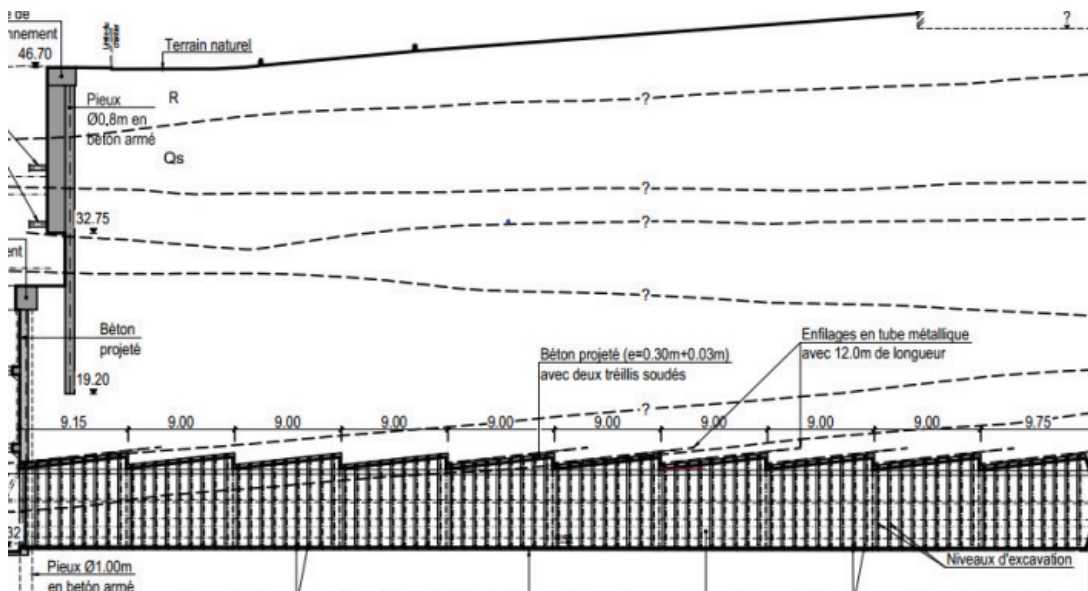
6.5- Géométrie et Méthode d'Excavation :

Le rameau est traversé la couche des matériaux sableux , l'excavation du rameau soit réalisée avec une section tronconique, en utilisant des éléments de pré-support au niveau de la voûte et des éléments de renfort du front d'excavation , les enfilages à exécuter seront des tubes métalliques AT-89, ou équivalents, et auront 12,0m de longueur Comme le montre dans la figure .

la section d'excavation présentera une largeur minimale d'environ 9,0m et maximale de 11,0m, ainsi qu'une hauteur d'excavation minimale d'environ 7,0m et maximale de 8,0m



{Figure 6.7} Schéma transversal type – Cintre C1



{Figure 6.8} Profil longitudinal du rameau de connexion

Classe d'Excavation :

Je choisis la classe d'excavation (CE2) car prévoiela présence de la couche de sables dans toute la section d'excavation.

Domain d'application :

Cette classe d'excavation résulte directement des calculs préliminaires développés, en considérant des paramètres « moyens » pour la couche de sable.

Excavation :

Excavation soignée en section totale accompagnée par le monitoring et avancements de 1,0m (à évaluer par l'ATE)

Soutènement :

- Béton projeté C25/30 : ép.=0,30m + 0,03m de béton d'égalisation
- Armature : Treillis soudées dans la face extérieure et intérieure du soutènement (fonctionnement dans le plan de la section)
- Cintres : Profils métalliques HEB 160 posés dans des plaques métalliques (200x200x16)
- Sécurité de front : Boulons en fibre de verre : L=12m
- Pré-support : Enfilages subhorizontaux de tubes métalliques systématiques (chevauchement de 3,0m): L=12,0 m exécutés à chaque avancée de 9,0m
- Radier provisoire : Systématique ; ép.=0,20m avec des treillis soudées dans les deux faces du soutènement, exécuté par des tronçons de 2,0 en matérialisant une avancée maximale de soutènement sans radier de 3,0m

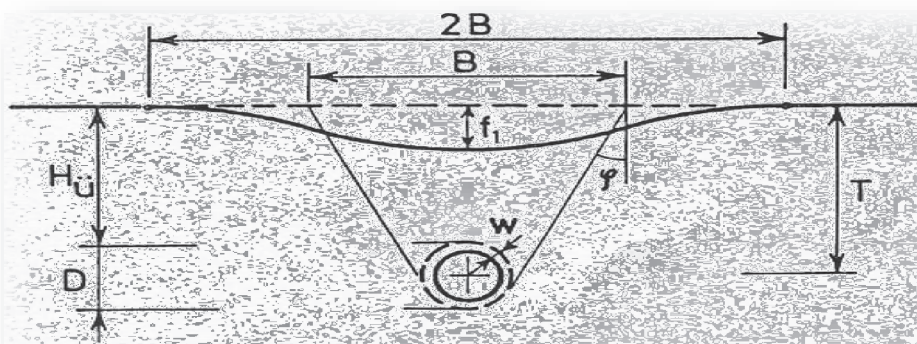
Phasage :

- Exécution des enfilages (L=12,0m) pour la protection de la voûte ;
- Exécution des boulons en fibre de verre pour la protection du front d'excavation (L=12,0m)
- Excavation de la section du rameau, dans une extension d'environ 1,0m, et installation du soutènement provisoire conforme la séquence d'application défini
- Répétition de la phase 5 jusqu'à l'installation du cintre C7
- Exécution des boulons en fibre de verre, si nécessaire, avec 9,0m de longueur, pour la protection du front de taille
- Répétition de la phase 5 jusqu'à l'installation du cintre C9

6.6- Monitoring (Tassement en surface) :

Lorsque la couverture de ce tunnel est peu importante, les mouvements se répercutent jusqu'à la surface et se traduisent par des tassements, une estimation correcte des tassements est essentielle afin de concevoir des systèmes de soutènements et présoutènement plus adaptés au site où l'ouvrage va être réalisé. Ces systèmes peuvent ensuite être contrôlés sur la base des mesures prises in situ pendant les travaux.

- **Calcul des tassements du tunnel :**



{Figure 6.9} Schéma représentatif du tassement

La hauteur de dépression de tassement f_1 est donnée par :

$$f_1 = \frac{3\pi}{4} (p_0 + \gamma \times T) \frac{D^2}{B \times E} \quad \text{Ou} \quad B = \frac{D}{\cos \theta} + \frac{2T}{\tan \theta} \quad \varphi = \frac{\pi}{2} - \theta$$

Les paramètres de calculs des tassements :

{Tableau 6.14} Les paramètres de calcul des tassements

Po	Charge supplémentaire de la surface	10 KPa
T	Distance entre axe du tunnel et surface du terrain	42 m
γ	Poids volumique du sol	20 KPa
θ	Angle de frottement	31°
E	Module de Young du sol	58 MPa
D	Diamètre du tunnel (bord extérieur du soutènement)	8 m
B	Demi – largeur de la dépression de tassement	149.13 m
φ	$\varphi = 90 - \theta$	59
f_1	La hauteur de dépression de tassement	14.81 mm

6.7- Conclusion :

À la fin de ce chapitre, nous connaissons le rôle du présoutènement dans la stabilisation du front et la réduction de la convergence et les tassements, réalisant ainsi une bonne sécurisation du terrain et du tunnel. En cours de réalisation afin de protéger le personnel travaillant dans le tunnel et le succès du projet et de le mettre en œuvre à temps et d'éviter les effondrements et les pertes. Nous n'oublions pas que les résultats obtenus par la méthode analytique sont vérifiés numériquement, et c'est ce que nous verrons dans le chapitre suivant.

Chapitre 7

**Vérification numérique
par logiciel (PHASE 2)**

7.1- Introduction :

Le calcul numérique s'avère nécessaire pour vérifier la stabilité globale du tunnel, tous les résultats obtenus par la méthode analytique sont validés numériquement à l'aide d'un modèle 2D, nous utiliserons un logiciel de phase 2 qui effectue la modélisation numérique pour une section de celui-ci, car de nombreux contextes non vérifiables peuvent être combinés avec les méthodes expérimentale et analytique.

