

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Ibn Khaldoun – Tiaret
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire présenté en vue de l'obtention du Diplôme de
Master Académique
Option : **Géotechnique**

Modélisation et Analyse d'un Tunnel par PLAXIS

Solutions Innovantes Pour le Génie Civil

Présenté par :

BENSATAL Omar
TARBOUCHE Saliha

Setenue le **21 juin 2025**

Devant le jury composé de :

BEKKI Hadj	Président
SERBAH Boumediene	Encadrant
KECHACHNI Mohamed	Co-Encadrant
RENNAK Zohra	Examinatrice
DRAOUI Aicha	Examinatrice

Année Universitaire: 2024/2025

Dédicace

“If I have seen further, it is by standing on the shoulders of Giants”.

Isaac Newton

To my parents, sisters and brothers,

Each of you, in your own way, has lifted me higher than I could have climbed alone. May these pages reflect the strength and inspiration you have given me.

To my dear sister Sara – may Allah have mercy on her.

Saliha

I dedicate this work to,

My grandmother – may Allah have mercy on her.

My parents

My brother and sisters (Mohamed, Ghalia, Amina, Khadidja et Zohra)

My wife

My kids (Younes and Amira)

My best friend (Hmida)

And to the entire extended family

Also, to all my friends.

Omar

Remerciements

Nous nous remercions avant tout nous-mêmes de ne pas avoir abandonné et d'être allés jusqu'au bout.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre encadrant, Monsieur SERBAH Boumediene, pour avoir proposé un sujet concret et stimulant, ainsi que pour son soutien constant et ses encouragements tout au long de ce travail.

Nous remercions également Monsieur KECHACHNI Mohamed pour son co-encadrement et son implication précieuse.

Nous sommes reconnaissants au Professeur H. BEKKI, Président du jury, pour avoir accepté d'évaluer ce travail, ainsi qu'à Madame Z. RENNAK et Madame A. DRAOUI pour leur participation au jury d'évaluation de ce mémoire.

Nous adressons également nos remerciements à Monsieur H. OUABEL pour l'intérêt qu'il a porté à notre travail, ainsi que pour la pertinence de ses conseils et suggestions.

Sur un plan plus personnel, nous exprimons notre gratitude la plus chaleureuse à nos parents pour leurs encouragements et leur soutien constant, déterminants dans la réussite de nos études, ainsi qu'à nos amis et collègues.

Résumé

Ce mémoire présente une étude de modélisation numérique du creusement d'un tunnel à l'aide du logiciel PLAXIS 2D, dans une optique d'analyse et d'optimisation du comportement sol-structure. L'objectif principal est de mener une étude paramétrique et géométrique pour évaluer l'influence de différents paramètres géotechniques et de conception sur la stabilité et les sollicitations internes du tunnel. La méthodologie adoptée repose sur la définition d'un modèle de référence, inspiré des caractéristiques réelles du tunnel du métro d'Alger. Ensuite, plusieurs simulations numériques ont été réalisées en faisant varier un à un les paramètres suivants : cohésion du sol, angle de frottement interne, coefficient de Poisson, profondeur, rayon du tunnel et niveau de la nappe phréatique. Les résultats obtenus montrent que certains paramètres, notamment la géométrie du tunnel et la position de la nappe, ont un impact significatif sur les déplacements du terrain, les efforts dans le soutènement et les zones plastiques autour de la cavité. Ces analyses permettent de mieux comprendre le comportement mécanique global du système tunnel-sol et d'identifier les facteurs critiques à prendre en compte lors du dimensionnement. Ce travail met en lumière l'efficacité de la modélisation numérique couplée à une approche paramétrique comme outil d'aide à la décision pour la conception d'ouvrages souterrains en contexte géotechnique complexe.

Mots clés : modélisation numérique, creusement d'un tunnel, PLAXIS 2D, étude paramétrique, métro d'Alger, soutènement.

Abstract

This thesis presents a numerical modeling study of tunnel excavation using the PLAXIS 2D software, with the goal of analyzing and optimizing soil-structure interaction behavior. The main objective is to conduct a parametric and geometric study to evaluate the influence of various geotechnical and design parameters on tunnel stability and structural response. The adopted methodology is based on the definition of a reference model, calibrated with the real characteristics of the Algiers metro tunnel. Several numerical simulations were carried out by individually varying the following parameters: soil cohesion, internal friction angle, Poisson's ratio, tunnel depth, tunnel radius, and groundwater table level. The results reveal that some parameters, particularly tunnel geometry and groundwater level, have a significant impact on ground displacements, lining forces, and plastic zone development around the cavity. These analyses provide a better understanding of the overall mechanical behavior of the tunnel-soil system and highlight critical factors to consider in design. This work demonstrates the effectiveness of numerical modeling combined with a parametric approach as a powerful decision-making tool for the design of underground structures in complex geotechnical environments.

Key words: numerical modeling, tunnel excavation, PLAXIS 2D, parametric study, Algiers metro, lining.

ملخص

تقدم هذه الأطروحة دراسة نمذجة عددية لعملية حفر نفق باستخدام برنامج بلاكسيس ثنائي الأبعاد، بهدف تحليل و تحسين سلوك التفاعل بين التربة و الهيكل. يتمثل الهدف الرئيسي في إجراء دراسة بارامترية و هندسية لتقييم تأثير مختلف المعاملات الجيوتقنية و الهندسية على استقرار النفق و الضغوط الداخلية التي يتعرض لها. تعتمد النمذجة المتبعة على إعداد نموذج مرجعي مستوحى من الخصائص الواقعية لنفق مترو الجزائر. بعد ذلك، تم تنفيذ عدة محاكاة عددية، مع تغيير المعاملات التالية بشكل منفصل : تماسك التربة، زاوية الاحتكاك الداخلي، معامل بواسون، العمق، نصف قطر النفق، و مستوى المياه الجوفية. أظهرت النتائج . أن بعض المعاملات و خاصة الأبعاد الهندسية للنفق و موقع منسوب المياه الجوفية، لها تأثير كبير على إزاحات التربة، و القوى المؤثرة على نظام التدعيم، و المناطق اللدنة المحيطة بالنفق. تسهم هذه التحليلات في تحسين الفهم العام السلوك الميكانيكي لنظام النفق-التربة، و تساعد في تحديد العوامل الحاسمة التي يجب أخذها بعين الاعتبار أثناء التصميم. يبرز هذا العمل فعالية النمذجة العددية المقترنة بالنهج البارامتري كأداة داعمة لاتخاذ القرار في تصميم المنشآت تحت الأرض في بيئات جيوتقنية معقدة.

كلمات مفتاحية: نمذجة عددية، حفر نفق، بلاكسيس ثنائي الأبعاد، دراسة بارامترية، مترو الجزائر، نظام التدعيم.

Table des matières

Dédicace	I
Remerciements	II
Résumé	III
Abstract	IV
Table des matières	VI
Liste des figures.....	XI
Liste des tableaux	XV
Introduction générale	XVI

Partie I: Étude bibliographique

Chapitre I: Généralités sur les tunnels

I.1	Introduction	2
I.2	Les tunnels.....	3
I.2.1	Définition.....	3
I.2.2	Les plus longs tunnels au monde.....	3
I.3	Classification des ouvrages souterrains.....	4
I.3.1	Classification selon leur profondeur.....	6
I.3.2	Classification selon leur fonctionnement	7
I.3.3	Classification selon la forme de section	9
I.3.4	Classification selon leur géographie.....	10
I.4	Les principaux objets d'étude d'un projet de tunnel	11
I.5	Géométrie	11
I.5.1	Le tracé en plan.....	11
I.5.2	Profil en long	11
I.5.3	Profil en travers	12
I.6	Reconnaissance et investigation du site.....	13
I.6.1	Étude documentaire : Inventaire des données existantes.....	13
I.6.2	Levés de terrain	13
I.6.3	Essais et mesures in situ	14
I.6.4	Essais de laboratoire	17
I.6.5	Reconnaissance pendant l'exécution	18
I.7	Les mouvements des sols autour des tunnels	19

I.7.1	Effondrements	19
I.7.2	Inondations	20
I.7.3	Tassements en surface	21
I.8	Eclairage des tunnels.....	23
I.9	Ventilation.....	24
I.10	Conclusion.....	25

Chapitre II: Méthode de construction des tunnels

II.1	Introduction.....	27
II.2	Méthodes de constrction à ciel ouvert	28
II.2.1	Tranchée ouverte	28
II.2.1.1	Fouille talutée.....	28
II.2.1.2	Fouille blindée	29
II.2.2	Tranchées couvertes	36
II.3	Creusement en souterrain.....	36
II.3.1	La méthode d’excavation par section (séquentielle)	36
II.3.1.1	Le creusement à pleine section	37
II.3.1.2	Le creusement en demi-section.....	37
II.3.1.3	Le creusement en section divisée.....	38
II.3.2	Exécution du creusement dans un milieu rocheux	39
II.3.2.1	Creusement à l’explosif	39
II.3.2.2	Creusement mécanique des tunnels	41
II.3.2.2.1	Creusement à attaque ponctuelle	42
II.3.2.2.2	Creusement au tunnelier (Tunnel Boring Machine TBM).....	43
II.3.3	Exécution du creusement dans les terrains meubles.....	45
II.3.3.1	Les différents types de boucliers.....	46
II.4	Critères de choix de la méthode de creusement d’un tunnel	46
II.4.1	Facteurs géotechniques et géologiques.....	46
II.4.2	Contraintes liées au projet	47
II.4.3	Contraintes environnementales et urbaines	47
II.4.4	Considérations économiques et financières.....	48
II.4.5	Critères techniques et technologiques	48
II.5	Soutènement.....	49
II.5.1	Les modes d’action de soutènement.....	49

II.5.1.1 Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant	49
II.5.1.1.1 Béton projeté.....	49
II.5.1.2 Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant	51
II.5.1.2.1 Boulonnage	51
II.5.1.3 Les soutènements agissant par supportage	52
II.5.1.3.1 Voussoirs en béton préfabriqués	52
II.5.1.3.2 Tubes préforés (voûte-parapluie).....	52
II.5.1.3.3 Cintres métalliques.....	53
II.5.1.3.3.1 Dispositifs complémentaires du soutènement par cintres	54
II.5.1.4 Les soutènements agissant par consolidation	54
II.5.1.4.1 Injection de consolidation	55
II.5.1.4.2 Air comprimé	55
II.5.1.4.3 Congélation	55
II.6 Revêtement	56
II.6.1 Les différents types de revêtement	56
II.6.1.1 Revêtement en béton coffré armé	56
II.6.1.2 Revêtement en béton coffré non-armé	56
II.6.1.3 Revêtement en béton projeté.....	57
II.6.1.4 Revêtement en voussoirs préfabriqués.....	57
II.7 Étanchement des tunnels.....	56
II.8 Conclusion	59

Partie II: Étude de cas

Chapitre III: Présentation du cas d'étude: Métro d'Alger

III.1 Introduction	61
III.2 Métro d'Alger	62
III.2.1 Histoire du métro d'Alger.....	62
III.2.2 Description du métro d'Alger.....	62
III.3 Caractérisation du site d'étude : la région d'Alger.....	64
III.3.1 Cadre géologique et morpho-structural	64
III.3.1.1 Contexte lithologique	64
III.3.1.2 Contexte géomorphologique.....	66

III.3.1.3 Contexte topographique.....	67
III.3.2 Cadre hydrogéologique.....	67
III.3.2.1 Hydrologie	67
III.3.2.2 Systèmes aquifères et dynamique des eaux souterraines.....	68
III.3.3 Cadre géotechnique	69
III.4 Conclusion	73

Chapitre IV: Étude numérique d'un tunnel par PLAXIS

IV.1 Introduction	74
IV.2 Présentation de l'outil de calcul PLAXIS	75
IV.2.1 Introduction	75
IV.2.2 Le programme d'entrée de données (Input):	75
IV.2.3 Le programme de calcul (Calculations).....	77
IV.2.4 Le programme de résultats (Output).....	78
IV.2.5 Le programme courbes (Curves)	79
IV.2.6 Les modèles de comportement dans PLAXIS	79
IV.2.6.1 Modèle de MOHR-COULOMB.....	79
IV.2.6.2 Le modèle Hardening Soil.....	80
IV.3 Établissement d'un modèle de référence pour le métro d'Alger.....	82
IV.3.1 Modèle bidimensionnel 2D	82
IV.3.1.1 Partie I : Input.....	82
IV.3.1.1.1 Hypothèses géométriques et géotechniques	82
IV.3.1.2 Partie II : Calcul	88
IV.3.1.2.1 Insertion du coefficient de déconfinement (β)	88
IV.3.1.2.2 Modélisation de creusement de tunnel NATM	89
IV.3.1.3 Résultats obtenus	92
IV.3.1.3.1 Les déplacements	93
IV.3.1.3.2 Courbes de déplacements	95
IV.3.1.3.3 Interprétation des résultats.....	95
IV.3.1.3.4 La contrainte moyenne et les différentes forces dans le soutènement	98
IV.4 Étude paramétrique et géométrique.....	99
IV.4.1 Choix des paramètres d'étude.....	99
IV.4.2 Méthodologie d'analyse	100
IV.4.3 Résultats et discussion	101

IV.4.3.1.1 Effet de la cohésion du sol.....	101
IV.4.3.1.2 Effet de l'angle de frottement interne.....	102
IV.4.3.1.3 Effet du niveau de la nappe phréatique.....	103
IV.4.3.1.4 Effet de la profondeur du tunnel.....	104
IV.4.3.1.5 Effet du rayon du tunnel.....	106
IV.5 Mécanisme de tassements des tunnels.....	107
IV.5.1 Modélisation de tassements autour des tunnels – Applications décrites dans la littérature.....	107
IV.6 Synthèse de l'étude.....	110
IV.7 Conclusion.....	111
Conclusion générale.....	112
Bibliographie.....	114

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Espace souterrain.....	3
Figure I.2: Tunnel routier de Lærdal - Norvège.....	4
Figure I.3: Tunnel ferroviaire du Seikan - Japon.	4
Figure I.4: Classification globale des ouvrages souterrains	5
Figure I.5: Distinction entre tunnel profond et peu profond	6
Figure I.6: Tunnel de Malpas (1680)	7
Figure I.7: Égouts.	7
Figure I.8: Ouvrages de stockage : a) Dépôts; b) Stockage des fluides; c) Parking	8
Figure I.9: Classification selon la forme de section	9
Figure I.10: Tunnel sous la Manche	10
Figure I.11: Profil en travers d'un tunnel routier	12
Figure I.12: Coupe géologique et hydrogéologique	14
Figure I.13: Sondages carottés	14
Figure I.14: Essai de pénétration.....	15
Figure I.15: Essai pressiométrique	15
Figure I.16: L'effondrement du tunnel de Vierzy (juin 1972).....	20
Figure I.17: Tunnel de Patra avant et après l'effondrement (Grèce, août 1998).	20
Figure I.18: Inondation du tunnel de Wushantou, Japon 1992.	21
Figure I.19: Cuvette instantanée pour une avancée du creusement de 15 mètres	22
Figure I.20: Comparaison des tassements prévus et mesurés	22
Figure I.21: Tunnel de la Grand-Mare à Rouen (France).....	23
Figure I.22: Ventilation d'un tunnel voûté	24
Figure II.1: Fouille talutée.....	28
Figure II.2: Fouille blindée ouverte.....	29
Figure II.3: Paroi berlinoise	30
Figure II.4: Rideau de palplanche	31
Figure II.5: Blindage de fouille étanche de refermant sur un substratum peu perméable...	32

Figure II.6: Blindage de fouille étanche utilisé comme blindage définitif et se refermant sur un substratum peu perméable	33
Figure II.7: Étanchement du fond de fouille par injection du terrain.....	33
Figure II.8: Rabattement de nappe associé à un blindage de fouille.....	34
Figure II.9 : Réduction des sous-pressions par puits de décharge	34
Figure II.10: L'agencement des pieux sécants.....	35
Figure II.11: Creusement à pleine section.....	37
Figure II.12: Creusement en demi-section	38
Figure II.13: Creusement en section divisée	38
Figure II.14: Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif.....	39
Figure II.15: Brise roche	42
Figure II.16: Tunnelier à front pressurisé.....	44
Figure II.17: L'application du béton projeté	49
Figure II.18: Différents procédés de projection du béton	50
Figure II.20: Différents types de boulons d'ancrage.....	51
Figure II.21: Voussoirs en béton préfabriqués	52
Figure II.22: Voûte-parapluie.....	53
Figure II.23: Différents types de cintres métalliques	53
Figure II.24: Blindage et enfilage	54
Figure II.25: Injection d'air comprimé, projet de réseau d'égout en Allemagne	55
Figure II.26: Différents types de revêtement	58
Figure II.27: Principaux types d'étanchement des tunnels	59
 Figure III.1: Métro d'Alger.....	 62
Figure III.2: Tracé du Métro d'Alger.....	64
Figure III.3: Carte géologique de la région d'Alger.....	65
Figure III.4: Ensembles géomorphologiques de la région d'Alger.....	67
Figure III.5: Ressources en eaux souterraines.....	69

Figure IV.1: Le programme d'entrée de données (Input).	75
Figure IV.2: Caractéristiques géométriques du tunnel.	76
Figure IV.3: Caractéristiques géotechniques du sol.	76
Figure IV.4: Génération du maillage.	77
Figure IV.5: Calcul hydraulique 151.	77
Figure IV.6: Génération d'eau.	77
Figure IV.7: Génération des contraintes.	77
Figure IV.8: Le programme de calcul (Calculations).	78
Figure IV.9: Le programme de résultats (Output).	78
Figure IV.10: Le programme courbes (Curves).	79
Figure IV.11: Fenêtre des paramètres de MOHR-COULOMB.	80
Figure IV.12: Fenêtre des paramètres de Hardening Soil.	81
Figure IV.13: Le profil géologique de tronçon(AIN NAAJA – BARAKI).	82
Figure IV.14: Vue en coupe du tronçon.	83
Figure IV.15: Modèle géométrique du projet.	84
Figure IV.16: Les conditions aux limites suivant le plan (X, Y).	84
Figure IV.17: Maillage du modèle.	87
Figure IV.18: Conditions hydrauliques initiales.	87
Figure IV.19: Génération des contraintes initiales.	88
Figure IV.20: Insertion du coefficient de déconfinement β ($\beta = 1 - \Sigma M$ stage) aux modèles.	88
Figure IV.21: Creusement de la calotte 1 avec l'activation de soutènement.	89
Figure IV.22: Creusement de la calotte 2 avec l'activation de soutènement.	90
Figure IV.23: Creusement de la section en dessous la calotte 1 avec l'activation de soutènement.	90
Figure IV.24: Creusement de la section en dessous la calotte 2 avec l'activation de soutènement.	91
Figure IV.25: Creusement total de tunnel avec l'activation de soutènement.	91
Figure IV.26: Sec cluster.	92
Figure IV.27: Maillage déformé en présence du tunnel.	92
Figure IV.28: Déplacement total.	93

Figure IV.29: Le déplacement total en clé de voûte.....	94
Figure IV.30: Le déplacement total de la surface.	94
Figure IV.31: Les différentes coupes.	95
Figure IV.32: Courbe de déplacement de la coupe A - A'	96
Figure IV.33: Courbe de déplacement de la coupe B - B'.....	96
Figure IV.34: Courbe de déplacement de la coupe C - C'.....	97
Figure IV.35: Courbe de déplacement de la coupe D - D'	98
Figure IV.36: La contrainte moyenne dans le terrain et les différentes forces dans le soutènement.....	98
Figure IV.37: Les déplacements en fonction de la cohésion.....	101
Figure IV.38: Les déplacements en fonction de l'angle de frottement.	103
Figure IV.39: Les déplacements en fonction de la nappe phréatique.	104
Figure IV.40: Les déplacements en fonction de la profondeur.	105
Figure IV.41: Les déplacements en fonction du rayon.	106

Liste des tableaux

Tableau I.1: Essais de laboratoire	17
Tableau I.2: Reconnaissance pendant l'exécution des travaux du tunnel.....	18
Tableau II.1: Recommandations pour l'utilisation du « smooth blasting » en souterrain par HOEK (1980)	41
Tableau III.1: État du réseau de Métro d'Alger	63
Tableau III.2: Paramètres géotechniques du l'EXT Haï El Badr – El Harrach Centre	70
Tableau III.3: Paramètres géotechniques du l'EXT Haï El Badr – Ain Naadja	71
Tableau III.4: Paramètres géotechniques du lot 1 El Harrach Centre – Aéroport.....	72
Tableau III.5: Paramètres géotechniques du lot 2 Ain Naadja - Baraki.....	73
Tableau IV.1: Les propriétés géométriques de la section de tunnel NATM.....	83
Tableau IV.2: Caractéristiques mécaniques du béton projeté et des cintres.	85
Tableau IV.3: Caractéristiques des sols.	86
Tableau IV.4: Les différents taux de déconfinement β	89
Tableau IV.5: Paramètres étudiés.....	99
Tableau IV.6: Résultats obtenus pour l'effet de la cohésion du sol.	101
Tableau IV.7: Résultats obtenus pour l'effet de l'angle de frottement interne.	102
Tableau IV.8: Résultats obtenus pour l'effet du niveau de la nappe phréatique.....	104
Tableau IV.9: Résultats obtenus pour l'effet de la profondeur du tunnel.	105
Tableau IV.10: Résultats obtenus pour l'effet du rayon du tunnel.	106
Tableau IV.11: Modélisation de tassements autour des tunnels – Applications décrites dans la littérature.	108
Tableau IV.11 (Suite): Modélisation de tassements autour des tunnels – Applications décrites dans la littérature.	109

Introduction générale

Avec 237 réseaux de métro en exploitation dans 202 villes, desservant plus d'un milliard de personnes à travers le monde (UITP, 2025), le développement des infrastructures souterraines est devenu un enjeu majeur pour les métropoles. Les tunnels métropolitains, en particulier, constituent des solutions de transport efficaces, durables et peu invasives, adaptées aux besoins croissants de mobilité urbaine. Toutefois, leur conception et leur réalisation posent des défis techniques importants, notamment en ce qui concerne la stabilité des sols, la sécurité des ouvrages, et l'intégration dans des contextes géologiques complexes.

Face à ces enjeux, les ingénieurs civils s'appuient de plus en plus sur la modélisation numérique pour anticiper le comportement des structures souterraines tout au long de leur cycle de vie. Des outils avancés comme PLAXIS, logiciel de calcul par éléments finis dédié à la géotechnique, offrent la possibilité d'analyser en profondeur les interactions sol-structure, de prévoir les tassements en surface, et d'optimiser les solutions de soutènement et d'étanchéité. Pourtant, malgré les performances de ces outils, plusieurs problématiques persistent : quels sont les paramètres les plus influents sur le comportement hydromécanique d'un tunnel en milieu urbain ? Comment interpréter efficacement les résultats numériques pour améliorer la conception ? Et dans quelle mesure ces simulations peuvent-elles contribuer à une meilleure prise de décision sur le terrain ?

Ce travail de recherche porte sur la modélisation et l'analyse d'un tunnel de métro basée sur le code de calcul PLAXIS. Il vise à comprendre les phénomènes géotechniques associés à la construction de tunnels, et à simuler le comportement du sol et de l'ouvrage dans un cas concret (le métro d'Alger), afin de proposer des solutions innovantes pour le génie civil.

Le mémoire est structuré en deux grandes parties.

La première partie, à caractère bibliographique, pose les bases théoriques et techniques :

- **Le chapitre 1** présente les généralités sur les tunnels (définition, classifications, objets d'étude, instabilités du sol autour des tunnels, dispositifs d'éclairage et de ventilation).
- **Le chapitre 2** traite les méthodes d'exécution : techniques de creusement, soutènement, revêtement et étanchéité.

La deuxième partie, consacrée à l'étude numérique et paramétrique, s'appuie sur un cas concret.

- **Le chapitre 3** introduit le cas d'étude du métro d'Alger, avec une description de son réseau, ses extensions, et son contexte géologique, hydrogéologique et géotechnique.
- **Le chapitre 4** est dédié à la modélisation numérique à l'aide de PLAXIS, incluant l'analyse du comportement hydromécanique, l'étude des tassements en surface.

Ce mémoire vise donc à combiner l'approche théorique et la pratique numérique pour mieux comprendre et concevoir les tunnels, dans une optique de sécurité et d'innovation.

Partie I

Étude

Bibliographique

Chapitre I

Généralités sur les tunnels

I.1 Introduction

Depuis des millénaires, les tunnels nous permettent de raccourcir les distances, et de franchir des barrières naturelles comme les montagnes. Leur conception et leur réalisation exige du concepteur une connaissance étendue, intégrant des aspects géométriques, géotechniques et environnementaux.

Ce chapitre vise à présenter les fondements conceptuels liés aux tunnels et à leur réalisation, de l'étude préliminaire jusqu'à l'exploitation. Une attention particulière est portée aux investigations du terrain encaissant, aux interactions sol-structure. L'ensemble de ces aspects constituent un socle de référence pour appréhender de manière rigoureuse les enjeux liés à la conception et à la réalisation, et à l'exploitation des ouvrages souterrains.

I.2 Les tunnels

I.2.1 Définition

Le tunnel est un ouvrage d'art qui relie deux territoires en traversant une montagne ou d'autres formations géologiques. Il s'agit d'un passage souterrain permettant l'accès aux réseaux de communication (Chemin de fer, routes...). En plus leur fonction pratique, les tunnels peuvent servir d'attractions touristiques telles que les tunnels historiques.

Les espaces souterrains revêtent une importance dans l'aménagement des infrastructures qui répondant aux défis contemporains des villes. Ils procurent un abri contre les intempéries et peuvent servir de refuges sécurisés en cas de catastrophes naturelles.



Figure I.1: Espace souterrain (www.gettyimages.fr).

I.2.2 Les plus longs tunnels au monde

- Le tunnel routier de Lærdal, inauguré en 2001, relie Oslo à Bergen, les deux plus grandes villes de Norvège, et s'étend sur **24.5 Km**, le tunnel comporte des zones de détente avec un éclairage bleuté pour vaincre le stress des automobilistes (Figure I.2) (Waldmann, 2004).
- Le tunnel routier du Saint Gothard en Suisse, inauguré en 1980, il est long de **16.9 Km**. Suivent les tunnels de l'Arlberg en Autriche (**13.97 Km**), du Fréjus long de **12.87 Km** (1980), et le tunnel du Mont Blanc long de **11.6 Km** (1962) (Waldmann, 2004).



Figure I.2: Tunnel routier de Lærdal - Norvège (Waldmann, 2004).

- Le tunnel ferroviaire japonais du Seikan entre Honshu et Hokkaïdo, construit entre 1964 et 1988 à plus de 250 m sous la mer (Figure I.3), détient le record de longueur absolu avec **53,85 km**, suivi de peu par le tunnel sous la Manche achevé en 1993, il est long de **50,5 km** reliant le sud-est du Royaume-Uni (Angleterre) et le nord de la France (Waldmann, 2004).

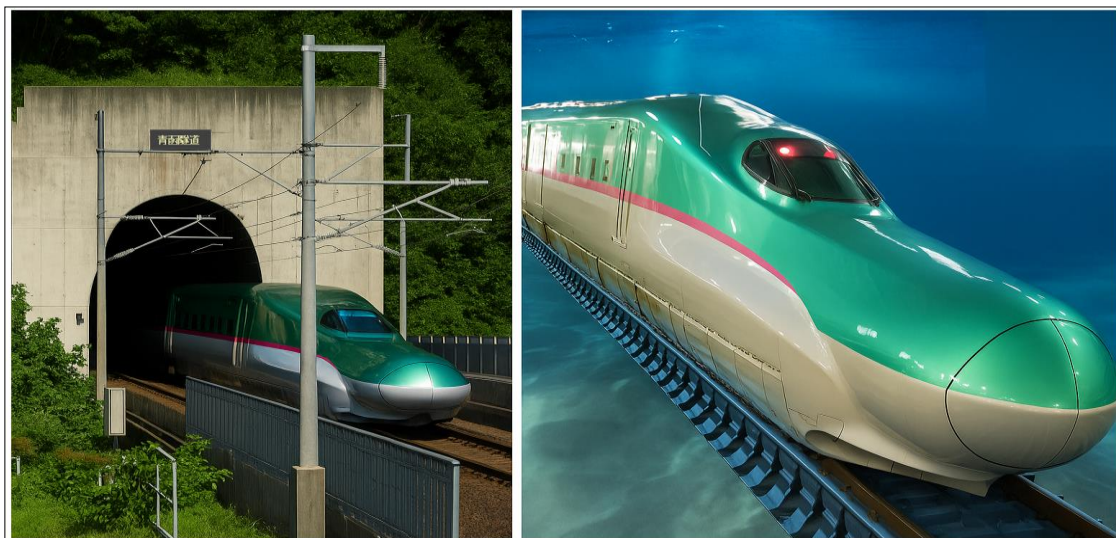
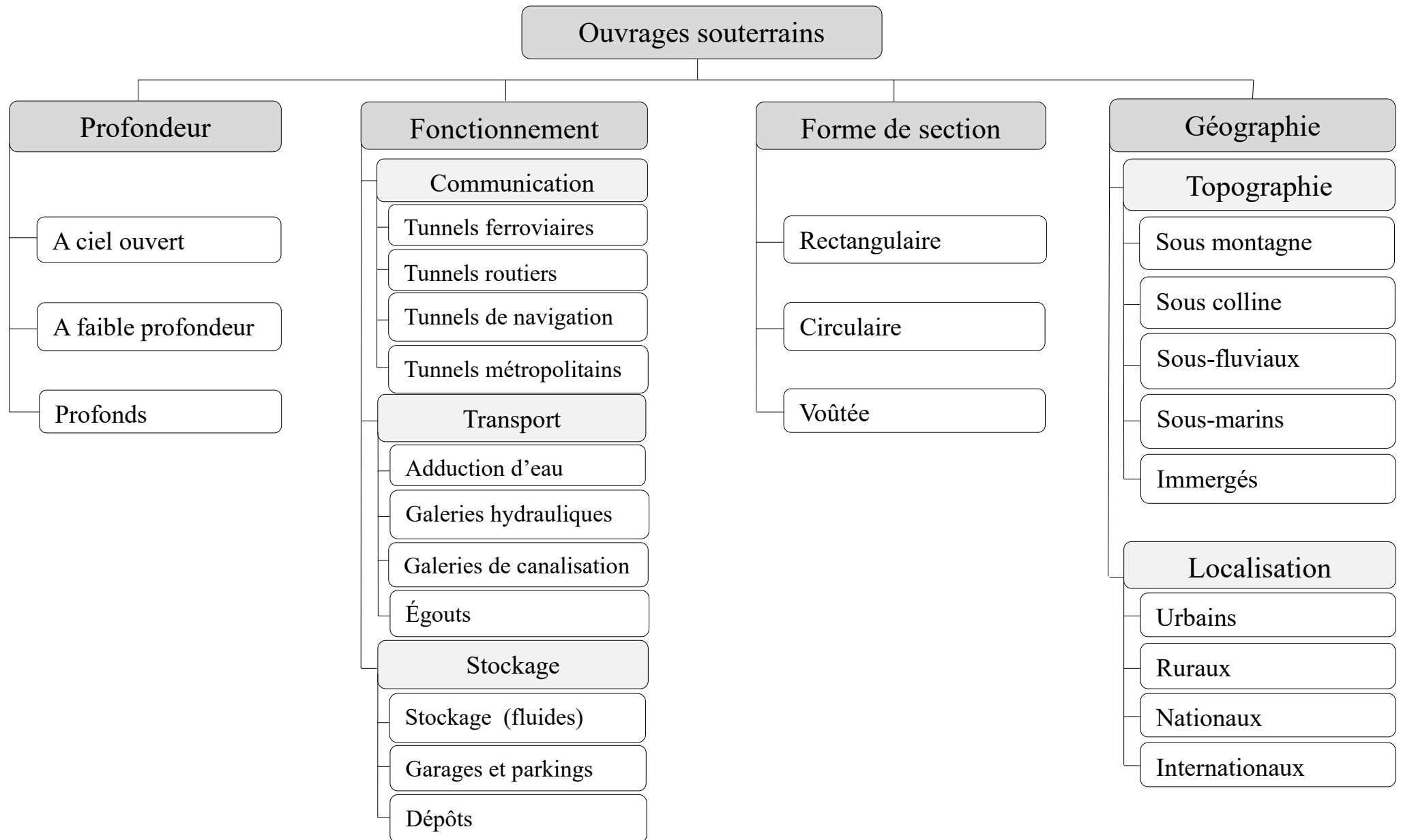


Figure I.3: Tunnel ferroviaire du Seikan - Japon (Waldmann, 2004).

I.3 Classification des ouvrages souterrains

Les ouvrages souterrains ont des caractéristiques spécifiques dues à leur usage, à leur forme de section, aux méthodes d'exécution, à leur topographie et au milieu dans lequel ils sont construits. L'organigramme ci-dessous présente une classification globale selon quatre critères principaux :

**Figure I.4:** Classification globale des ouvrages souterrains (Idris, 2007).

I.3.1 Classification selon leur profondeur

- Les tunnels à ciel ouvert sont des tunnels superficiels, caractérisés selon Panet en 1995, par le rapport $H < 2B$, où H est la profondeur de l'axe du tunnel, B est la largeur du tunnel (BERKANE, 2020).
- Les tunnels situés à faible profondeur sont caractérisés selon Filliat en 1981, par le rapport $H / B < 10$ où H est la profondeur de l'axe de tunnel, B est la largeur du tunnel (BERKANE, 2020).
- Un tunnel est dit profond si son diamètre (ou diamètre équivalent dans le cas où la section n'est pas circulaire) est petit devant la profondeur de son axe, autrement dit si $H / D > 10$ où H est la profondeur de l'axe du tunnel et D son diamètre. Cela revient à dire que la variation de contrainte verticale initiale entre les parties, supérieure et inférieure de la section du tunnel (avant excavation) est négligeable devant la contrainte initiale verticale due au poids des terres à la profondeur moyenne du tunnel (profondeur de l'axe). En notant $\sigma_H = \gamma H$ où γ le poids volumique du terrain (Figure I.5) (BENAMAR, 1996).