7.2- Présentation de logiciel PHASE 2 :

PHASE2 est un programme d'éléments finis plastiques bidimensionnel pour le calcul des contraintes et déplacements autour des ouvertures souterraines, et peut être utilisé pour résoudre un large éventail des problèmes miniers et de génie civil impliquant [12] :

- DÉFORMATION PLANE ou AXISYMETRIE
- Matériaux ÉLASTIQUES ou PLASTIQUES
- Excavations STAGED (jusqu'à 50 étapes)
- MATÉRIAUX MULTIPLES
- SUPPORT (boulons/béton projeté)
- Contrainte de champ CONSTANT ou GRAVITY
- Roche JOINTE
- EAUX SOUTERRAINES (inclure la pression interstitielle dans l'analyse)



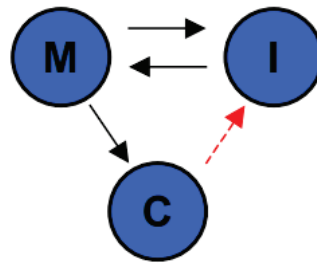
{Figure 7.1} Schéma PHASE2

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

Nous utilisons le module MODÈLE. MODEL est le module de prétraitement utilisé pour saisir et éditer les limites du modèle, l'appui, les contraintes in situ, les conditions aux limites, propriétés, des matériaux et créations du maillage d'éléments finis. MODEL, COMPUTE et

INTERPRET fonctionneront chacun comme des programmes autonomes. Ils aussi interagissent les uns avec les autres comme illustrés dans le schéma ci-dessous [12] :

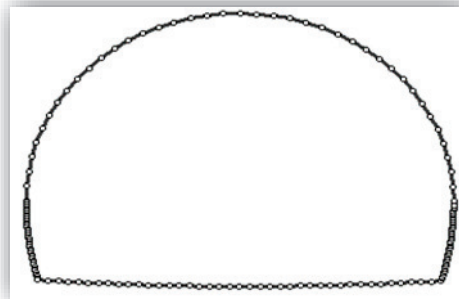
- COMPUTE et INTERPRET peuvent tous deux être démarrés à partir de MODEL.
- COMPUTE doit être exécuté sur un fichier avant que les résultats puissent être analysés avec INTERPRET (rouge flèche).
- MODEL peut être lancé à partir de INTERPRET.



7.3- Etapes de modélisation :

7.3.1- Définition de la géométrie :

La section transversale du tunnel consiste en une union d'un demi-cercle horizontal d'un diamètre de 11 m et avec deux arcs à droite et à gauche définis par le centre, qui est à 3,5 m du centre du demi-cercle sur l'axe horizontal, à droite pour le premier arc et à gauche pour le deuxième arc. Ils sont réunis par un arc de rayon 25,05 m, formant ainsi un anneau comme le montre la figure ci-dessous [13] :



{Figure 7.2} Section transversal

La section géologique a été modélisée sous la forme d'un rectangle de 13,5 fois le diamètre de tunnel divisé longitudinalement en sept sections de largeurs différentes. Chaque section représente une unité géologique et la structure du tunnel comprend la septième unité [14] .

7.3.2- Modélisation du terrain :

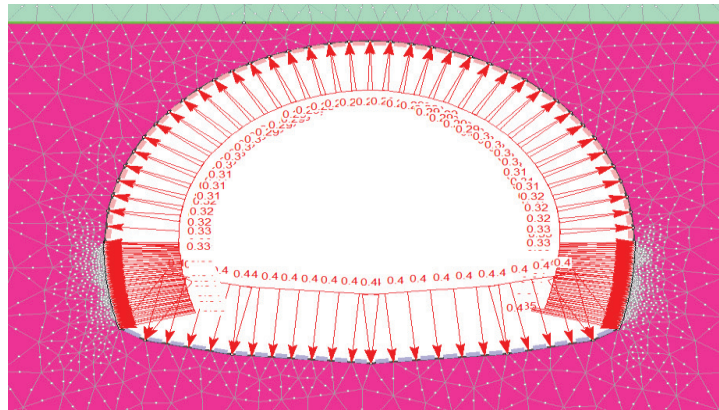
Pour la simulation la zone d'étude, on a choisi le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb. Les caractéristiques de sols introduites dans le modèle PHASE 2 sont : le poids volumique, le module de déformation du sol, le coefficient de poisson, la cohésion et l'angle de frottement. Le tableau ci-dessous représente les épaisseurs et les caractéristiques des couches de sols introduites :

{Tableau 7.1} les épaisseurs et les caractéristiques des couches de sols

Unités géologiques	Épaisseur (m)	Angle de frottement	Poids volumique	Module de Young(MPa)	Cohésion (KPa)	Coefficient de poisson
Argile	6	40.2	20	31.62	42	0.3
Sable	9	35	20	43	56	0.33
Grés	1	36	19	79.2	54	0.3
Argile	11	29	19	27	74	0.3
Marne	6	32.2	19	26	42.46	0.4
Galet	3	43	20	79.2	82.5	0.3
Sable	22.5	31	20	58	56.65	0.33

Après saisie des caractéristiques géotechniques de chaque couche géologique et définir les conditions aux limites relatives aux déplacements, le maillage du modèle et enfin les conditions initiales relatives aux contraintes.

L'effet des contraintes radiales après l'excavation expliquée dans la seconde phase comme le montre l'image ci-dessous :



{Figure 7.4} L'effet des contraintes radiales après l'excavation

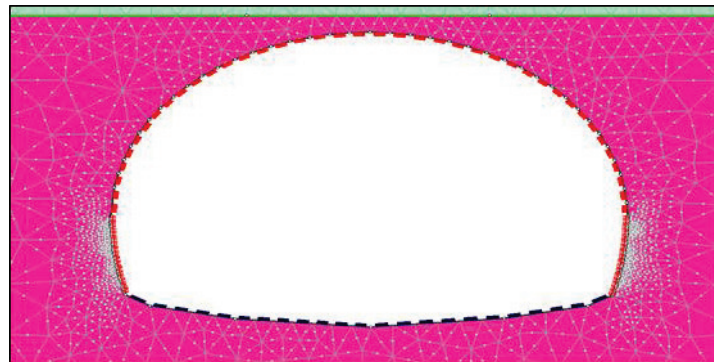
7.3.3- Modélisation du soutènement :

Les caractéristiques mécaniques relatives aux types de soutènement applicable sont présentées par le tableau ci-après :

{Tableau 7.2} Les caractéristiques mécaniques relatives aux types de soutènement applicable

Paramètres du soutènement	Cintre métallique	Béton projeté
Espacement (m)	1.0	/
Profondeur de section (m)	0.16	/
Surface (m ²)	0.005425	/
Moment d'inertie (m ⁴)	2.492e-005	/
Comportement mécanique	Élastique	Élastique
Module de Young (MPa)	200000	12000
Coeff de poisson	0.25	0.15
Résistance à la traction(MPa)	400	2.6
Résistance à la compression(MPa)	400	25
Épaisseur(m)	/	0.25

Activation du Soutènement (cintres métalliques+ béton projeté) et radier provisoire dans la 3 -ème phase après avoir entré les propriétés de soutènement dans notre modèle comme sur la figure ci-dessous :



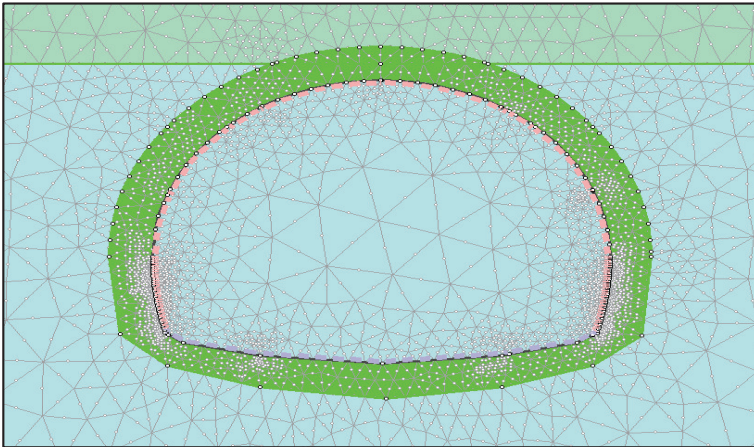
{Figure7.5} Activation du Soutènement

7.3.4- Les caractéristiques du terrain améliorées :

En ce qui concerne la voûte parapluie, elle sera modélisée comme un terrain voûté au-dessus de l'ouvrage avec un module de déformation amélioré (calculé dans le chapitre8) égal à 7821.94 MPa pour le sable et 7843.14 MPa pour le galet. La géométrie du tunnel nous oblige à répartir la voûte parapluie aussi dans les piédroits et le radier.

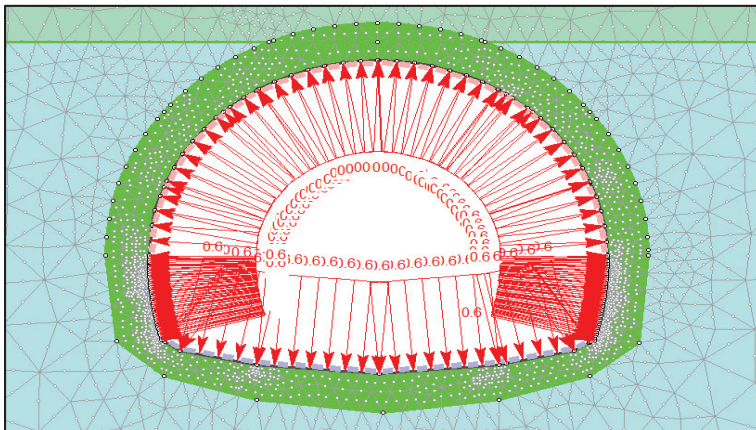
Les phasages admis du tunnel sont le suivant :

Phase1 : Renforcement le terrain par le présoutènement.