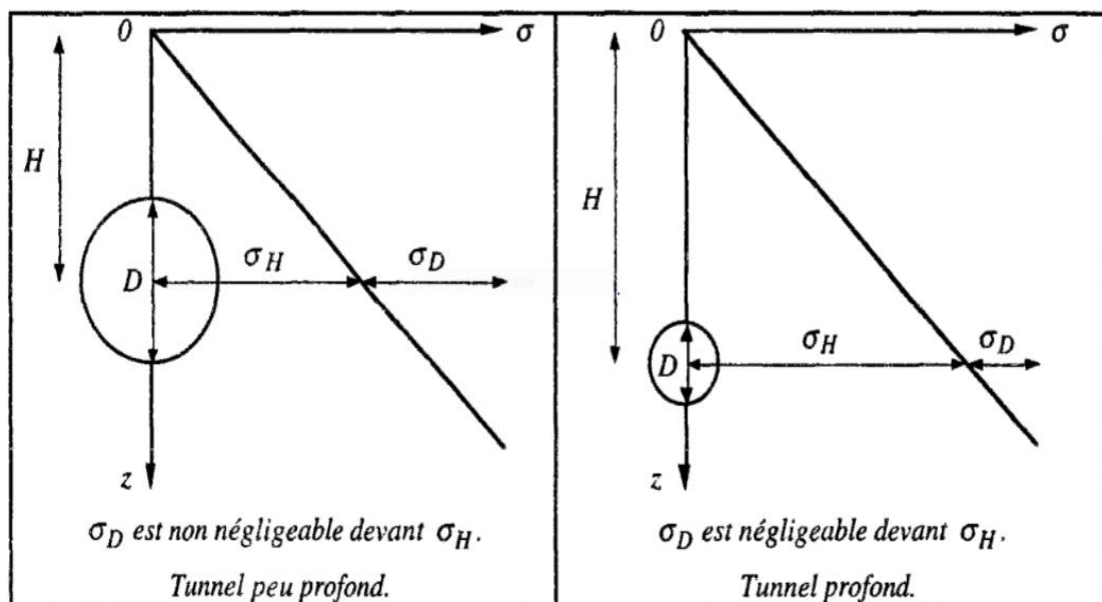


Figure I.5: Distinction entre tunnel profond et peu profond (BENAMAR, 1996).

I.3.2 Classification selon leur fonctionnement

- Les ouvrages souterrains de communication sont des passages souterrains conçus pour relier différents points, comprennent divers types de tunnels, notamment les tunnels routiers (Figure I.2) pour les véhicules et les personnes, les tunnels ferroviaires pour les trains, les tunnels métropolitains pour les trains légers ou les métros en milieu urbain, ainsi que les tunnels de navigation (voie d'eau) pour les bateaux et les navires (ex : l'un des premiers canaux souterrains en Europe pour la navigation tunnel de Malpas (Figure I.6) permettant de passer sur une colline).



Figure I.6: Tunnel de Malpas (1680) (Waldmann, 2004).

- Les ouvrages souterrains de transport sont souvent appelés galeries. Ils sont conçus pour la gestion des réseaux d'eau potable notamment les adductions d'eau, et les réseaux d'assainissement comme les égouts (Figure I.7). Les galeries hydrauliques permettent le transport d'eau pour les centrales hydro-électriques. Les galeries de canalisation peuvent également transporter de divers fluides ou services publics (gaz, eau, électricité).



Figure I.7: Égouts (www.gettyimages.fr).

- Les ouvrages souterrains de stockage (Figure I.8) sont des espaces généralement fermés, dont la fonction principale est de stocker des produits ou marchandises, des fluides (liquides ou gazeux). Ils peuvent également être utilisés comme garages et parkings, offrant une protection et un espace de stockage sécurisé.

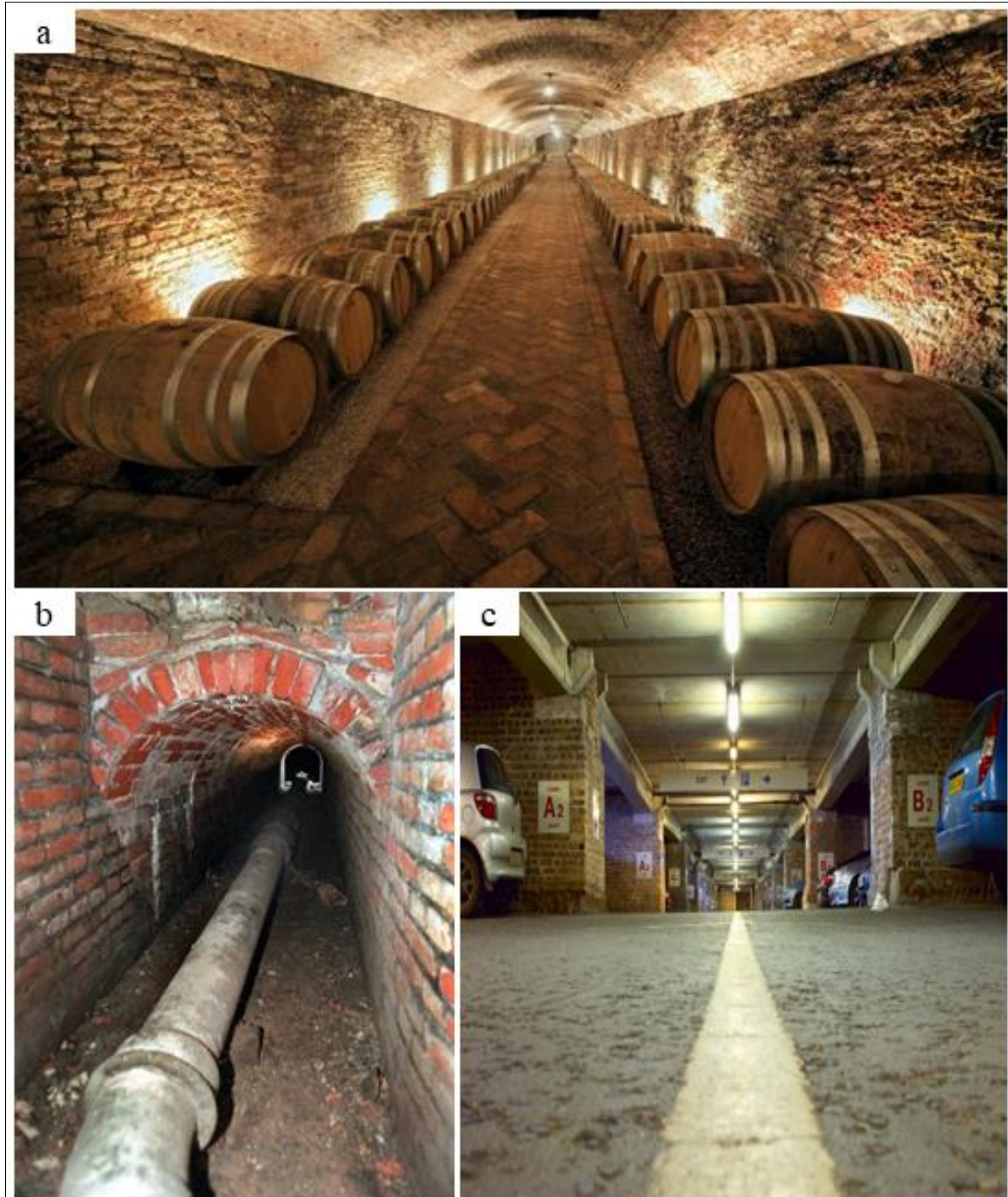


Figure I.8: Ouvrages de stockage : a) Dépôts; b) Stockage des fluides; c) Parking (www.gettyimages.fr).

I.3.3 Classification selon la forme de section

La forme de la section des ouvrages souterrains varie selon la méthode de construction, la nature du terrain et l'usage de l'ouvrage (Figure I.9). Les formes les plus courantes sont :

- La section rectangulaire, généralement adoptée pour les ouvrages peu profonds réalisés en tranchée ouverte ;
- La section circulaire, souvent utilisée pour les tunnels creusés au tunnelier ;
- La forme voûtée, caractérisée par une voûte arrondie et des piédroits verticaux, couramment utilisée pour les tunnels routiers et ferroviaires.

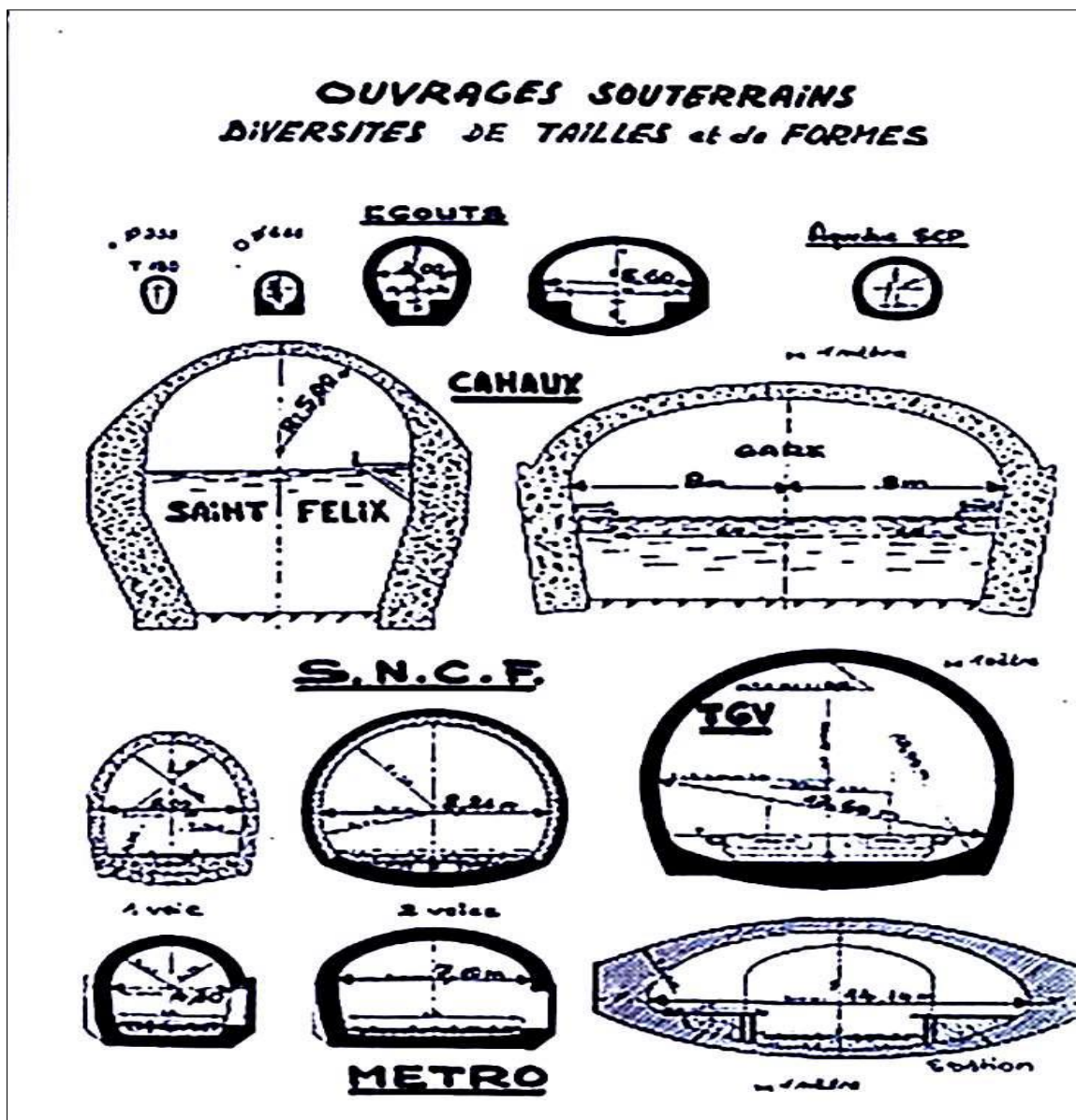


Figure I.9: Classification selon la forme de section (KAHOUL, 2021).

I.3.4 Classification selon leur géographie

- Les ouvrages souterrains peuvent être classés selon leur topographie (position par rapport à la surface du terrain). On distingue des ouvrages sous montagne, creusés dans des massifs rocheux compacts et stables, les ouvrages sous colline, Les ouvrages sous-marins qui traversent le fond des mers ou océans et sont souvent construits à l'aide de caissons préfabriqués ou de tunneliers, Les ouvrages sous-fluviaux qui partagent des contraintes similaires aux tunnels sous-marins mais à une échelle souvent moindre, et enfin les ouvrages immergés, construits par immersion des sections préfabriquées dans un environnement aquatique.
- La classification des ouvrages souterrains selon leur localisation permet de distinguer quatre types principaux: les ouvrages nationaux; les ouvrages internationaux qui traversent des frontières entre deux pays (ex : Tunnel sous la Manche reliant l'Angleterre et la France) (Figure I.10); les tunnels urbains, qui desservent les zones urbaines; et les tunnels ruraux, qui se trouvent en zones peu peuplées.

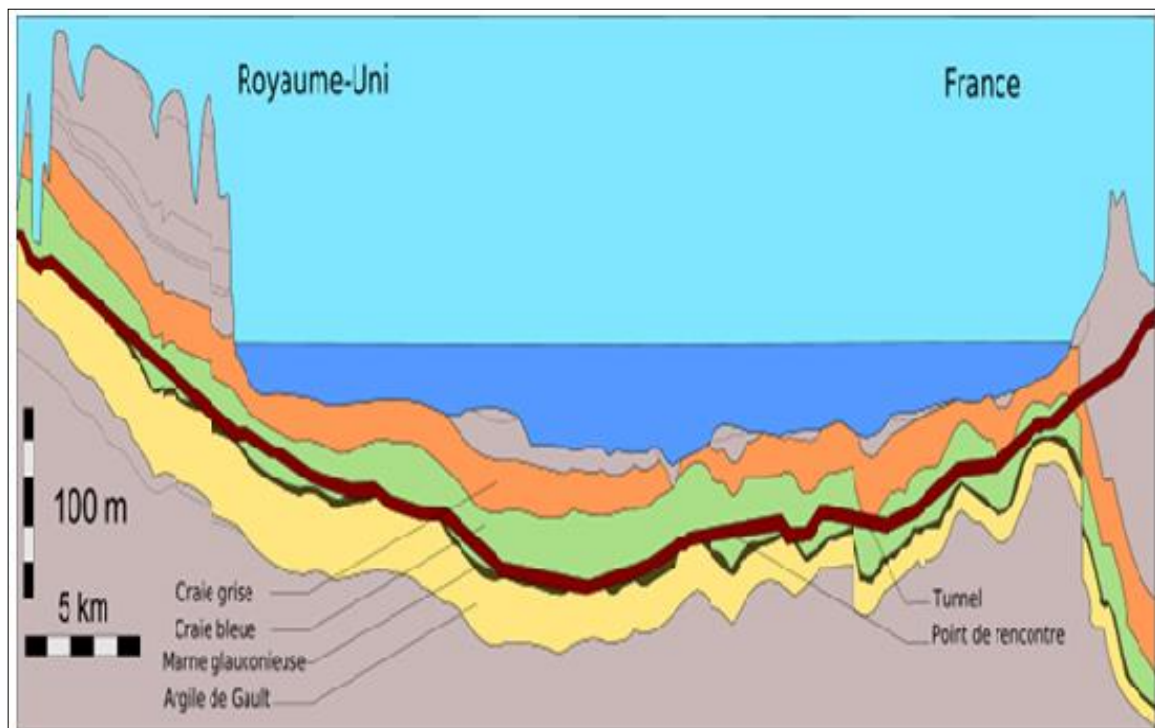


Figure I.10: Tunnel sous la Manche (www.infrastructures.com).

I.4 Les principaux objets d'étude d'un projet de tunnel

Le processus d'étude d'un projet de tunnel s'articule autour de plusieurs phases clés, allant de la planification à la mise en œuvre et l'entretien. Ce sont :

- **Phase 1** : reconnaissance du site ;
- **Phase 2** : détermination des contraintes in situ ainsi que des caractéristiques du massif ;
- **Phase 3** : choix d'une méthode d'excavation ;
- **Phase 4** : choix d'un modèle mécanique. Calcul statique par méthode simplifiée, méthode numérique détaillée ou les deux ;
- **Phase 5** : concept de sécurité, hypothèses des ruptures ;
- **Phase 6** : excavation du tunnel ;
- **Phase 7** : instrumentation in situ et suivi des données (BOUVARD-LECOANET, COLOMBET, & ESTEULLE, 1992).

I.5 Géométrie

La planification d'un projet de tunnel exige une attention particulière à son emplacement et à sa géométrie (tracé en plan, profil en long, profil en travers), en tenant compte des spécificités du tracé de l'itinéraire dans lequel il est implanté (CETU, 1990).

Les trois éléments qui permettent de caractériser la géométrie d'un tunnel sont :

I.5.1 Le tracé en plan

Le tracé en plan ou en situation d'un tunnel représente la projection horizontale de son axe. Il est constitué d'alignements droits et de courbes (circulaires ou de transition), qui doivent être adaptés aux reliefs naturels et aux obstacles urbains. De plus, le tracé doit répondre à des exigences dynamiques spécifiques liées au type de transport (routier ou ferroviaire).

I.5.2 Profil en long

Le profil en long est une représentation graphique d'une coupe longitudinale, suivant l'axe de tunnel, mettant en évidence les variations d'altitude.

Les caractéristiques du profil en long d'un tunnel sont à déterminer en tenant compte :

- Du profil des accès ;
- De l'hydrogéologie du site ;
- De l'implantation des têtes (CETU, 1990).

Il prend en compte des paramètres critiques notamment les pentes maximales autorisées, influençant directement la conception des systèmes de ventilation et la fluidité de trafic. Les variations altimétriques doivent également être analysées avec précision afin de garantir la sûreté et le bien-être des usagers.

I.5.3 Profil en travers

Le profil en travers d'un tunnel est une représentation graphique d'une coupe transversale (Figure I.11), perpendiculaire à son axe. Il sert à détailler la structure et la géométrie du tunnel.

Le profil en travers définit les dimensions du tunnel (la largeur à différents points), et indique les couches constitutives de la chaussée (cas des tunnels routiers), leurs épaisseurs, et les pentes.

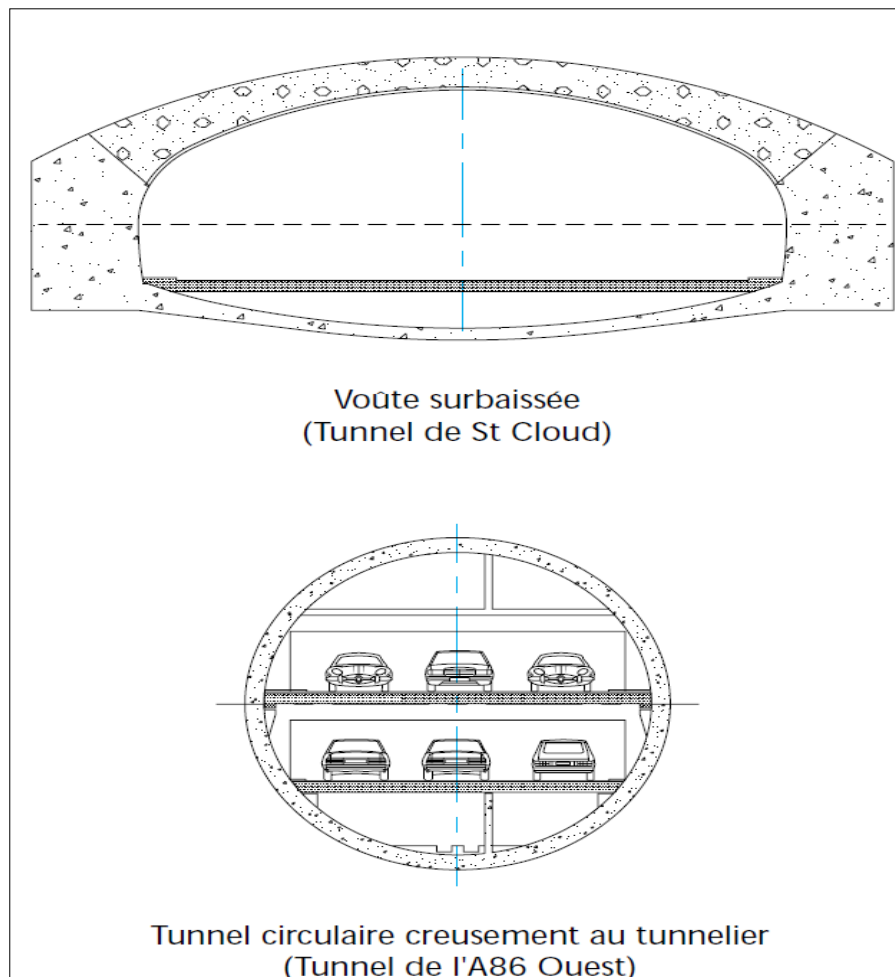


Figure I.11: Profil en travers d'un tunnel routier (CETU3, 1998).

I.6 Reconnaissance et investigation du site

La reconnaissance d'un site traversé par un tunnel, revêt une importance primordiale dans le processus de conception et de réalisation. Cette étape préliminaire destinée à fournir les données essentielles sur la nature, la structure, et l'état des contraintes du massif. Ces études influencent considérablement la géométrie, le choix de la méthode d'exécution, le dimensionnement du soutènement et du revêtement approprié pour le tunnel. De plus, elles aident à anticiper les contraintes environnementales, et à adapter le projet aux conditions spécifiques du site.

L'identification des caractéristiques des sols ou des roches du terrain encaissant, repose sur des méthodes de reconnaissance spécifiques articulées autour de plusieurs axes clés, dont :

I.6.1 Étude documentaire : Inventaire des données existantes

L'inventaire des données consiste à collecter l'ensemble des données et des documents accessibles concernant la zone étudiée, ainsi qu'à la géomorphologie et à la tectonique des alentours. Cet inventaire peut comprendre :

- Cartes géologiques, hydrogéologiques, topographiques, photographies aériennes ;
- Documents et études géologiques provenant du BRGM (Bureau de Recherches Géologiques et Minières) ;
- Documents spéléologiques, base de données des sols et des roches ;
- Cartes des risques naturels, des carrières ;
- Etudes existantes, archives d'ouvrages enterrés existants ;
- Documents climatiques et météorologiques (BOUVARD-LECOANET, COLOMBET, & ESTEULLE, 1992).

I.6.2 Levés de terrain

Les levés de terrain constituent une tâche essentielle, visant à interpréter l'environnement géologique et à cartographier les formations rocheuses et aquifères de la zone étudiée. Ils doivent comporter :

- Levé des affleurements, fracturation, schistosité ;
- Cartographie tectonique (plissements, failles) ;
- Cartographie des mouvements de terrain (glissements, effondrements...) ;
- Levé des sources, puits, zones d'infiltrations, végétation (BOUVARD-LECOANET, COLOMBET, & ESTEULLE, 1992).

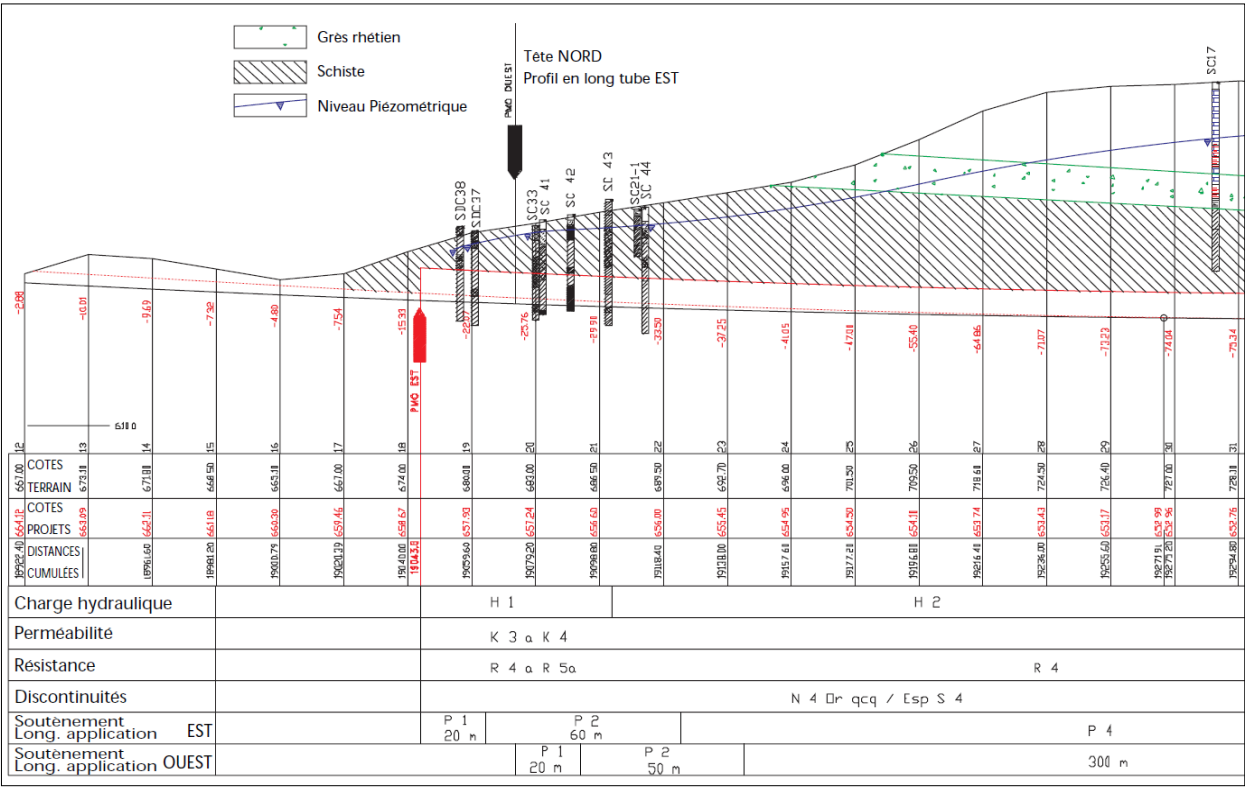


Figure I.12: Coupe géologique et hydrogéologique (CETU2, 1998).

I.6.3 Essais et mesures in situ

I.6.3.1 Sondages

Ils vont permettre d'effectuer des mesures in situ et, éventuellement, des prélèvements d'échantillons (cas des sondages carottés) (Figure I.13) pour des essais de laboratoire afin d'évaluer la portance du sol ou des roches et de détecter d'éventuels obstacles à la construction.



Figure I.13: Sondages carottés (fr.geologyscience.com).

I.6.3.2 Essais par fonçage

- L'essai de pénétration (Figure I.14), peut donner des informations utilisables dans le cas d'un tunnel foré dans un sol ou une roche meuble et sous faible couverture ;
- L'essai pressiométrique (les sols et les roches tendres) (Figure I.15), permet de définir trois Paramètres qualitatifs des terrains, à savoir le module de déformation, la pression de fluage et la pression limite ;
- L'essai de déformabilité au dilatomètre (roches), permet de mesurer la variation du diamètre d'un forage sous l'effet d'une pression radiale (BOUVARD-LECOANET, COLOMBET, & ESTEULLE, 1992).

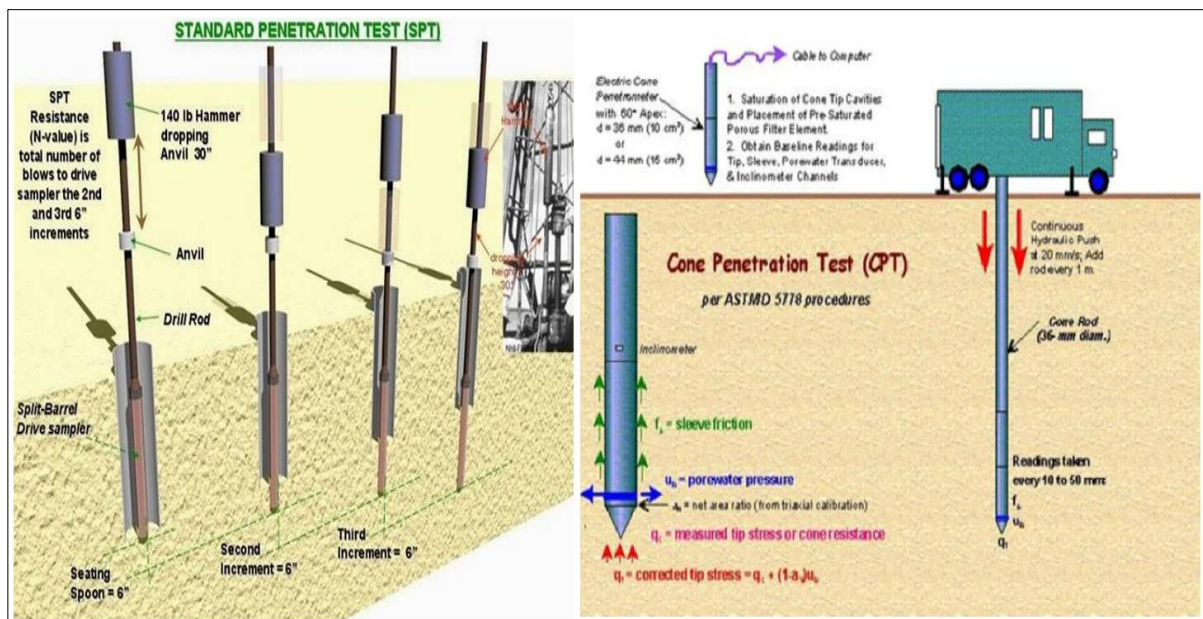


Figure I.14: Essai de pénétration (fr.geologyscience.com).

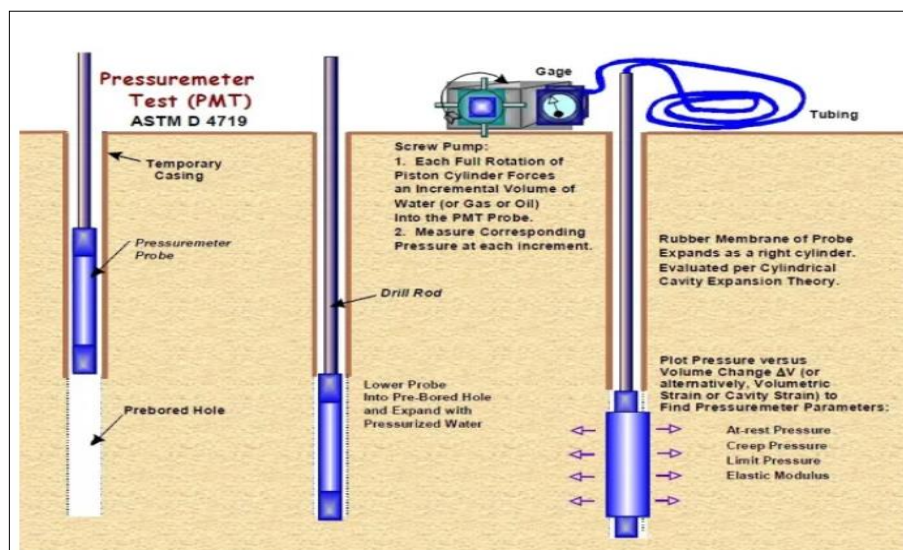


Figure I.15: Essai pressiométrique (fr.geologyscience.com).

I.6.3.3 Géophysique

Les levés géophysiques constituent un complément courant aux levés géologiques. Ils fournissent une perspective d'ensemble sur l'épaisseur des zones altérées, la structure des massifs rocheux, l'appréciation de la qualité des roches en profondeur, ainsi que la détermination de la géométrie des accidents géologiques. Constituent :

- Sismique (réflexion, réfraction, sismique entre forages « downhole », « crosshole », « uphole ») ;
- Electromagnétisme (résistivité électrique) ;
- Gravimétrie. ;
- Radioactivité (BOUVARD-LECOANET, COLOMBET, & ESTEULLE, 1992).

I.6.3.4 Essais hydrogéologiques

Les essais hydrogéologiques réalisés in situ sont destinés à la caractérisation des aquifères (mesure de perméabilité) et à la compréhension des mécanismes d'écoulement des eaux souterraines. Parmi ces essais on trouve :

- Essais d'injection d'eau : Lugeon (roches), Lefranc-Mandel (alluvions) ;
- Piézomètre (localisation des niveaux aquifères) ;
- Dupuit (essai de pompage destiné à l'étude du rabattement de nappe) (BOUVARD-LECOANET, COLOMBET, & ESTEULLE, 1992).

I.6.3.4.1 Les problèmes posés par l'eau souterraine

Les problèmes posés par la présence d'eau souterraine ont en général des conséquences très importantes pour le maître d'œuvre. Ce sont :

- L'irruption d'eau avec des débits importants susceptibles de créer des problèmes d'exhaure importants ou même de noyer le chantier ;
- L'instabilité de l'excavation sous l'effet des gradients hydrauliques dirigés vers l'excavation, notamment lorsque l'excavation s'approche de zones aquifères de forte perméabilité ;
- Le rabattement des nappes pouvant entraîné d'une part l'assèchement des sources et des puits et d'autre part des tassements de surface (CETU2, 1998).

I.6.4 Essais de laboratoire

Dans le cadre d'un projet souterrain, des échantillons de sol et de roche sont prélevés sur le site pour être analysés en laboratoire (Essais d'identification, essais mécaniques, essais chimiques...). Les résultats de ces tests sont essentiels pour caractériser les matériaux et comprendre leur comportement.

Le Tableau I.1 présente les principaux essais pouvant être réalisées en laboratoire.

Tableau I.1: Essais de laboratoire (Idris, 2007).