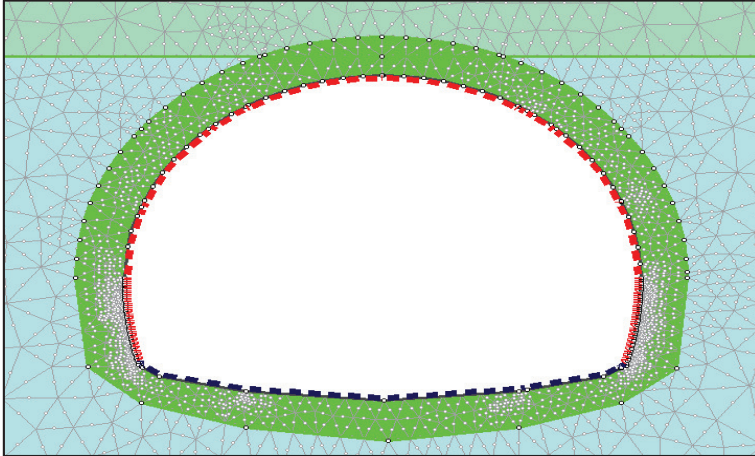
{Figure 7.6} Renforcement le terrain par le pré-soutènement

Phase2 : Excavation de la section totale du rameau de connexion,
avec un coefficient de déconfinement $\lambda=0,6$.



{Figure 7.7} L'effet des contraintes radiales après l'excavation
cas terrain renforcé

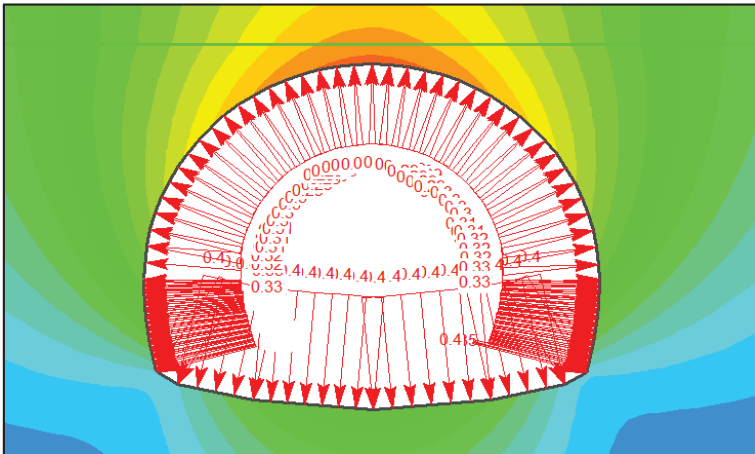
Phase3 : Installation du soutènement du rameau de connexion, composé par des cintres métalliques HEB 160 et une épaisseur de 0.25 m de béton projeté.



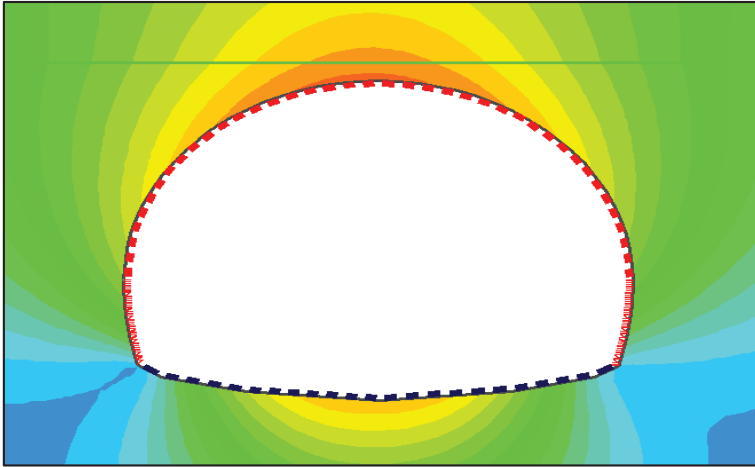
{Figure 7.8} Installation du soutènement du rameau de connexion

7.3.5- Les résultats obtenus :

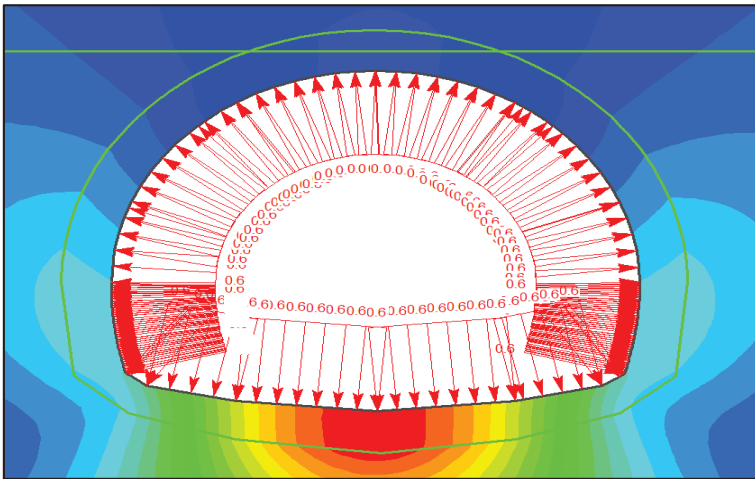
Les résultats peuvent être analysés en utilisant INTERPRET et nous obtenons les phasages de calcul suivantes :



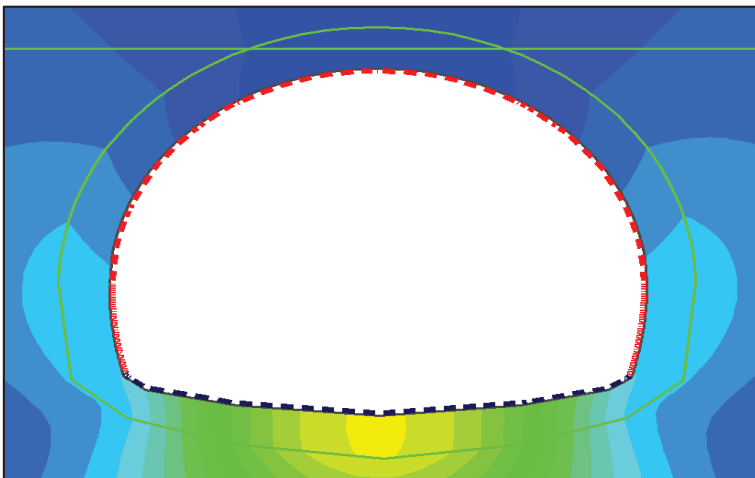
{Figure 7.9} Résultats de calcul cas non renforcé non soutenu



{Figure 7.10} Résultats de calcul cas non renforcé soutenu



{Figure 7.11} résultats de calcul cas renforcé non soutenu



{Figure 7.12} résultats de calcul cas renforcé soutenu

Les valeurs de déplacement pour chaque phase sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

{Tableau 7.3} Les valeurs de tassement pour chaque phase

Éléments	Renforcement	Déplacement total(mm)
Voûte	Non renforcé	101.00
	Renforcé	5.83
Radier	Non renforcé	92.70
	Renforcé	22.70
Piédroits	Non renforcé	61.90
	Renforcé	7.29

Les valeurs de tassement pour chaque phase sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

{Tableau 7.4} Les valeurs de déplacement pour chaque phase

Renforcement	Non renforcé	Renforcé
Tassement en surface	33.00 mm	1.43 mm

7.3.6- Interprétation des résultats :

Les déplacements obtenus par le modèle numérique de phase2 pour la zone traversant le sable en présence de renforcement de voûte parapluie reflètent une diminution de la convergence et du tassement, cette dernière passant de 101.00 mm à 5.83 mm dans la voûte et de 33.00 mm à 1.43 mm pour le tassement en surface. Et l'activation du radier provisoire aide à réduire le déplacement vertical de le radier est de 92.70 mm à 22.70 mm. Et le déplacement horizontal du piédroit de 61.90 mm à 7.29 mm.

Le renforcement a permis ainsi d'éviter le tassement en surface et réduction du risque de soulèvement du radier.

7.4- Comparaison entre les résultats obtenus par méthode C. C et les résultats obtenus par la méthode numérique :

{Tableau 7.5} Comparaison les déplacements et les tassements

		Méthode C.C	La méthode numérique
Convergence (mm)	Terrain non renforcé	60.0	101
	Terrain renforcé	1.30	5.83
Tassement (mm)		14.8	1.43

Nous constatons que le tassement obtenu depuis le modèle numérique est plus élevé que ceux obtenus depuis la méthode de convergence de confinement avec renforcement. Les valeurs de déplacement pas très différent.

Cette différence de variation de tassement entre la méthode convergence-confinement et la modélisation numérique revient principalement aux paramètres relatifs au soutènement simplifiés par la méthode convergence-confinement.

7.5- Conclusion :

Nous avons pu à travers ce chapitre modéliser la zone d'étude par le biais du logiciel de calcul numérique Phase 2 ce qui nous a permis de vérifier les déplacements des terrains suivants, les creusements choisis dans le chapitre 7 (convergence confinement) et cela avec et sans présoutènement .Nous pouvons conclure qu'après la mise du présoutènement les déplacements obtenus deviennent raisonnables et acceptables au cours du creusement en section plaine. Une fois la vérification du creusement a été faite pour stabiliser le tunnel à court terme, nous passerons dans le chapitre prochain au dimensionnement du revêtement définitif de notre tunnel. Pour une stabilité à long terme.

Chapitre 8

**Modélisation structurelle
par logiciel ROBOT
EXPERT**

8.1- Introduction :

Il est modélisé une section de 1 mètre linéaire conçue pour le béton armé avec la forme structurelle du tunnel soumise à une flexion composée sous l'influence des forces internes du terrain après excavation du tunnel sans support par le robot expert à travers le Ferrailage longitudinal, transversal et secondaire pour les trois éléments de revêtement (Voûte, Piédroit et Radier) pour arrêter les mouvements et assurer la stabilité de tunnel à long terme .