Essais de laboratoire	S = Sols ; R = Roches	But de l'essai
Analyse minéralogique	S, R	Déterminer la composition minéralogique des sols, et des roches
Essai au bleu de méthylène VBS	S	Déterminer la nature minéralogique des particules argileuses
Essai brésilien	R	Déterminer la résistance à la traction
Essai d'abrasivité (Cerchar et LCPC)	S, R	Déterminer l'abrasivité pour prévoir l'usure et la consommation d'outils d'excavation
Essai de cisaillement direct / triaxial	S, R	Déterminer la résistance au cisaillement
Essai de compression simple	S, R	Déterminer la résistance à la compression
Essais de gonflement	S	Déterminer la pression de gonflement, et l'indice de gonflement
Essai Franklin	R	Déterminer la résistance à la compression simple
Essai œdométrique	S	Déterminer les caractéristiques de compressibilité et consolidation du sol
Limites d'Atterberg	S	Déterminer la consistance des argiles
Granulométrie et Sédimentométrie	S	Déterminer la distribution des tailles des particules du sol
Mesure de densité	S, R	Déterminer la densité des sols, roches
Teneur en eau naturelle	S, R	Déterminer la teneur en eau naturelle des sols, et des roches

I.6.5 Reconnaissance pendant l'exécution

Les reconnaissances que l'on peut effectuer en cours de travaux sont du même type que celles décrites précédemment. Il s'agit principalement : des sondages à l'avancement qui donnent des informations sur le comportement des terrains à traverser, et les venues d'eau éventuelles dans le ou les jours qui suivent, et qui préviennent ainsi des accidents géologiques repérés antérieurement ou non (Idris, 2007).

Le Tableau I.2 présente les essais principaux que l'on peut réaliser au cours d'exécution de travaux.

Tableau I.2: Reconnaissance pendant l'exécution des travaux du tunnel (Idris, 2007).

Mesures	Principe
Convergence	On mesure par des extensomètres le rapprochement d'un point de la paroi et un point supposé fixe, hors de la zone d'influence du creusement, ainsi que son évolution dans le temps et dans l'espace (si l'appareil a plusieurs points de mesures. L'interprétation conditionnera la conduite des travaux.
Gonflement	Si les essais (essais labo) détectent des argiles gonflantes (kaolinite, illite et montmorillonite), on analyse le risque de gonflement par hydratation. Les méthodes indirectes renseigneront sur la pression de gonflement, quantifiable par essais directs.
Tassement	En cas d'ouvrages sensibles en surface, on évalue : les pertes générées par le creusement, la part se répercutant en surface, la forme de la cuvette de tassement et la profondeur de celle-ci. Les niveaux sont pris auparavant, pendant et parfois près les travaux.
Vibrations dues aux tirs	Des seuils en vitesse et en fréquence sont déterminés en fonction du type de sollicitation, du matériau encaissant et de la sensibilité des ouvrages aux vibrations. Un plan de tir est à obtenir pour le début de chantier suite aux premières mesures.
Contraintes sur le revêtement	Des extensomètres à cordes vibrantes sont placés à l'intérieur du revêtement mesurant la déformation d'où l'on déduit la contrainte en connaissant le module de compressibilité du béton. La mesure a posteriori est moins aisée.

I.7 Les mouvements des sols autour des tunnels

La construction en souterrain, particulièrement dans le cas des tunnels urbains engendre des risques spécifiques pendant tous les stades du projet et en particulier durant sa construction, son exploitation et après son abandon.

En raison des incertitudes inévitables, sur la réponse du terrain à l'effet du creusement, sur les conditions hydrologiques liées à la présence de l'eau souterraine, sur l'efficacité du soutènement et autres incertitudes géologiques, géotechniques ou géo-mécaniques. Les ingénieurs, les ouvriers et les usagers et les riverains de l'ouvrage s'exposent à différents risques dont les impacts peuvent être considérables sur la sécurité des personnes et des biens (Idris, 2007).

I.7.1 Effondrements

Les effondrements représentent une menace concrète pour la stabilité des structures souterraines, en particulier pendant la phase de construction. Ces effondrements peuvent être liés à l'évolution du comportement du terrain, ou à une défaillance mécanique du système de soutènement. Un effondrement qui se produit dans un tunnel peu profond remonter à la surface et causer des dommages importants. Il existe deux principaux types d'effondrement:

- **Effondrement localisé:** Rupture limitée à une zone d'extension réduite, souvent due à la rupture du toit du tunnel.
- **Effondrement généralisé:** Rupture qui concerne une zone étendue en surface (BERKANE, 2020).

Nous citons comme exemple, L'accident mortel de Vierzy s'est produit à la suite d'une chute de blocs (effondrement) du toit dans le tunnel (Figure I.16), ce qui a entraîné un déraillement puis une collision entre deux trains. D'après les nombreuses études qui ont été menées à la suite de cet accident, il a été conclu que la chute de blocs résultait du vieillissement, de la dégradation des terrains puis de la défaillance du soutènement du tunnel (HABIB, 2010).

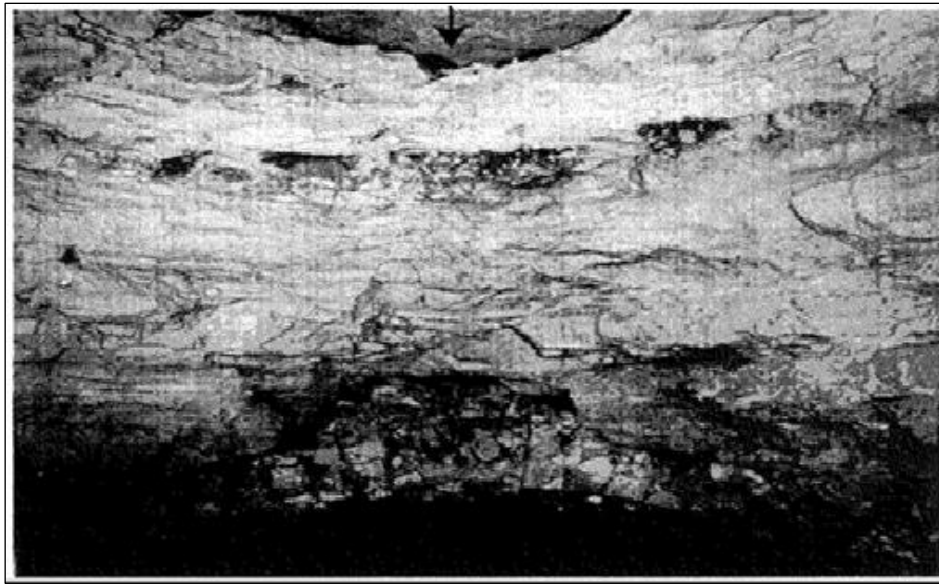


Figure I.16: L'effondrement du tunnel de Vierzy (juin 1972) (HABIB, 2010).

L'effondrement de la tête du tunnel de Patra (Grèce, août 1998) (Figure I.17) montre l'ampleur de l'impact de ce phénomène d'instabilité (BERKANE, 2020).



Figure I.17: Tunnel de Patra avant et après l'effondrement (Grèce, août 1998) (BERKANE, 2020).

I.7.2 Inondations

C'est une conséquence de l'envahissement d'un ouvrage souterrain par une grande quantité d'eau souterraine ou par une grande quantité d'eau de pluie. Ces phénomènes entraînent des pertes matérielles importantes et des arrêts de travaux dans les ouvrages souterrains affectés (BERKANE, 2020).

L'inondation du tunnel routier de (Wushantou, Japon, 1992) est un bon exemple. La Figure I.18) montre une partie des dégâts observés après cet accident (BERKANE, 2020).



Figure I.18: Inondation du tunnel de Wushantou, Japon 1992 (BERKANE, 2020).

I.7.3 Tassements en surface

Les tassements de surface susceptibles d'être induits par le creusement du tunnel dépendent des lois de comportement des sols mais également du mode de creusement et de soutènement (CETU2, 1998).

Jean-François SERRATRICE et Jean-Pierre MAGNAN ont mené une étude détaillée sur la prévision des tassements de surface lors du creusement du tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon qui a duré de 1994 à 2000. Leur étude reposait sur des données recueillies pendant les travaux et a porté sur l'analyse des tassements de surface et l'évaluation de différentes méthodes de prévision. Deux méthodes de prévision qui ont été mises en œuvre en temps réel pendant le suivi de ce tunnel de 1998 à 2000 (SERRATRICE & MAGNAN, 2002):

- 1. La méthode des cuvettes instantanées :** Cette méthode consiste à représenter les différences de tassements associées à une distance d'avancement donnée de l'excavation sous forme de cuvettes instantanées. La cuvette instantanée est utilisée pour prévoir le tassement final en fonction de l'amplitude du tassement instantané observé pour un avancement de 15 mètres (Figure I.19). Cette méthode permet également de tenir compte des hétérogénéités du massif.

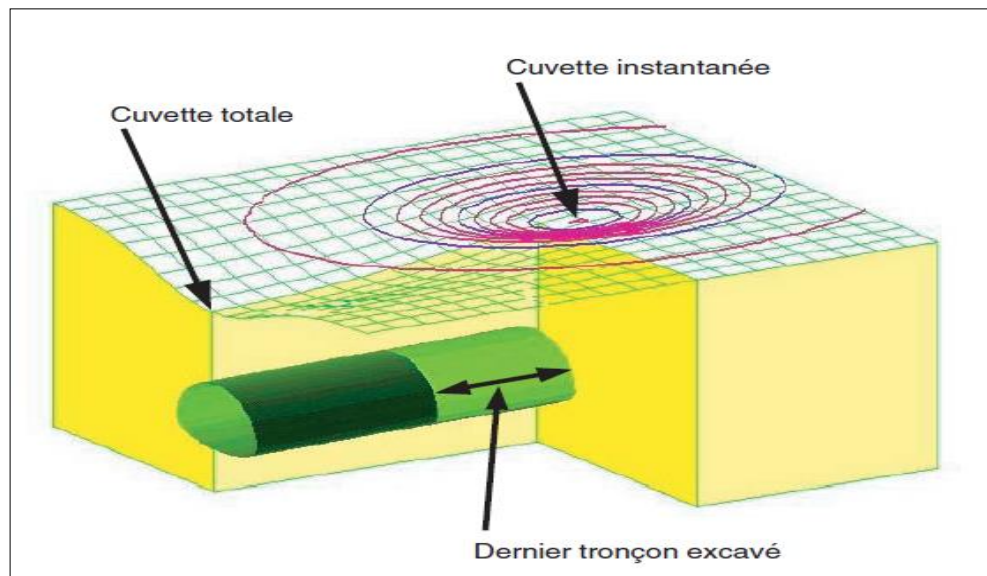


Figure I.19: Cuvette instantanée pour une avancée du creusement de 15 mètres (SERRATRICE & MAGNAN, 2002).

- 2. La méthode du profil en long (cuvette transversale et longitudinale):** Cette méthode s'appuie sur la forme du profil longitudinal des tassements au-dessus du tunnel. Elle utilise une approche tridimensionnelle pour représenter les tassements de surface en fonction de l'avancement du front de taille. Cette méthode permet d'extrapoler les mesures effectuées au voisinage du front et de prévoir le tassement final à partir des premiers signes de tassement.

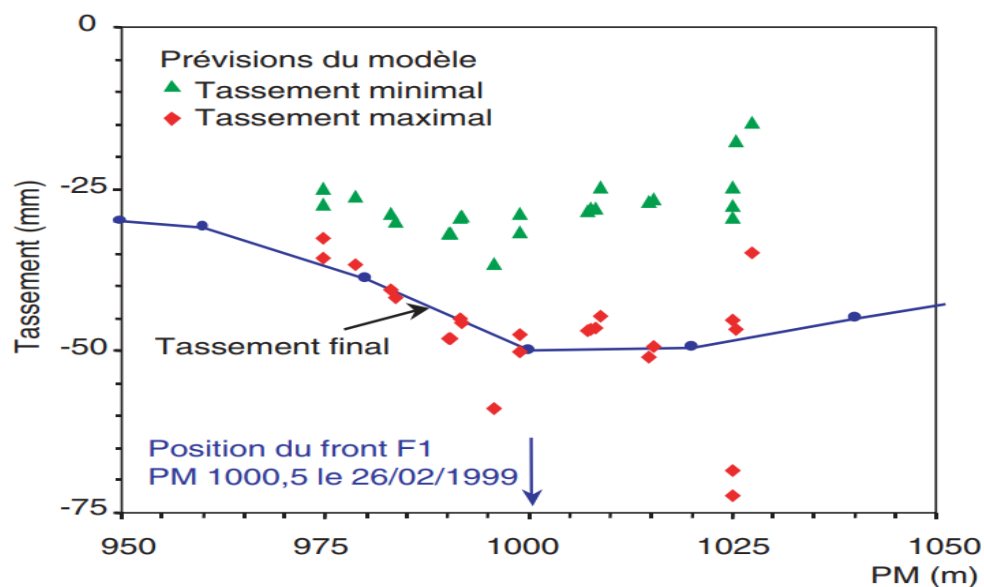


Figure I.20: Comparaison des tassements prévus et mesurés (SERRATRICE & MAGNAN, 2002).

I.8 Eclairage des tunnels

Du fait de la limitation de la pénétration de la lumière naturelle dans les tunnels, et compte tenu de l'insuffisance de l'éclairage des véhicules, il est indispensable d'installer un éclairage artificiel diurne qui offre aux usagers des conditions de visibilité, et de confort qui ne s'écartent pas trop de celles qu'ils rencontrent à l'air libre. De nuit l'éclairage artificiel est conservé à un niveau réduit de manière à souligner le point singulier qu'est le tunnel et à assurer de bonnes conditions de visibilité (CETU, 2000).



Figure I.21: Tunnel de la Grand-Mare à Rouen (France) (CETU, 2000).

Dans les tunnels à faible trafic, il est possible de se dispenser d'éclairage, quel que soit leur longueur. Pour cela, plusieurs conditions doivent être remplies : le trafic doit être inférieur à 2000 véhicules par jour en moyenne annuelle. De plus, les risques d'accident doivent être très limités et ne pas être aggravés par l'absence d'éclairage, et le coût de l'éclairage doit être excessif par rapport aux bénéfices en termes de sécurité et de confort. Si l'éclairage n'est pas installé, une signalisation appropriée doit être mise en place à chaque entrée du tunnel pour avertir les conducteurs de l'absence d'éclairage, leur demander d'allumer leurs phares et limiter la vitesse à 50 km/h. Un balisage lumineux doit également être installé sur les piédroits (CETU, 2000).

I.9 Ventilation

La ventilation en tunnel a pour objectif, en situation normale d'exploitation, de maintenir la qualité de l'air au niveau requis. En cas d'incendie, elle a pour rôle de mettre les usagers à l'abri des fumées pour qu'ils puissent évacuer le tunnel et permettre l'intervention des services de secours. Le système de ventilation est complexe, influencé par la longueur du tunnel, le type de trafic et les conditions d'exploitation. D'un point de vue aéraulique, les tunnels se distinguent par des courants d'air longitudinaux et des débits de renouvellement d'air très élevés, bien supérieurs à ceux des bâtiments habituels. Certains tunnels ne nécessitent pas de ventilation mécanique (on parle alors de ventilation naturelle). Il s'agit de tunnels courts ou à faible trafic (CETU, 2003).



Figure I.22: Ventilation d'un tunnel voûté (CETU, 2003).

I.10 Conclusion

Ce chapitre a permis d'établir les bases fondamentales nécessaires à la compréhension des ouvrages souterrains. Après avoir défini les tunnels dans leur contexte fonctionnel et structurel, l'accent a été mis sur les différents volets d'étude requis dans le cadre d'un projet de tunnel, allant de la conception aux investigations préalables du site et l'exécution. L'analyse des interactions sol-structure a mis en évidence les risques majeurs liés aux mouvements des sols, qui nécessitent des précautions particulières dès la phase de reconnaissance géotechnique. Enfin, les considérations relatives à l'éclairage et à la ventilation ont rappelé l'importance des aspects de sécurité et de confort dans l'exploitation des tunnels.

Ainsi, ce chapitre constitue un socle essentiel pour aborder, dans les sections suivantes, les méthodes de dimensionnement, les techniques de construction, ainsi que les défis spécifiques liés à l'entretien et à la durabilité des ouvrages souterrains.

Chapitre II

Méthodes de construction des tunnels

II.1 Introduction

L'extraction d'un tunnel entraîne des perturbations au sein du sol, ce qui provoque des mouvements de terrain visant à rétablir l'équilibre. Pour évaluer ces mouvements, il est nécessaire de considérer la nature des sols et leurs caractéristiques, qui sont déterminées par des tests en laboratoire. On peut classer les méthodes de construction des tunnels en deux grandes catégories :

- **Méthodes à avancement cyclique** : ces opérations comprennent le creusement, le soutènement et le marinage.
- **Méthodes à avancement quasi-continu** : ici, le creusement et le marinage (et parfois le soutènement) s'effectuent presque sans interruption, grâce à des machines de forage global ou à des boucliers (KERIKECH & BENARFA, 2007).

Un cycle traditionnel de construction d'un tunnel se décompose généralement comme suit :

1. Creusement

Le creusement peut être réalisé mécaniquement à l'aide d'une machine ou par explosifs. Dans ce dernier cas, l'opération se divise en trois étapes successives :

- Perforation
- Chargement des explosifs
- Détonation (KERIKECH & BENARFA, 2007).

2. Marinage

Avant le marinage des déblais, il est essentiel de purger la voûte et le front. Parfois, une première couche de béton projeté est appliquée avant cette étape de marinage (KERIKECH & BENARFA, 2007).