8.2- Présentation de logiciel ROBOT EXPERT :

Le logiciel Autodesk Expert 2010 est un logiciel dédié au dimensionnement des ouvrages en béton armé.

Le système ROBOT regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure et dimensionnement).

Les types d'analyses EXPERT BA 2010 :

- Compression simple.
- Traction simple.
- Flexion simple.
- Flexion composée.
- Flexion déviée, composée.
- Effort tranchant et torsion



{Figure 8.1} Schéma Robot Expert

8.3- Dimensionnement du revêtement définitif :

Le ferrailage est calculé à la flexion composée à l'état limite ultime (ELU) [15], pour la voûte, les piédroits et le radier.

8.3.1- Données de calcul :

- Condition de fissuration : très préjudiciable ;

• **Acier :**

→ Limite de résistance élastique des aciers : $f_e = 500 MPa$;

→ Type d'acier : haute adhérence (HA) ;

• **Béton :**

→ Résistance caractéristique à la compression du béton : $f_{c28} = 30 MPa$;

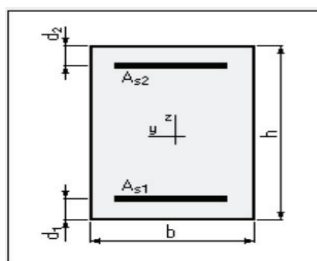
→ Résistance caractéristique à la traction du béton : $f_{t28} = 2.9 MPa$.

Les diagrammes des efforts internes (M, N et V) obtenus par logiciel Phase 2 sont représentés par les figures, le tableau ci-dessous résume les valeurs en voûte, en piédroits et sur radier :

{Tableau 8.1} Efforts internes du revêtement

Éléments	M+ (KN.m)	N (KN)	M- (KN.m)	N (KN)	T (KN)
Voûte	49.554	1190	-164	3366	191
Pied droit	/	/	-1176	5486	2176
Radier	286.85	-1794	-100.12	5179	1991

Les sections rectangulaires ont une longueur de 1 m et une épaisseur variable qui est de 50 cm en radier et 70 cm en piédroits et 40 cm en voûte.



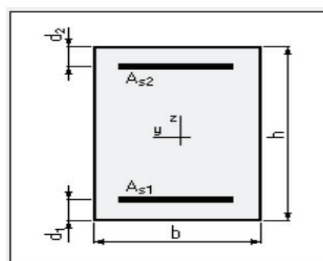
Section (cm)

b = 100 Bloquée

h = 50 Bloquée

d₁ = 4.0 d₂ = 4.0

Radier



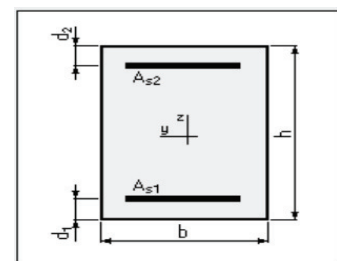
Section (cm)

b = 100 Bloquée

h = 70 Bloquée

d₁ = 4.0 d₂ = 4.0

Piédroits



Section (cm)

b = 100.0 Bloquée

h = 40.0 Bloquée

d₁ = 5.0 d₂ = 5.0

voûte

8.3.2- Ferrailage longitudinal :

Le ferrailage est calculé à la flexion composée à l'état limite ultime (ELU), pour la voûte, les piédroits et le radier. Les notes de calcul sont jointes en annexe et les résultats peuvent se résumer dans le tableau suivant :

{Tableau 8.2} Ferrailage longitudinal

	Sections d'acier correspondantes	Voûte	Pied droit	Radier
As (cm ²)	M+	17.5	108.2	53.8
	M-	9.9	18.0	65.3
As min (cm ²)	M+	4.1	-	4.9
	M-	4.1	6.7	4.9
Ferrailage choisis	M+	6HA20	8HA32+9HA25	7HA32
	M-	5HA16	6HA20	9HA32
As (cm ²)	M+	18.84	108.51	56.29
	M-	10.05	18.84	72.38
Lit	M+	Int.	Int.	Ext.
	M-	Ext.	Ext.	Int.

Int. : lit intrados ; Ext. : lit extrados.

8.3.3- Ferrailage transversal :

La condition ci-dessous dispense le ferrailage transversal, de ce fait si cette dernière est vérifiée dans une section elle ne sera pas ferrillée transversalement [16] :

$$\tau_{umax} = V_{umax} / b \cdot d \leq 0.05 f_{c28} = 0.05 \times 30 = 1500 \text{ KPA}$$

Avec : τ_{umax} : Contrainte de cisaillement maximale à l'ELU ;

V_{umax} : Effort tranchant maximal à l'ELU ;

b : Largeur de la section transversale du revêtement définitif ($b = 1\text{m}$) ;

$d = 0,9 h$; h : Hauteur de la section transversale du revêtement définitif

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

{Tableau 8.3} Vérification de la condition de résistance au cisaillement

Élément	V_{umax} (KN)	d' (m)	τ_{umax} (K Pa)	Vérification
Voûte	191	0.4	530.555	Condition vérifiée
Piédroit	2176	0.7	3453.968	Condition non vérifiée
Radier	1991	0.5	4424.44	Condition non vérifiée

Notez que la condition ci-dessus est vérifiée pour la Voûte et ne se vérifie pas pour le piédroit et le radier, donc le radier et le piédroit doivent être ferrailés transversalement.

Avant le calcul du nombre de barres nécessaire transversalement, nous devons d'abord vérifier la condition suivante [16] :

$$\tau_{umax} = V_{umax} / b \cdot d < \tau_u^{\text{lim}}$$

Avec : τ_u^{lim} : Contrainte tangentielle limite.

Pour des fissurations très préjudiciables :

$$\tau_u^{\text{lim}} = \min [(0.15 f_{ct28} / \gamma_b) ; 4 \text{ MPa}] = \min [4 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}] = 4 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée.

Pour des dispositions constructives on prend une section minimale d'armature A_t : $A_t \geq 0.4 b St / f_e$

St: espacement ($St \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm})$).

Tous les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

{Tableau 8.4} Calcul du ferrailage transversal

Éléments	st (cm)	A_t (cm ²)	Choix des barres	A_t , adoptée
Radier	40	3.2	5 HA 10	3.92
Piédroit	40	3.2	5 HA 10	3.92
Voûte	36	2.88	6 HA 8	3.01

8.3.4- Ferrailage secondaire :

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

$$[16] : Ar = As / 4 \quad \text{Avec :}$$

Ar : Section d'armatures secondaires ;

As : Section d'armatures principales ;

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

{Tableau 10.5} Calcul du ferrailage secondaire

Éléments	Lit	Ar (cm ²)	Choix des barres	Ar, adoptée
Voûte	Intrados	4.71	6 HA 10	4.71
	Extrados	2.51	5HA8	1.57
Piédroit	Intrados	27.12	10HA20	31.41
	Extrados	4.71	6HA 10	4.71
Radier	Intrados	14.07	7HA 16	14.07
	Extrados	18.09	9HA16	18.09

8.4- Conclusion :

Les ferrailages du revêtement final sont obtenus et cela est illustré par les tableaux récapitulants les résultats et les dessins descriptifs, de ce chapitre, il ne nous reste plus qu'une vérification vis-à-vis des charges dynamiques dues à une excitation d'origine sismique. C'est ce que nous verrons dans le prochain chapitre.



Chapitre 9
Effet Dynamique

9.1- Introduction :

Les ouvrages souterrains sont soumis à des sollicitations sismiques, mais avec une intensité moindre par rapport aux ouvrages sur terrain, ce qui n'empêche pas l'examen sismique du fait de la présence de l'ouvrage dans une zone à fort séisme. De ce fait, ce chapitre portera principalement sur l'estimation des sollicitations sismiques induites sur le tunnel et le calcul du ferrailage nécessaire pour reprendre ces efforts.

Dans notre cas, on va évaluer les différentes sollicitations induites sur le tunnel en appliquant RPOA (Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art).