3. Soutènement

Le soutènement joue un rôle clé dans la stabilité de l'excavation et est habituellement installé avant de procéder à la phase d'excavation suivante. Dans des sols peu stables, la durée d'une phase est limitée à l'étendue maximale d'excavation, permettant ainsi de maintenir la stabilité suffisamment longtemps pour mettre en place le soutènement. Lorsque des cintres sont utilisés, la longueur des passes de creusement coïncide généralement avec l'espacement entre ces derniers (KERIKECH & BENARFA, 2007).

II.2 Méthodes de construction à ciel ouvert

Lorsque l'on construit en surface, deux approches peuvent être adoptées : soit utiliser la méthode des tranchées, où l'intégralité de la structure reste à l'air libre jusqu'à la construction de la superstructure, avec une dalle de toiture monolithique ; soit opter pour la méthode de la tranchée couverte, où la dalle de toiture est réalisée à l'air libre, souvent en plusieurs sections. La méthode de la tranchée couverte est fréquemment la seule option viable, notamment dans les zones urbaines densément peuplées ou à forte circulation, où il est souvent difficile de dévier le trafic (ALIANE & BRAHIMI, 2012).

II.2.1 Tranchée ouverte

Pour permettre la construction d'un tunnel par la méthode de la tranchée ouverte, il est impératif que le projet soit peu profond et que l'on dispose d'un espace suffisant en surface pendant une durée adéquate pour effectuer les travaux. Selon la nature du sol, la largeur des zones de travail, et la durée d'utilisation de ces espaces, plusieurs types de tranchées ouvertes peuvent être distingués (ALIANE & BRAHIMI, 2012).

II.2.1.1 Fouille talutée

Cette méthode représente la solution la plus économique. Elle consiste à excaver une tranchée dont les parois sont constituées de talus réglés selon une pente qui dépend des caractéristiques géotechniques du sol, garantissant ainsi une stabilité naturelle durant les travaux (voir Figure II.1) (ALIANE & BRAHIMI, 2012).

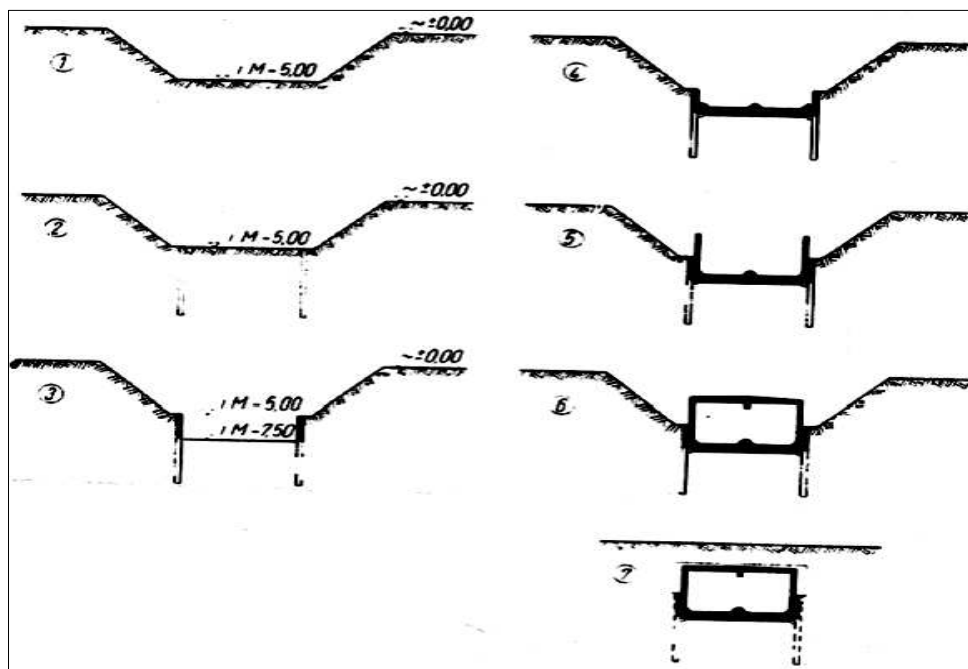


Figure II.1: Fouille talutée (DAVID, 2018).

Si le sol présente une qualité médiocre et que la fouille est profonde, il devient nécessaire de prévoir une largeur de tranchée bien plus importante que celle de l'ouvrage à réaliser. Cette solution peut être appliquée lorsque le fond de la fouille se situe en dessous du niveau de la nappe phréatique, à condition qu'il existe, quelques mètres sous cette altitude, un horizon de sol imperméable sous le radier. Avant de procéder à l'excavation, une paroi moulée souple et étanche est réalisée en tête de talus, s'étendant jusqu'à l'horizon imperméable pour agir comme un écran contre l'écoulement d'eau vers la fouille. Ce dispositif est généralement complété par des parois transversales (par exemple tous les 50 à 100 m), qui forment de véritables caissons où il est possible de construire les structures. Bien que cette méthode ne supprime pas entièrement la nécessité d'un système de pompage dans la fouille, elle réduit significativement son importance et son débit. De plus, elle atténue considérablement les effets négatifs du rabattement sur l'environnement de la tranchée, notamment en diminuant les risques de tassement (ALIANE & BRAHIMI, 2012).

La paroi souple est réalisée par la technique de la paroi moulée, mais dans ce cas, l'écran ne sert qu'à l'étanchéité et non à la portance. La principale différence réside dans le matériau utilisé à la place de la boue de forage : au lieu de béton, un mélange d'argile et de ciment est généralement utilisé (ALIANE & BRAHIMI, 2012).

II.2.1.2 Fouille blindée

Dans ce scénario, les parois de la fouille sont réalisées avec des angles verticaux (voir Figure II.2). La largeur des zones de chantier est alors à peu près équivalente à celle de l'ouvrage à construire. Plusieurs méthodes peuvent être mises en œuvre pour garantir la stabilité des parois (ALIANE & BRAHIMI, 2012).

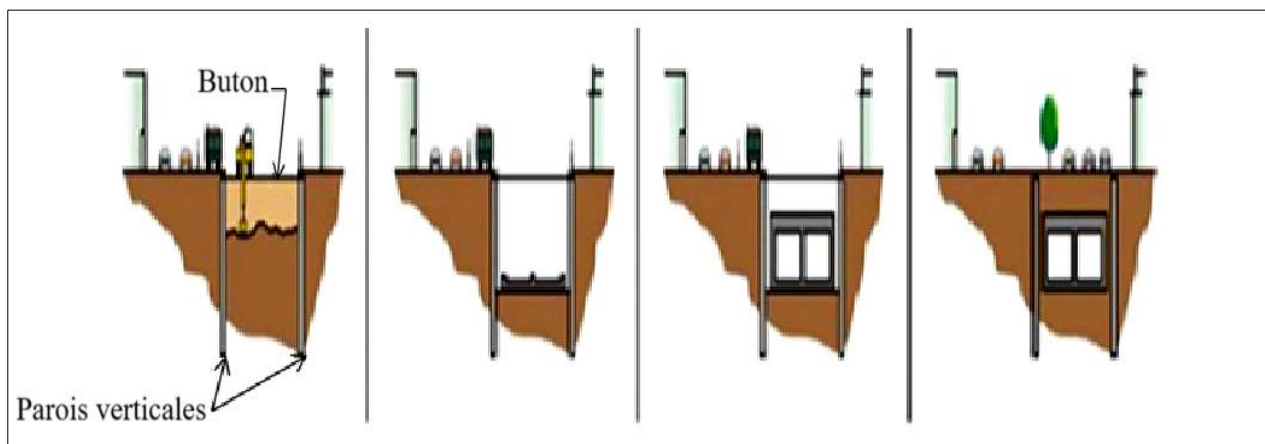


Figure II.2: Fouille blindée ouverte (DAVID, 2018).

a) Parois berlinoises ou parisiennes

Il s'agit de profilés métalliques ou de poteaux en béton préfabriqués installés verticalement dans un forage de diamètre adapté. Entre ces éléments verticaux, on insère des panneaux préfabriqués en bois, en acier ou en béton au fur et à mesure du creusement (ALIANE & BRAHIMI, 2012).

La stabilité des profilés métalliques est garantie soit par des butons placés transversalement dans la fouille, soit par des ancrages forés dans le sol, à condition que les caractéristiques de celui-ci soient adéquates. Ces méthodes sont adaptées aux terrains présentant une cohésion suffisante et qui ne sont pas soumis à l'eau. Elles permettent de diminuer la largeur de l'emprise du chantier, mais nécessitent que cette emprise reste immobilisée tout au long de la construction de l'ouvrage (ALIANE & BRAHIMI, 2012).

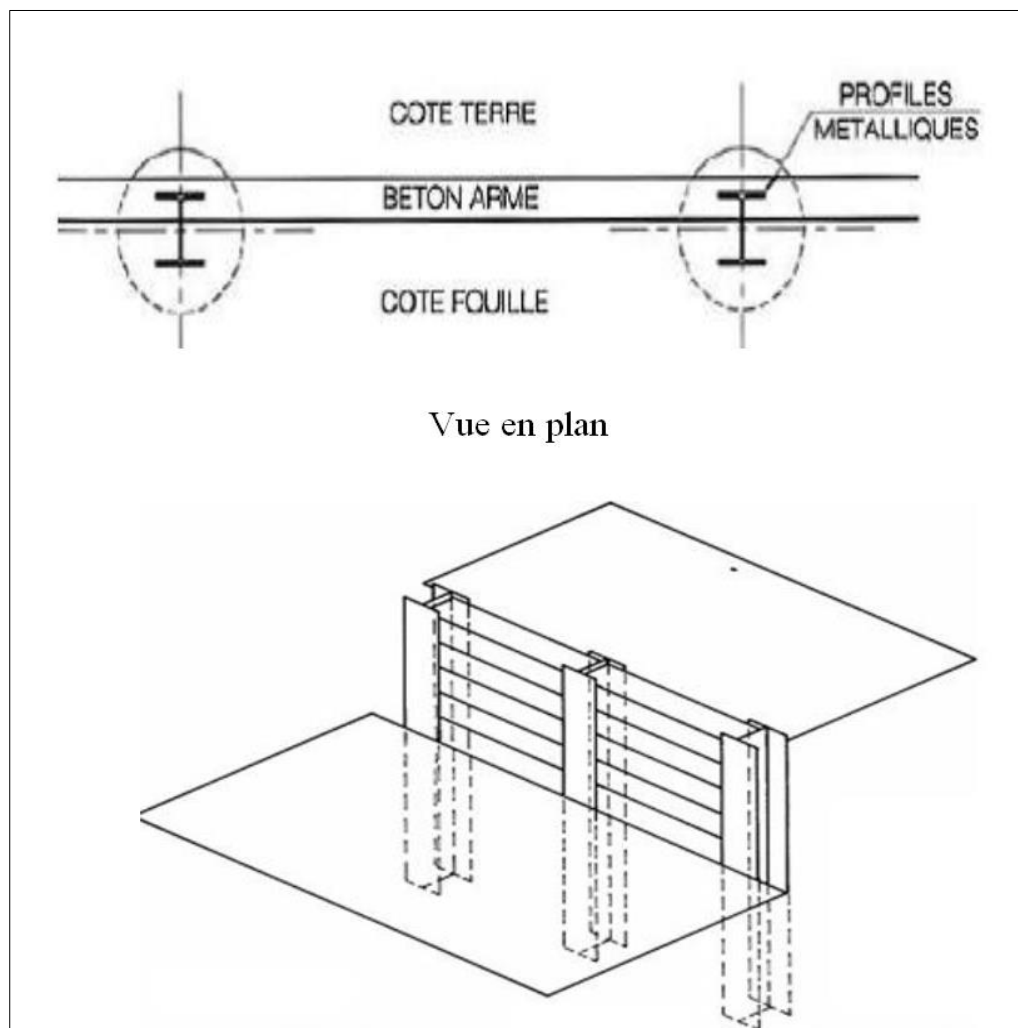


Figure II.3: Paroi berlinoise (DONALD, 2015).

b) Palplanches

Les rideaux de palplanches sont composés de palplanches métalliques, généralement emboîtées les unes dans les autres et battues dans le sol de fondation pour créer un écran vertical, souvent rectiligne, qui sert de soutien à un massif de sol. Leur fonction est temporaire et précède la réalisation d'une structure de cadre complète en béton armé qui constituera l'ouvrage définitif (ALIANE & BRAHIMI, 2012).

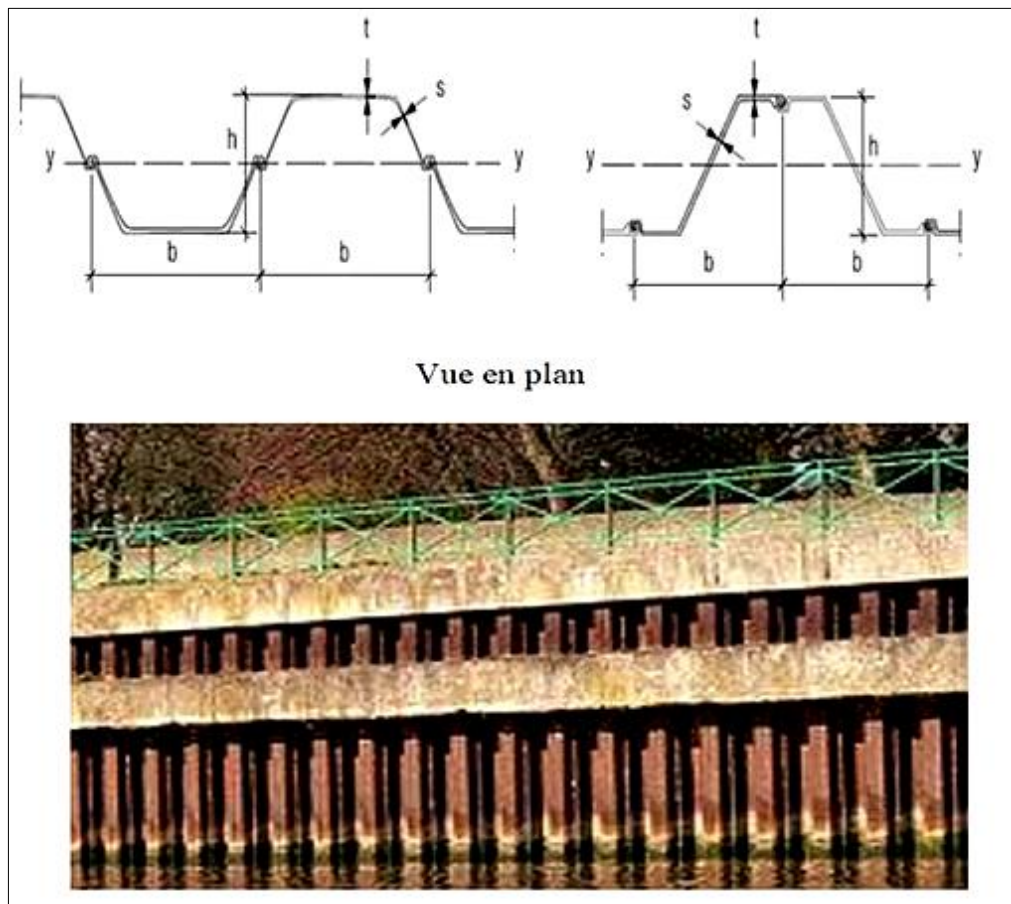


Figure II.4: Rideau de palplanche (DONALD, 2015).

c) Parois moulées coulées en place ou préfabriquées

Une paroi moulée est un mur en béton armé qui est coulé directement dans le sol. La méthode consiste à creuser une tranchée maintenue en permanence pleine de boue pendant l'excavation, puis à y verser du béton. Pour garantir la stabilité des parois durant cette phase transitoire, des butons transversaux (voir Figure II.2) ou des tirants d'ancrage sont installés à un ou plusieurs niveaux en fonction de la profondeur de la fouille (voir Figure II.5) (ALIANE & BRAHIMI, 2012).