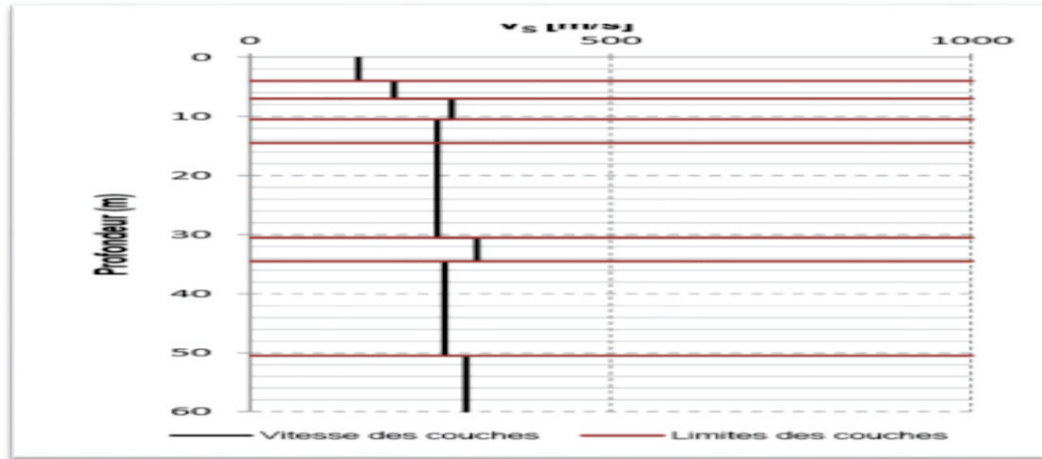
9.2- Classification des sites (RPOA) :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent [17] :

S1	Site rocheux	Rocher sain ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse d'onde de cisaillement $V_s \geq 800$ m/s	$V_s \geq 800$ m/s
S2	Site ferme	Dépôts de sables et graviers denses à très denses, marnes ou argiles raides très sûr consolidées sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_S \geq 400$ m/s à partir de 10 m de profondeur	$400 \leq V_S < 800$ m/s
S3	Site meuble	Épôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_S \geq 200$ m/s à partir de 20 m de profondeur.	$200 \leq V_S < 400$ m/s
S4	Site très meuble	Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle pour $V_S < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres. Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_S < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.	$100 \leq V_S < 200$ m/s

{Tableau 9.1} Tableau des sites sismiques

Nous avons calculé la moyenne harmonique de la vitesse d'onde de cisaillement dans les premiers mètres de terrain jusqu'à la cote du substrat rigide en prenant compte du profil caractéristique de vitesses en profondeur présenté dans la Figure :



{Figure9.1} Profil caractéristique de la vitesse d’onde de cisaillement en profondeur pour le site d’implantation du Puits de Ventilation 1

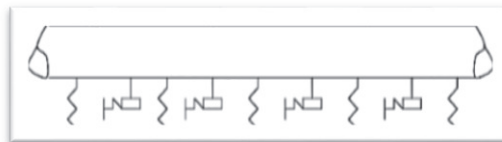
On trouve la Vitesse d’onde de cisaillement est égale 300 m/s , donc le site meuble (S3).

9.3- Sollicitations induites sur le tunnel :

La méthode de calcul des sollicitations induites s’applique aux ouvrages souterrains linéaires, dont la longueur est nettement supérieure aux dimensions de la section transversale. Elle est applicable aux ouvrages souterrains se situant à faible ou grande profondeur, quelle que soit leur méthode de réalisation.

9.3.1- Prise en compte de l’interaction terrain structure :

L’interaction terrain structure est caractérisée par les coefficients de raideur longitudinale (Kl) et transversale (Kt), exprimés en force par unité de déplacement du terrain longitudinalement ou transversalement et par mètre linéaire de l’ouvrage [17].



{Figure 9.2} Interaction terrain structure

Avec : $Kl = Kt = G$ et $G = \rho V s^2$: Module de cisaillement dynamique (KPa) ;

ρ : Masse volumique du terrain encaissant (Kg/m³) ;

$V s$: Vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans le terrain encaissant (m/s).

9.3.2- Calcul des efforts internes :

La détermination des sollicitations le long de l’axe du tunnel en fonction des caractéristiques de l’onde sismique revient à l’étude d’une poutre continue sur appuis élastiques dont la raideur

est fournie par les coefficients (Kl) et (Kt), ces appuis étant soumis aux déplacements du terrain en champ libre le long de l'axe du tunnel généré par l'onde de cisaillement sinusoïdale caractérisée par sa longueur d'onde (L) et son amplitude (D_0).

Les efforts internes (M , N et V) sont caractérisés par les valeurs maximales suivantes :

Effort axial : N_{max}

Flexion longitudinale : M_{max}

Effort tranchant : V_{max}

• **Effort axial :**

$$N_{max} = \frac{\pi}{L} ESD_0 \frac{K_l}{\frac{ES(2\pi)^2}{2(L)^2} + K_l} \quad D_0 = \frac{A_0}{4\pi^2 f^2}$$

$A_0 = A \cdot g$

$L = C/f$

A : Coefficient d'accélération de la zone ($A = 0,25$) ;

g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$) ;

$f = 1/T_{moy}$: Fréquence fondamentale du mouvement (Hz) ;

$T_{moy} = (T_1 + T_2) / 2$: Période caractéristique moyenne (s) ;

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et selon la composante de l'excitation sismique (voir le tableau ci-dessous) ;

$C = \min(1000 \text{ m s} / V \text{ s})$: Vitesse apparente de propagation d'onde (m/s) ;

$S = \pi (R_{ext}^2 - R_{int}^2)$: L'air de la section transversale du tunnel (m^2) ;

$I = \pi 4(R_{ext}^4 - R_{int}^4)$; Moment d'inertie de la section transversale du tunnel (m^4) ;

R_{ext} : Rayon extérieur équivalent avec soutènement (m) ;

R_{int} : Rayon intérieur équivalent sans soutènement (m).

Le tableau ci-après représente les valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie :

{Tableau 9.2}: Valeurs des périodes caractéristiques associées

Site		S1	S2	S3	S4
Composante horizontale	T_1 (s)	0,15	0,15	0,20	0,20
	T_2 (s)	0,30	0,40	0,50	0,70
Composante verticale	T_1 (s)	0,15	0,15	0,20	0,20
	T_2 (s)	0,30	0,40	0,40	0,40

- Flexion longitudinale :

$$M_{max} = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_0 \frac{K_t}{EI\left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 + K_t}$$

- Effort tranchant :

$$V_{max} = \frac{2\pi}{L} M_{max}$$

9.3.3- Application au projet :

Les caractéristiques de la section transversale équivalente du tunnel indiqué dans le tableau ci-dessous :

{Tableau 9.3}: Valeurs des périodes caractéristiques associées

<i>Rint</i> (m)	<i>Rext</i> (m)	S (m ²)	<i>I</i> (m ⁴)	<i>Ei</i> (MPa)	<i>ES</i> (MN)	<i>EI</i> (MN.m ²)
7.65	8.00	17.19	526.826	33000	567270	17385258

Avec :

Ei : Module de déformation instantané du béton

ES : Rigidité extensionnelle

EI : Rigidité flexionnelle

Après calcul, les longueurs d'ondes de chacune de la composante horizontale et verticale peuvent être présentées par le tableau ci-dessous :

{Tableau 9.4} les caractéristiques de la section transversale équivalente du tunnel

ρ (Kg/m ³)		2000
(m/s)		300
$KI = KI = G$ (MPa)		180000
$A0$ (m/s ²)		3.924
(mm)		12.25
Composante horizontale	$Tmoy$ (s)	0.35
	f (Hz)	2.85
	C (m/s)	300
	L (m)	105.26
Composante verticale	$Tmoy$ (s)	0.3
	f (Hz)	3.33
	C (m/s)	300
	L (m)	90.09

La composante horizontale induit l'effort axial (N) et la composante verticale induit la flexion longitudinale (M) et l'effort tranchant (V), dont les valeurs maximales se résument par le tableau suivant :

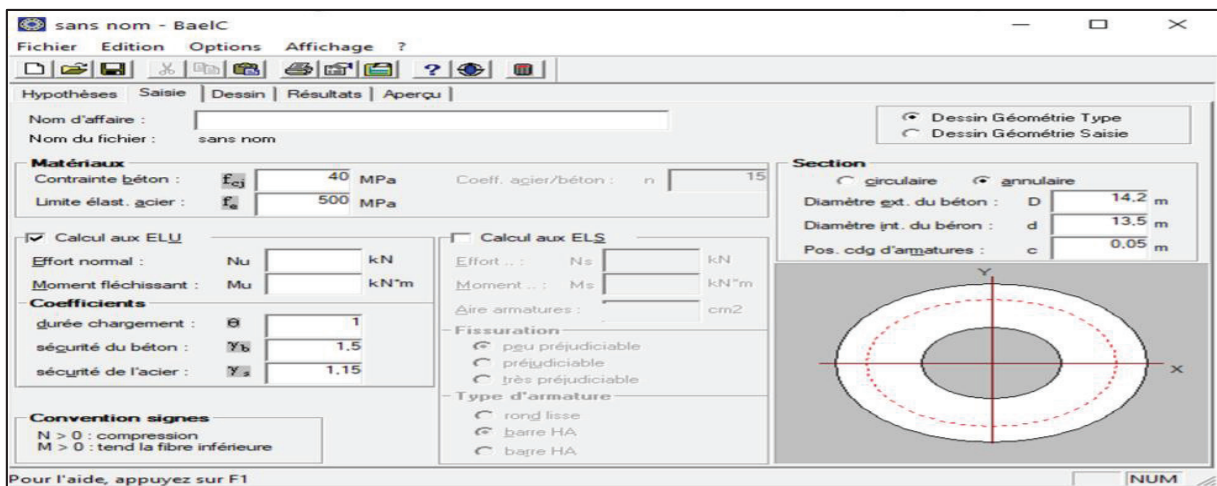
{Tableau 9.5} Résultats de calculs des longueurs d'onde

N_{max} (MN)	M_{max} (MN.m)	V_{max} (MN)
206.14	1034.62	72.12

9.4- Calcul des Armatures d'Acier :

Après calcul des efforts internes sismiques (N, M et V) en utilisant le RPOA, ils seront appliqués à la section du revêtement définitif (anneau fermé), afin de déterminer le ferrailage.

Le ferrailage sera déterminé par l'utilisation du logiciel SOCOTEC – BAELC avec un calcul à l'état limite ultime (ELU). Ce logiciel est destiné au calcul des sections circulaires ou annulaires en béton armé soumises à la flexion simple ou composée, et permet de calculer les sections d'acier selon le règlement BAEL99 à l'état limite ultime (ELU).



{Figure 9.3} Interface du logiciel

Les notes de calcul du ferrailage à l'aide du BaelC sont jointes en annexes

9.4- Conclusion :

On déduit que l'influence de l'effet sismique n'existe pas sur notre projet.

Conclusion générale

La mobilisation des savoirs et acquis tribaux a été nécessaire pour intégrer le projet de fin d'études sous la forme d'un mémoire riche en compétences scientifiques et techniques dans le cadre de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique, ce travail nous a permis d'approfondir nos connaissances en mécanique des sols et aussi de faire une synthèse de nos connaissances (RDM, CONCRETE, ADDS)

En résumé, nous sommes arrivés à la fin de cette mémoire. Les caractéristiques géotechniques et géométriques jouent un rôle majeur dans la détermination de la méthode d'excavation et le choix des types de soutènement.

Ce qui a été déterminé lors de l'étude du projet, comme le choix des types de soutènement et la méthode d'excavation, peut différer complètement pendant la phase de construction, et les développements qui se produisent dans le sol sont inattendus, et c'est ce qui distingue les installations souterraines des autres. Ouvrages d'art. Par conséquent, la précision et la rapidité de mise en œuvre sont essentielles, et l'ingénieur doit prendre les bonnes décisions au bon moment en cas de danger ou de chocs inattendus.

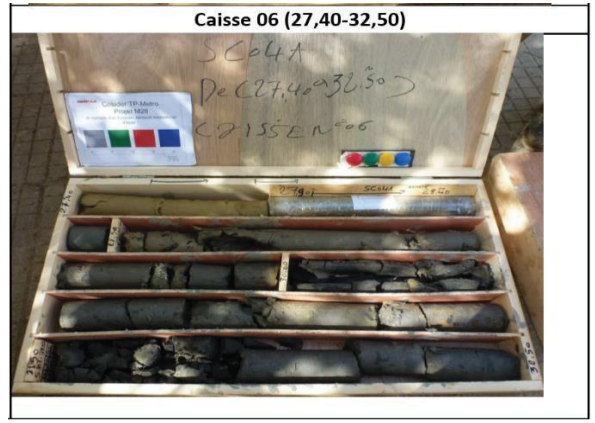
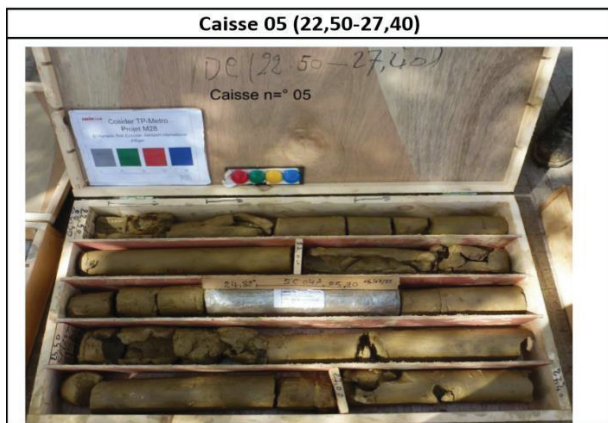
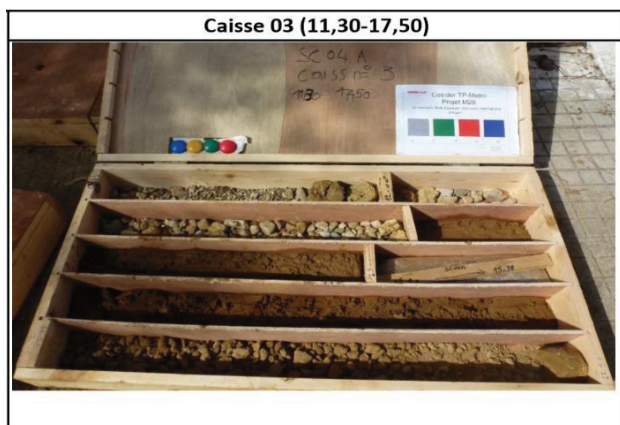
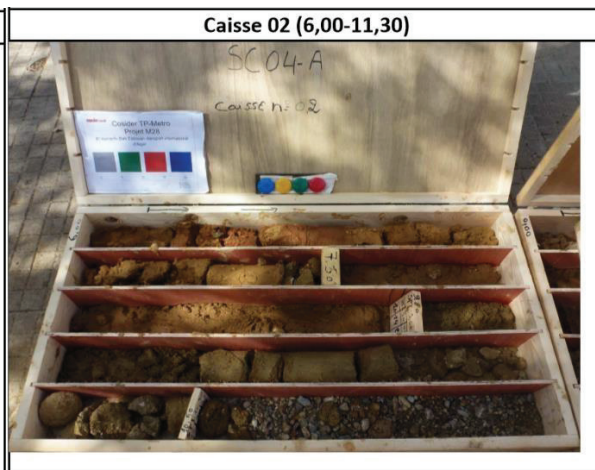
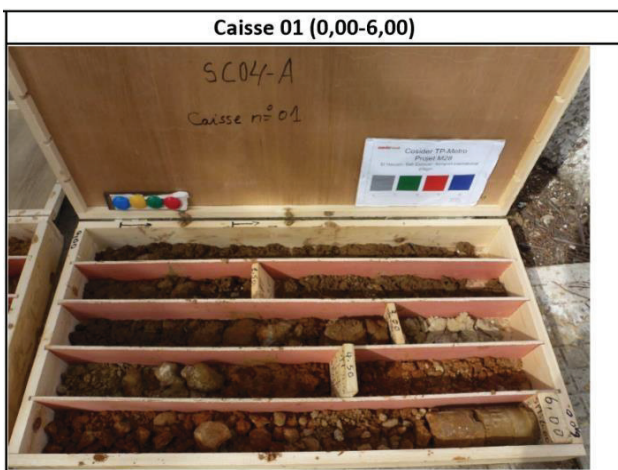
Références bibliographiques

- [1] (AGENCE SOURCE : BIBLIOTHÈQUE DES TRANSPORTS DE L'UC BERKELEY).
- [2] (CONSULTING ENGINEERS).
- [3] DIRECTIVE VENTILATION DES TUNNELS ROUTIERS.
- [4] SODECA- FO80- SYSTEMES DE VENTILATION.
- [5] ENERGY AND CLIMATE PROTECTION, OIL; GAS AND INDUSTRIAL, TRANSPORTATION AND URBAINS SPACES, WATER AND ENVIRONEMENT.
- [6] Design of a modern subway ventilation system Although, TECHNICAL REVIEW - VENTILATION This by Mohamed Tabarra.
- [7] Note de calcul HYPOTHÈSES GÉOTECHNIQUES Puits de Ventilation #1 ENTREPRISE MÉTRO D'ALGER.
- [8] Recommandation AFTES.
- [9] Cours ouvrages souterrains – La méthode convergence-confinement. R. HEBIB.
- [10] Calcul analytique des tunnels ; Stabilité du front, cours ENSTP R. HEBIB
- [11] Jean-Pierre JANIN, Tunnels en milieu urbain : Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des présoutènements (renforcement du front de taille et voûte-parapluie), thèse de doctorat, encadré par Daniel DIAS, École doctorale MÉGA de Lyon, 2012.
- [12] INTRODUCING PHASE2.
- [13] Hypothèses et modes opératoires du soutènement provisoire du rameau de connexion.(ENTREPRISE METRO D'ALGER).
- [14] Cours d'ouvrages souterrains –Calcul numérique. R. HEBIB.
- [15] Revêtement des tunnels : Conception – dimensionnement – vérification. MS Tunnel et Ouvrages souterrains. INSA Lyon – ENTPE.
- [16] Revêtement des tunnels : Conception – dimensionnement – vérification. MS Tunnel et Ouvrages souterrains. INSA Lyon – ENTPE.
- [17] Parties I et II des règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA2008).
- [18] Panet M. 1996.

Annexes

Endroit : PV 1				Client : COSIDER M28								
Date début : 13-09-2015 Date fin : 20-09-2015		Coordonnées GPS: X : 512829.265 Y : 4063942.939 Z : 48.878		Boue de forage : EAU CLAIRE Type forage : CAROTTE Foreuse : SM 8G		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>						
Profondeur forée (m) : 60 Niveau d'eau (m) : 22.10												
Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1.5	45.18	90 %						1.50			Remblai	
1.50			6			SPT		1.95			Argile caillouteuse de couleur marron foncé	
3.0	43.65	80 %	60			SPT		3.00				
3.00								3.45				
4.5		75 %	14			SPT		4.50			Argile limoneuse peu graveleuse de couleur marron foncé	
4.50								4.95				
6.0	40.65		39			SPT		6.00				
6.00		90 %						6.45			Argile peu limoneuse peu sableuse de couleur marron foncé	
7.5	39.18	90 %				SPT		7.50				
7.50		68 %	18			SPT		7.95			Sable peu graveleux marron claire à foncé	
9.0	37.65		35			SPT		9.00				
9.00		70 %						9.45			Sable moyen peu argileux peu graveleux	
9.00	36.65										Passage de grès fracturé broyé jaunâtre	
10.5	30.18	60 %	59			SPT		10.50				
10.50		60 %						10.95			Sable moyen à grossier peu graveleux	
12.0	34.65		18			SPT		12.00				
12.00		66 %				CR		12.45			Gravier avec peu de limons	
13.5	33.18		60			SPT		13.50				
13.50								13.95				
15.0		60 %	60			SPT		15.00			Sable fin à moyen de couleur marron foncé	
15.00								15.45				
16.5	30.18		60			SPT		16.50				
16.50		70 %						16.95			Grès broyé sous forme de graviers	
18.0	29.18		21			SPT		18.00			Argile limoneuse vaseuse brunâtre	
18.00		90 %						18.45				
19.5	27.65		22			SPT		19.50			Argile limoneuse avec trace de marne	
19.50		95 %						19.95				
21.0	25.65		35			SPT		21.00				
21.00		85 %						21.45			Marne peu argileuse peu limoneuse	
22.5	24.18		39			SPT		22.50				
22.50								22.95			Argile limoneuse avec trace de marne	
24.0		95 %	41			SPT		24.00				
24.00								24.45				
24.00	21.18							24.82				
24.00								25.20				
25.5	25.50										Fin du forage à une profondeur de 60 m.	