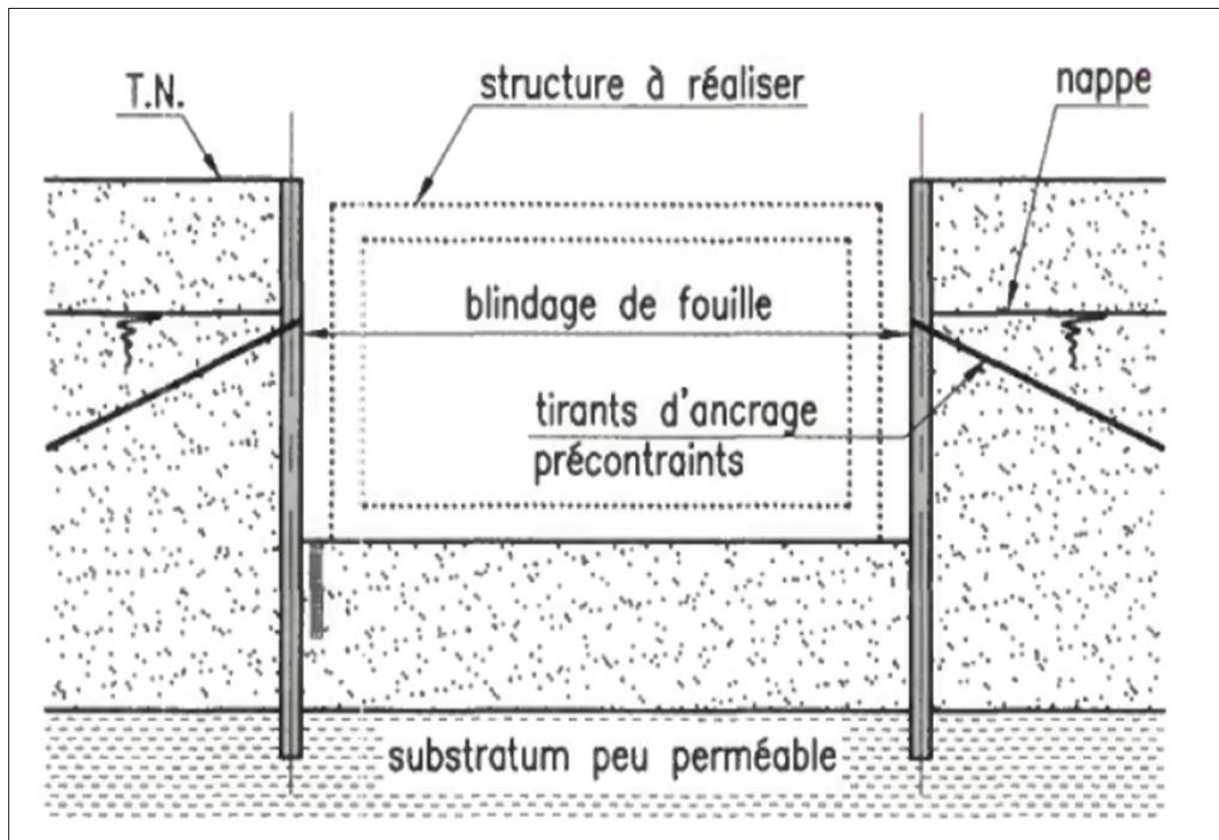


Figure II.5: Blindage de fouille étanche de refermant sur un substratum peu perméable (DWA, 2020).

Contrairement aux méthodes précédentes, il est parfois possible d'utiliser l'élément de blindage comme paroi de l'ouvrage définitif lui-même (voir Figure II.6). Après la construction des parois, la tranchée est excavée par paliers successifs. Une fois le fond de fouille atteint, le radier définitif du tunnel est coulé, suivi de la dalle de couverture. La connexion entre ces deux éléments et les parois est réalisée grâce à des armatures laissées en attente dans les parois et déployées après avoir dégagé le parement (ALIANE & BRAHIMI, 2012).

Cette méthode est également applicable lorsque l'ouvrage se trouve sous la nappe phréatique. Si le terrain encaissant est très perméable, il peut être nécessaire de contrôler, durant les travaux, le débit et la vitesse de percolation de l'eau à travers le fond de la fouille. Pour y parvenir, il suffit d'ancrer les parois dans un horizon imperméable situé à faible profondeur (voir Figure II.6). À défaut de cet horizon, on peut réaliser un « bouchon » injecté au pied de la paroi, à une profondeur suffisante pour assurer sa stabilité, créant ainsi un fond étanche pour une boîte dans laquelle l'ouvrage sera construit (voir Figure II.7). Le terrain naturel qui reste au-dessus du bouchon sert à la fois de lest et de filtre, ce qui permet d'installer un dispositif de drainage pour stabiliser l'ensemble (ALIANE & BRAHIMI, 2012).

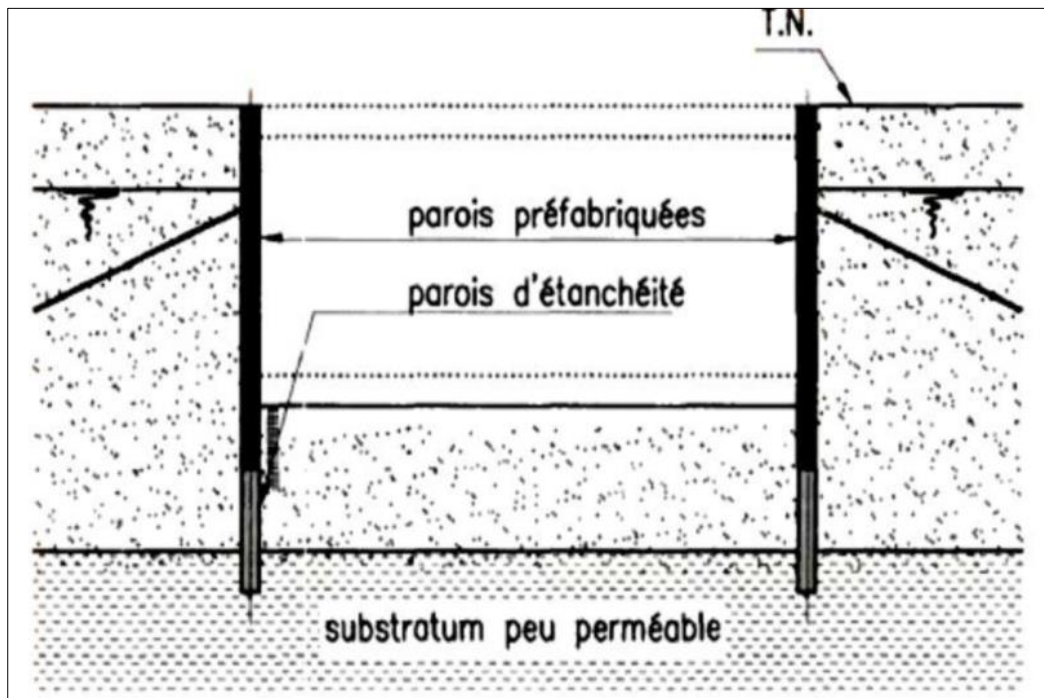


Figure II.6: Blindage de fouille étanche utilisé comme blindage définitif et se refermant sur un substratum peu perméable (DWA, 2020).

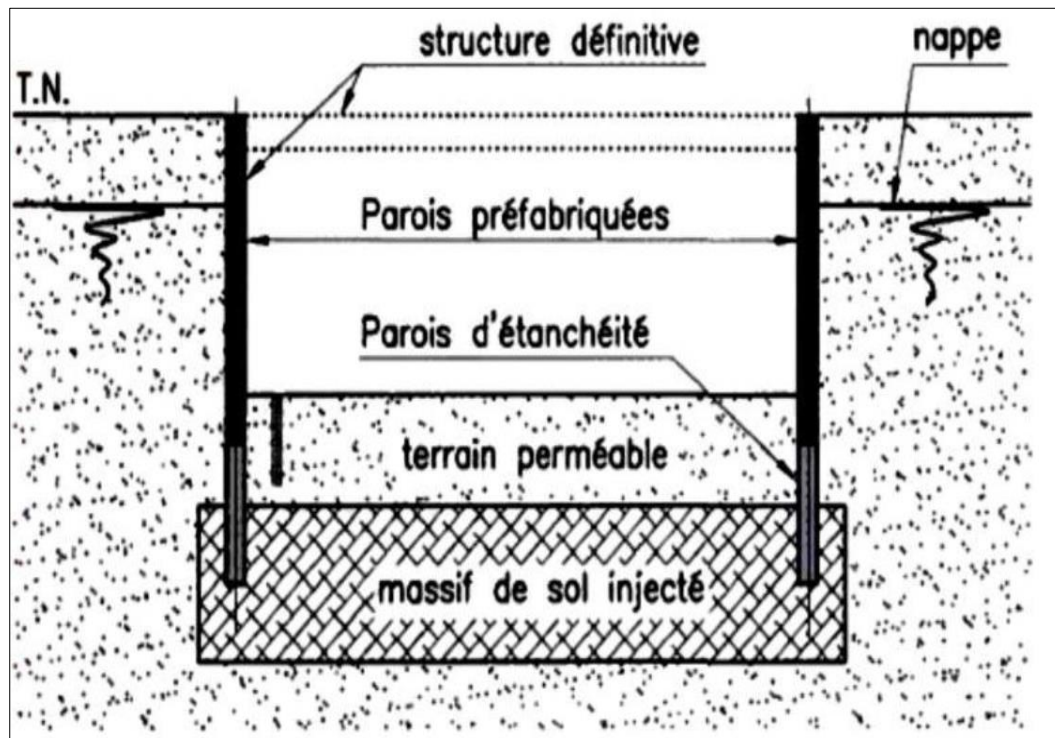


Figure II.7: Étanchement du fond de fouille par injection du terrain (DWA, 2020).

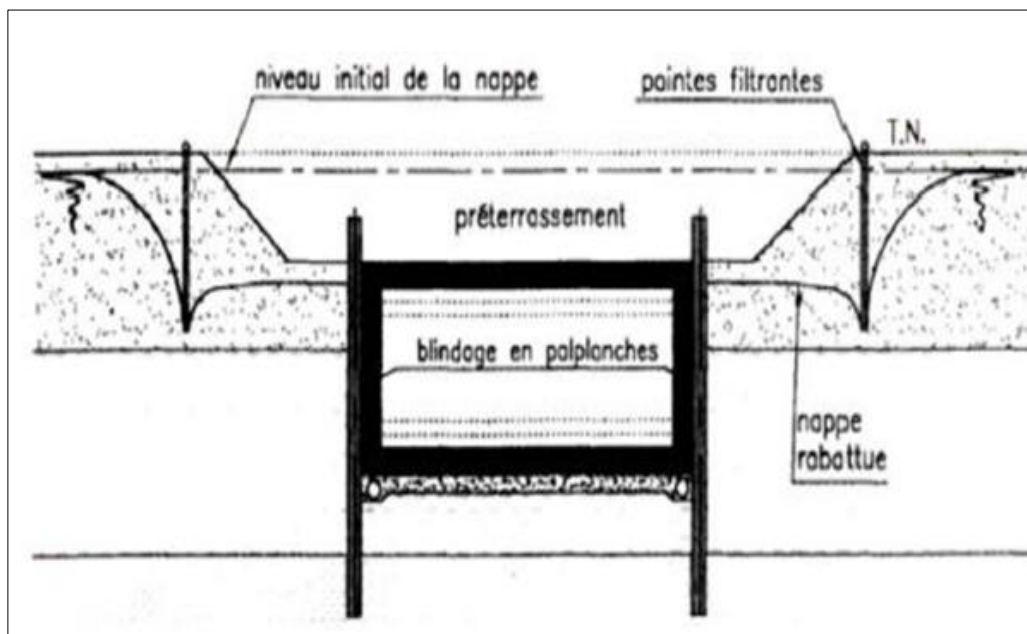


Figure II.8: Rabattement de nappe associé à un blindage de fouille (DWA, 2020).

La présence d'une nappe profonde en charge sous le niveau du fond de fouille peut provoquer un soulèvement de celui-ci si la pression hydrostatique au niveau supérieur de cette nappe dépasse la pression verticale totale des terres à ce même niveau. La solution la plus courante dans ce cas consiste à diminuer cette pression hydrostatique, par exemple en abaissant le niveau de la nappe (voir Figure II.8) ou en procédant à un pompage dans des puits de décharge, ce qui permet de rabaisser la surface piézométrique de la nappe, comme illustré à la (Figure II.9) (ALIANE & BRAHIMI, 2012).

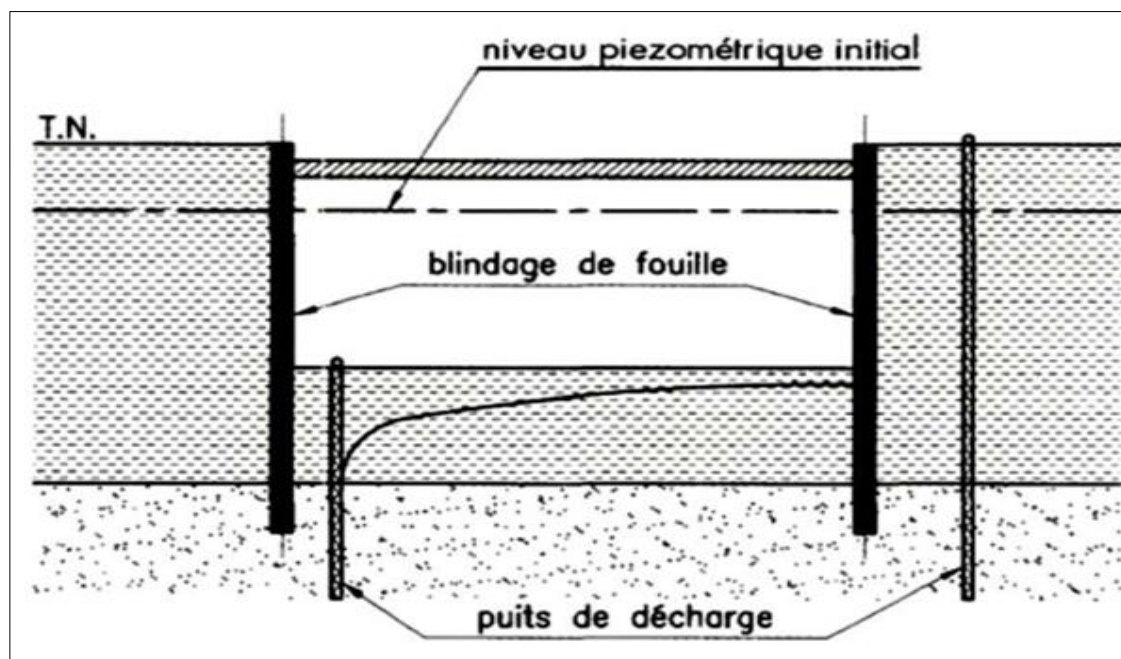


Figure II.9 : Réduction des sous-pressions par puits de décharge (DWA, 2020).

d) Pieux sécants

Le procédé consiste à construire une série de pieux en béton coulés dans le sol. Ces pieux se chevauchent pour former une paroi continue et étanche, d'une épaisseur de 50 à 60 cm le long de la séquence. On commence par forer et bétonner les pieux de la série impaire, qui sont réalisés en béton à durcissement retardé et ne sont pas armés. Avant que le béton ne durcisse complètement, on fore les pieux de la série paire en découpant le béton déjà en place ; ces pieux sont armés sur le pourtour, avec des armatures plus denses au niveau de la séquence. Le forage est effectué en enfonçant des colonnes métalliques provisoires ayant le diamètre des pieux (de 80 à 150 cm) grâce à un mouvement louvoyant angulaire. Les terres sont enlevées progressivement au fur et à mesure de l'enfoncement à l'aide d'un grappin spécial (ALIANE & BRAHIMI, 2012).

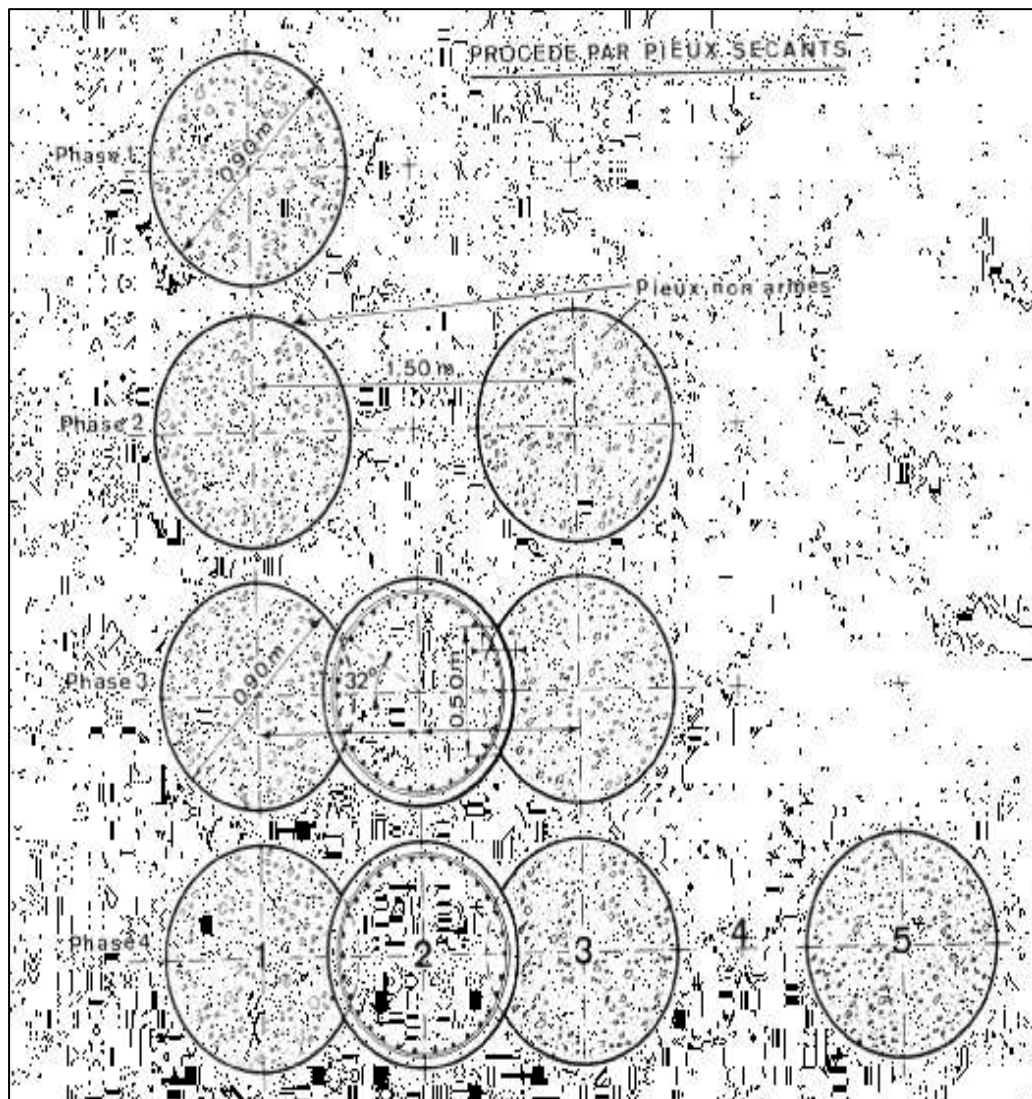


Figure II.10: L'agencement des pieux sécants (KIRSCH & BELL, 2016).