PHOTOS CAISSES A CAROTTES Sondage carotté SC 04A



Caisse 07 (32,50-39,00)



Caisse 08 (39,00-45,20)



Caisse 09 (45,20-50,77)



Caisse 10 (50,77-57,00)



Caisse 11 (57,00-60,00)



RÉSULTATS DES ESSAIS IN-SITU

Essai au pénétromètre dynamique (SPT)

Phase	Essai SPT					
	Code	Sondage		N_{SPT}	N_{60}	$(N_a)_{60}$
		Profondeur (m)				
		Debout	Fin			
Campagne de Prospection Complémentaire	SC04-A	1,50	1,95	5	3	-
		3,00	3,45	R	-	-
		4,50	4,95	14	11	-
		6,00	6,45	39	34	-
		7,50	7,95	18	16	-
		9,00	9,45	36	31	-
		10,50	10,95	59	54	-
		12,00	12,45	18	17	-
		13,50	13,95	R	-	-
		15,00	15,45	R	-	-
		16,50	16,95	R	-	-
		18,00	18,45	20	16	-
		19,50	19,95	0	0	-
		21,00	21,45	36	33	-
		22,50	22,95	39	36	-
		24,00	24,45	41	38	-
		25,50	25,95	45	41	-
		27,00	27,45	43	39	-
		28,50	28,95	30	28	-
		30,00	30,45	17	16	-
		31,50	31,95	54	50	-
		33,00	33,45	49	45	-
		34,50	34,95	R	-	-
		36,00	36,45	R	-	-
		37,50	37,95	R	-	-
		39,00	39,45	54	50	25
		40,50	40,95	56	51	26
		42,00	42,45	59	54	27
		43,50	43,95	R	-	-
		44,50	44,95	R	-	-
46,00	46,45	R	-	-		
47,50	47,95	R	-	-		
49,00	49,45	R	-	-		
50,50	50,95	R	-	-		
52,00	52,45	R	-	-		
53,50	53,95	R	-	-		
55,00	55,45	R	-	-		
56,50	56,95	R	-	-		
58,00	58,45	R	-	-		
59,50	59,95	R	-	-		

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

Légende Enf : avec enfilage Blf : avec blindage du front Bcl : avec bouclier

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

Nota 1 — Dans la mesure où il sont placés dans des conditions où le risque existe (circulation d'eau)
 2 — Le béton n'est recommandé qu'en absence de circulations d'eau dans le terrain
Légende Gr = avec grillage continu Bp = avec béton projeté Bl = avec blindage bois ou métallique

Hydrologie				Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons				Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
Roches R1 à R4	Charge	Perméabilité	K1 K2 ou K3			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres forcées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton	injection			air comprimé	congélation	
				Hors d'eau														
Roches R1 à R4	H1	Perméabilité	K1 K2 ou K3	•	•		•	•										
			K4	×	•		•	•										
			K1 ou K2	•	•		•	•										
Sols R5 et R6	H2 ou H3	Perméabilité	K3 ou K4	×	•		•	•										
			K1 ou K2	×	×	×	•	•	•	•								
			K3	×	×	×	•	•	•	•	•	•	•	•				
			K4	×	×	×	•	•	•	•	•	•	•	•	•			

Tableau 4

Nota 1 — Scellement au mortier ou aux résines spéciales à durcissement en présence d'eau
 2 — Ou bentonite (préférable dans les cas de très forte perméabilité)
Légende Dr = avec drainage Enf = avec enfilage Blf = avec blindage front Bcl = avec bouclier

Couverture		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
				à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			injection	air comprimé	congélation
Roches R1 à R4	Couverture < D	✗		✗	✗	✗	•	•				✗		✗	
	CN1	•				✗						✗			
	CN2	✗				✗						✗			
	CN3	✗	✗	• _{Sf}	• _{Sf}	✗		• _{Sf}	• _{Sf}	• _{Sf}	• _{Sf}	✗			
Sols R5 et R6	Couverture < 1,5 D	✗	✗	✗	✗	✗	•	•	•	•	•	•	•		
	σ ^o modéré	✗	✗	✗	✗										
	σ ^o > 10 MPa	✗	✗			• _{Sf}	• _{Sf}	• _{Sf}	• _{Sf}	•	• _{Sf}	• _{Sf}	•		

Tableau 5

Légende Sf = avec soutènement du front (éventuel)

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

Tableau 6

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

Légende Bo = avec boulonnage obligatoire

Rev = avec mise en place rapprochée du revêtement définitif

Environnement		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
				à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	barres foncées	lourds	légers coulissants	plaques métal assemblées	béton			injection	air comprimé	congélation
Sensibilité aux tassements (ouvrages proches)		✗	• _{Ci, Pm}	• _{Bp}	• _{Bp}	• _{Bp}	Act	✗	Enf	Bcl	Inj				

Tableau 7

Légende Ci = avec cintres et (éventuellement) boulons pour les terrains de classes R4a, R4b ou R4c

Bp = avec béton projeté

Act = cintres actifs (à vérins) et (éventuellement) calages expansibles

Inj = injections de bourrage immédiates ou anneaux extensibles

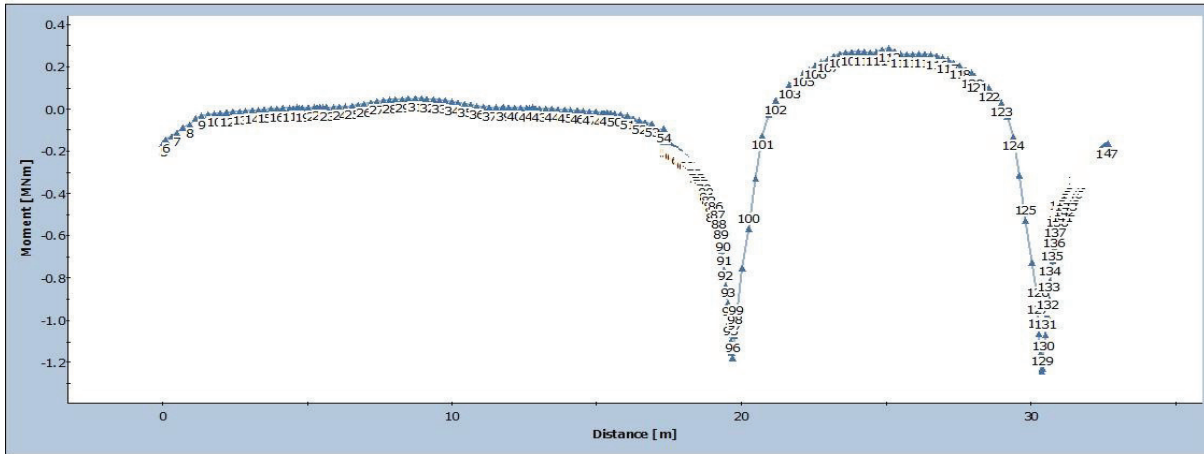
Bcl = avec bouclier

Enf = avec enfilage

Pm = prédécoupage mécanique (pour terrains R2b à R5a)

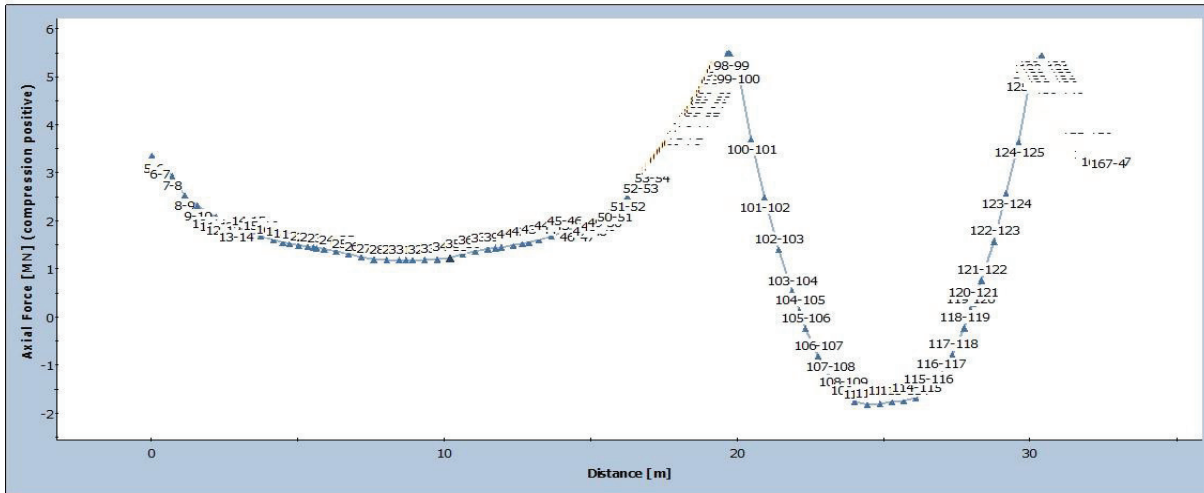
Diagrammes des efforts internes :

Moment



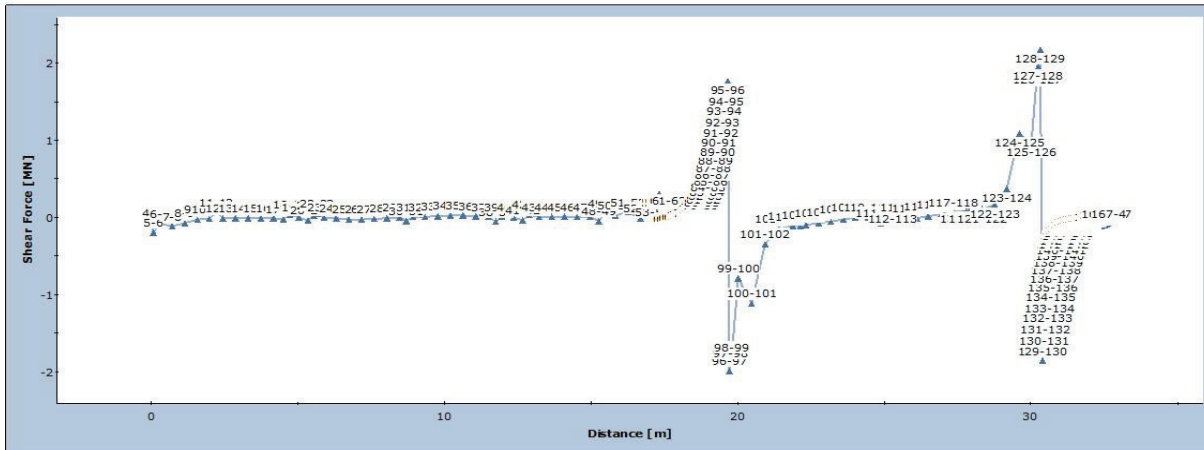
* The numbers beside each point marker represent liner node numbers

Axial Force

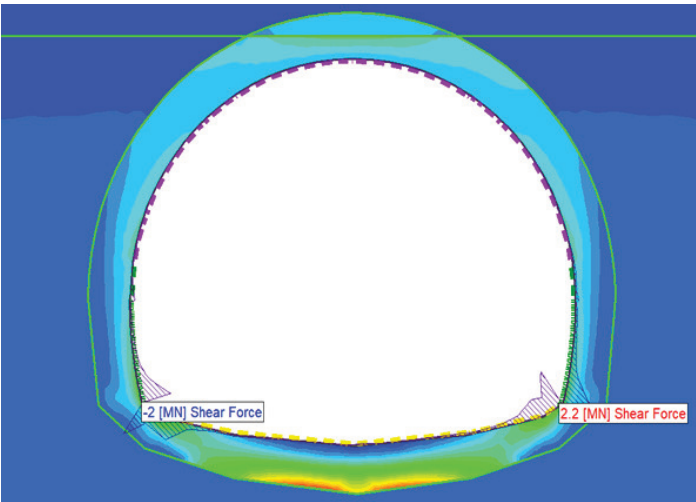
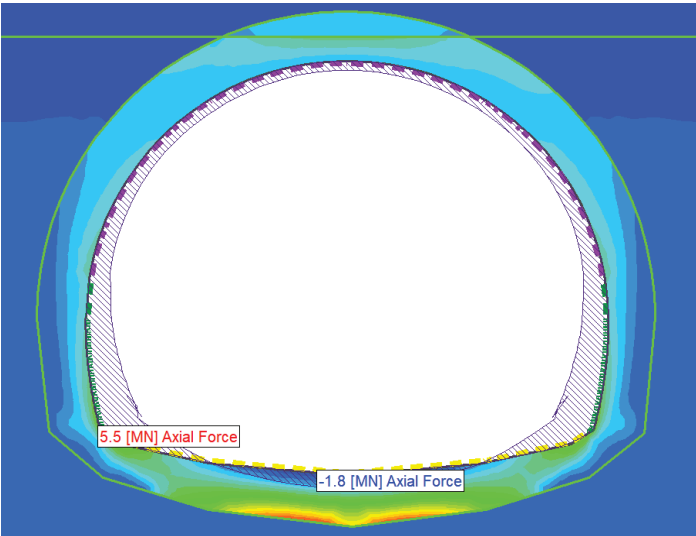
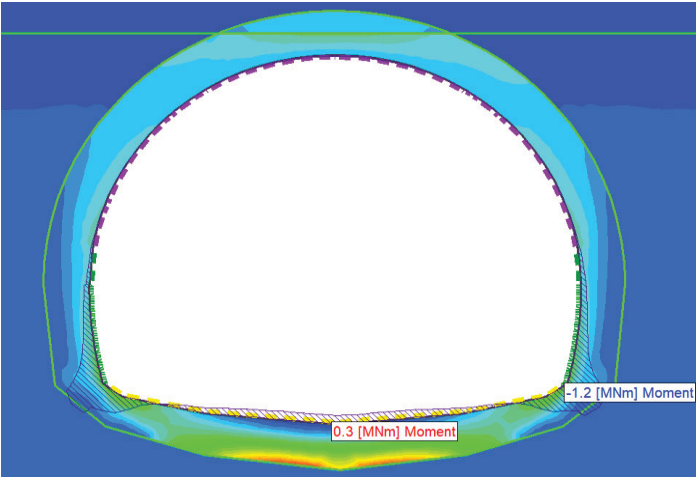


* The numbers beside each point marker represent liner node numbers

Shear Force



* The numbers beside each point marker represent liner node numbers



Calcul de Section en Flexion Composée

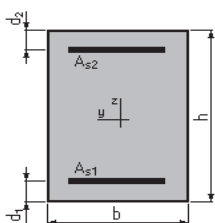
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 40,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-1190,00	49,55

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 17,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 9,9$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 4,1$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,78$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N^0 1: Type ELU N = -1190,00 (kN) M = 49,55 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = -$ infini
Bras de levier: $Z = 35,0$ (cm)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée

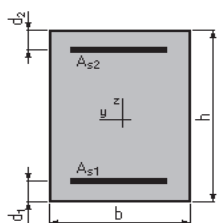
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 40,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-3366,00	-164,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 26,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 51,3$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 4,1$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 2,21$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N^0 1: Type ELU N = -3366,00 (kN) M = -164,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = -\text{infini}$
Bras de levier: $Z = 35,0$ (cm)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée

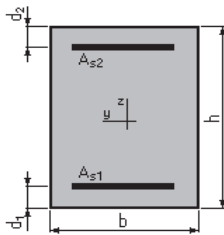
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 70,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-5486,00	-1176,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 18,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 108,2$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6,7$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1,94$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N^0 1: Type ELU N = -5486,00 (kN) M = -1176,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = -\text{infini}$
Bras de levier: $Z = 65,0$ (cm)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée

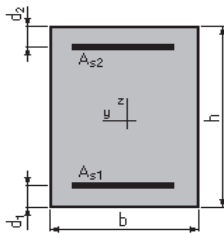
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 50,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	1794,00	286,85

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 4,9$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,00$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 1794,00 (kN) M = 286,85 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,71	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 22,5$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 36,0$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 0,00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3,50$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

Calcul de Section en Flexion Composée

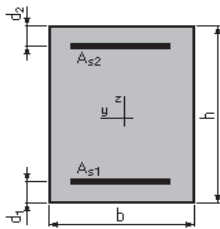
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 50,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-5179,00	-100,12

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 53,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 65,3$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 4,9$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 2,65$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = -5179,00 (kN) M = -100,12 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y = - infini	
Bras de levier:	Z = 45,0	(cm)
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,00$	(‰)
Contrainte de l'acier:		

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Notes de calcul du ferrailage à l'aide du BaelC

Étude sismique.

Notes de calcul BaelC

• Zone 0

Nom du fichier : ZONE 0

Nom d'affaire : ZONE 0

BaelC Version 1.02.035 23/05/2023 23:09

Données saisies :

Diamètre extérieur de la section annulaire : 8 m

Diamètre intérieur de la section annulaire : 7.65 m

Distance du cdg des armatures au parement : 0,05 m

Contrainte du béton : 40 MPa

Limite d'élasticité d'acier : 500 MPa

Coefficient de durée d'application des charges : 1

Coefficient de sécurité du béton : 1,5

Coefficient de sécurité de l'acier : 1,15

Effort normal ELU : 206.14 kN

Moment fléchissant ELU : 1034.62 kN*m

Résultats des calculs aux ELU

Section totale d'armatures : 0 cm²

La section est entièrement comprimée.