II.2.2 Tranchées couvertes

Cette méthode est également désignée par le terme ***cut and cover***, signifiant qu'on commence par découper verticalement le sol pour y réaliser les parois, puis par construire la couverture du tunnel. L'excavation proprement dite se fait ensuite, sous dalle, tout comme le bétonnage du radier. Les parois exécutées lors de la première phase doivent être capables de supporter la dalle supérieure ainsi que sa surcharge de terre, sans que la réalisation des phases suivantes entraîne des mouvements ou des désordres. Dans presque tous les cas, les parois moulées sont utilisées (ALIANE & BRAHIMI, 2012).

Cette méthode présente l'avantage de permettre un retour rapide à l'utilisation initiale de la surface (comme le rétablissement de la circulation). De plus, la dalle supérieure fonctionne comme un butonnage des parois avant le creusement, ce qui évite généralement l'installation de butons métalliques provisoires. Cependant, le fait de réaliser l'excavation et le radier sous dalle peut engendrer des coûts supplémentaires par rapport à un travail à l'air libre. Par conséquent, cette méthode est généralement réservée aux travaux devant être effectués sous chaussée dans des zones urbaines très fréquentées. Dans ce cas, la construction de la dalle supérieure se fait souvent par étapes successives (ALIANE & BRAHIMI, 2012).

II.3 Creusement en souterrain

II.3.1 La méthode d'excavation par section (séquentielle)

La multiplication des phases vise à sécuriser les travaux, car à la fin de chaque phase, le massif traité autour de l'excavation converge et s'autoéquilibre, tout en réduisant les contraintes appliquées au soutènement. Cette capacité du terrain à s'auto-soutenir a été exploitée pour la première fois par des ingénieurs et chercheurs autrichiens, notamment RABCEWICZ en 1965, dans le cadre de la conception d'une nouvelle approche pour l'excavation des ouvrages souterrains. Leurs travaux ont abouti à la conception de la Nouvelle Méthode Autrichienne pour l'excavation des tunnels (NATM : *New Austrian Tunnelling Method*). Une définition officielle de la NATM a été publiée en 1980 par le Comité National Autrichien pour la Construction des Cavités, membre de l'AITES (Association Internationale de Travaux En Souterrain) : « La nouvelle méthode autrichienne de construction de tunnels suit une conception qui utilise le terrain autour de la cavité (sol ou roche) comme élément de support en activant un anneau porteur dans le terrain » (BOUDJELLAL, 2020).

L'excavation selon la méthode NATM peut être réalisée selon différents modes d'attaque, en fonction de la qualité du terrain rencontré (MARCHER et al. 2006, MÖLLER et VERMEER 2006, RABCEWICZ 1988, SVOBODA et MAŠÍN 2011, VYDROVA 2015) (BOUDJELLAL, 2020).

II.3.1.1 Le creusement à pleine section

Cette méthode consiste à excaver l'intégralité de la section transversale du tunnel en une seule phase (voir Figure II.11). Elle est couramment utilisée pour la plupart des tunnels creusés dans des roches ayant de bonnes ou d'assez bonnes caractéristiques géo-mécaniques, lorsque la section n'est pas trop grande pour être couverte par un jumbo ou une machine à attaque ponctuelle. Dans le cas contraire, la méthode nécessite des engins coûteux et devient très onéreuse. La rapidité de cette méthode facilite l'organisation du chantier, car elle permet de séparer clairement les équipes de creusement de celles chargées du revêtement (BOUDJELLAL, 2020).



Figure II.11: Creusement à pleine section (BOUDJELLAL, 2020).

II.3.1.2 Le creusement en demi-section

Cette méthode consiste d'abord à creuser la partie supérieure de la section (appelée *calotte*), puis à réaliser la partie inférieure (appelée *stross*) avec un décalage temporel (voir Figure II.12). Un soutènement, tel que des cintres, un blindage, du béton projeté ou du béton, doit éventuellement être mis en place dans la partie supérieure avant le creusement de la partie inférieure (BOUDJELLAL, 2020).

Cette technique est recommandée pour des tunnels de qualité moyenne et de grandes sections, car elle permet de mieux maîtriser les problèmes de stabilité grâce à la taille réduite du front de taille, et de limiter les ébranlements dans le massif encaissant (BOUDJELLAL, 2020).



Figure II.12: Creusement en demi-section (BOUDJELLAL, 2020).

II.3.1.3 Le creusement en section divisée

Cette méthode est utilisée lorsque la section à excaver est importante ou lorsque le terrain présente des caractéristiques géotechniques faibles, ne permettant pas d'assurer la stabilité du front de taille avec une ouverture en demi-section. Ce type de creusement est adopté lorsque les procédés de pré-soutènement et de renforcement du front de taille n'étaient pas encore bien développés. Il consiste en l'ouverture préalable d'une ou plusieurs galeries de petite section (voir Figure II.13). Grâce à cette méthode, la stabilité des sections excavées est plus facile à maîtriser et la dépression des terrains est limitée (BOUDJELLAL, 2020).

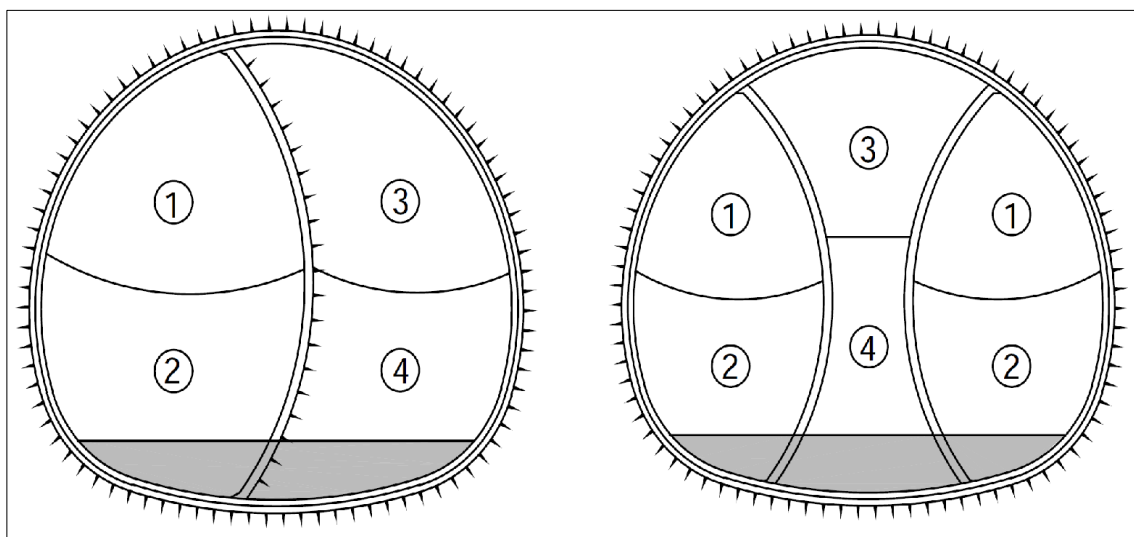


Figure II.13: Creusement en section divisée (CETU4, 1998).

II.3.2 Exécution du creusement dans un milieu rocheux

II.3.2.1 Creusement à l'explosif

L'utilisation d'explosifs pour l'abattage a été, durant de nombreuses années, la méthode la plus courante pour l'excavation des tunnels dans des roches de dureté moyenne à élevée (voir Figure II.14). Bien que la technique de l'excavation à l'explosif soit ancienne, elle demeure, dans de nombreux cas, la plus économique. Initialement, la poudre noire (salpêtre, charbon et soufre) était utilisée, avant l'apparition de produits plus performants comme la dynamite ou les émulsions, bien que plus dangereux (BOUDJELLAL, 2020).

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

- L'énergie de choc, véhiculée par une onde, fissure le terrain ;
- L'énergie des gaz, engendrée par un important dégagement de gaz à haute température et pression, ouvre ces fissures et disloque le matériau. Le surplus de cette énergie expulse les blocs disloqués (BOUDJELLAL, 2020).

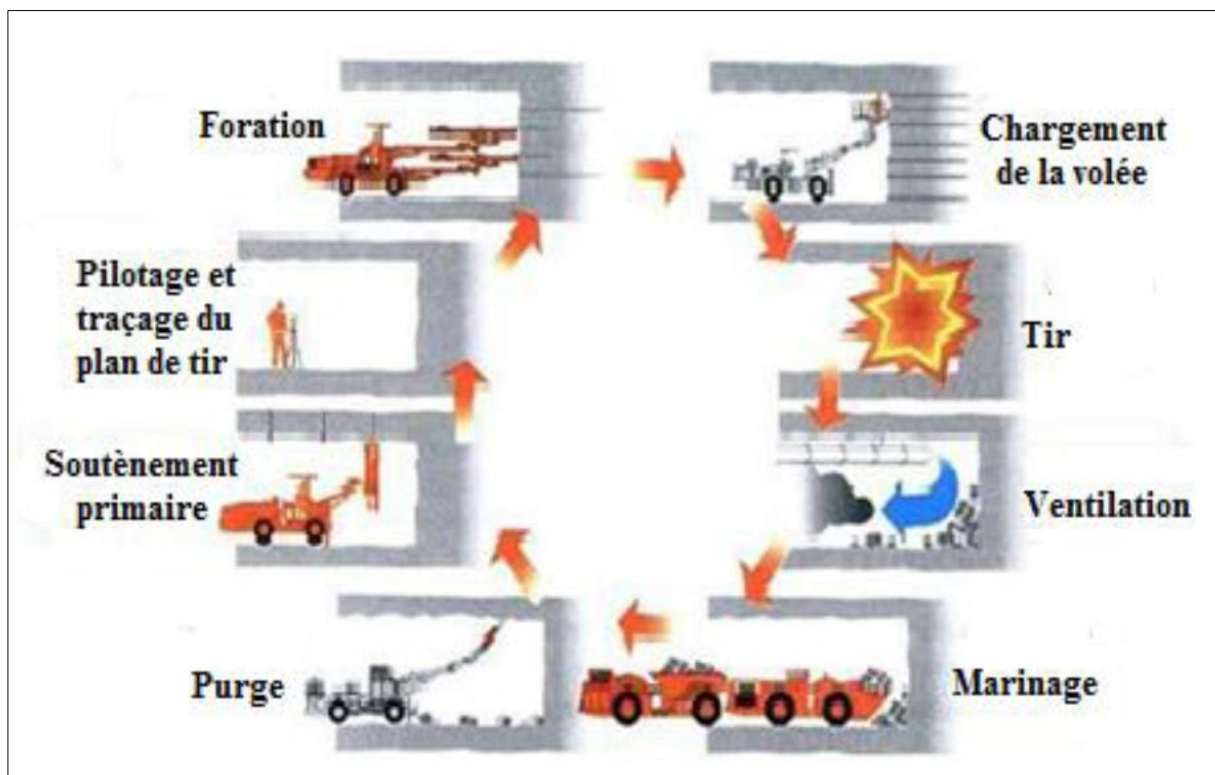


Figure II.14: Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif (BOUDJELLAL, 2020).

Les vibrations générées par l'utilisation d'explosifs lors de la construction d'un tunnel peuvent endommager celui-ci ou, plus fréquemment, la structure rocheuse environnante. En effet, une partie de l'énergie explosive utilisée pour fragmenter la matrice rocheuse se propage et se dissipe dans l'environnement du tunnel sous forme d'ondes vibratoires, dont l'amplitude diminue avec la distance. C'est pourquoi il est essentiel de réaliser une étude préalable des vibrations pour évaluer leur impact sur les travaux, avec des procédures de contrôle recommandées si nécessaire (BOUDJELLAL, 2020).

Les risques sont directement liés à la proximité, et l'expérience montre qu'il est conseillé de réaliser un inventaire dans une bande minimale de 200 mètres autour de l'axe du projet. Au-delà de cette distance, les amplitudes des vibrations sont généralement très faibles, bien que, dans un contexte géologique particulier (par exemple, un horizon de marnes agissant comme réflecteur), des oscillations puissent être ressenties à des distances de 1 à 2 kilomètres (BOUDJELLAL, 2020).

A. Procédé à l'explosif

Le choix d'un plan de tir est crucial pour la réalisation d'un tunnel, tant sur le plan économique que technique. En général, l'explosif en souterrain doit être considéré comme un outil de découpage de la roche. La première étape d'un plan de tir consiste à créer une cavité initiale vers laquelle on pourra abattre la roche, c'est le rôle du bouchon. De nombreux modèles de bouchons ont été utilisés, mais ceux à trous parallèles tendent à se généraliser en raison de la simplification du travail de forage qu'ils permettent, grâce au parallélisme de tous les trous d'une volée et aux exigences des machines de forage modernes (jumbos) utilisées sur la plupart des chantiers de tunnels (BOUDJELLAL, 2020).

B. Découpage soigné à l'explosif

Deux techniques de découpage du rocher à l'explosif sont employées pour minimiser l'ébranlement du rocher laissé en place autour de l'excavation : le *smooth blasting* et le pré-découpage. Ces deux techniques reposent sur le même principe : on effectue le tir simultané des forages de réglage en voûte et piédroits dans des conditions où seule la fissure reliant les forages tirés simultanément peut se développer. Cela nécessite des forages parfaitement parallèles, rapprochés et peu chargés (BOUDJELLAL, 2020).

1. **Pré-découpage** : Dans cette méthode, les forages de réglage sont mis à feu après le tir d'un bouchon élargi et avant le tir principal (forages de dégraissage). Le succès de cette méthode, qui donne généralement de bons résultats à l'air libre, nécessite des trous de gros diamètre très rapprochés en souterrain pour s'opposer à l'état de contrainte du rocher et permettre le développement de la fissure. Le pré-découpage peut compliquer l'avancement, et le surcoût lié à son utilisation n'est habituellement justifié que pour des ouvrages spéciaux, tels que les intersections de tunnels (BOUDJELLAL, 2020).
2. **Smooth blasting** : Dans cette technique, les forages de réglage sont mis à feu après les forages de dégraissage, comme dans un plan de tir classique ; cependant, ils sont plus rapprochés et moins chargés. L'effet bénéfique de cette méthode est moins spectaculaire que celui du pré-découpage, mais il est suffisamment significatif pour que cette technique soit de plus en plus fréquemment utilisée sur les chantiers de tunnels. Elle se traduit par un accroissement modéré du travail de forage, facilement compensé par les économies réalisées sur les dispositifs de sécurité (BOUDJELLAL, 2020).

Tableau II.1: Recommandations pour l'utilisation du « smooth blasting » en souterrain par HOEK (1980) (BOUDJELLAL, 2020).

Diamètre des forages (mm)	Diamètre des charges (mm)	Quantité d'explosif Kg ANFO/m	Espacement (m)
25 - 32	11	0.08	0.25 - 0.35
32 - 48	17	0.20	0.50 - 0.70
51 - 64	22	0.44	0.80 - 0.90

La longueur des forages, donc des volées, est généralement limitée à un maximum de 3 ou 4 m, 3 m étant applicable aux tunnels de faible section (20 m² ou moins) et 4 m aux tunnels de grande section (50 m² et plus) (BOUDJELLAL, 2020).

II.3.2.2 Creusement mécanique des tunnels

À la fin du 19^e siècle, l'utilisation d'explosifs dans les mines et les travaux souterrains a constitué une étape décisive pour le développement de ces projets. Cependant, l'une des préoccupations majeures des techniciens aujourd'hui est de réduire les inconvénients liés à l'utilisation des explosifs, qui sont principalement : l'ébranlement et la désorganisation du terrain encaissant, les hors-profil, les risques d'accidents spécifiques, ainsi que les coûts occasionnés par ces inconvénients, notamment en matière de soutènement et de revêtement (BOUDJELLAL, 2020).

Le passage du creusement à l'explosif au creusement mécanique a longtemps été freiné par un obstacle économique majeur, à savoir le prix relativement bas de l'énergie chimique contenue dans les explosifs par rapport à l'énergie mécanique, considérée comme plus noble. La raréfaction des équipes de mineurs, qui sont des personnels très spécialisés, a accéléré cette évolution. Parallèlement, une meilleure compréhension théorique des conditions d'attaque du terrain par des outils mécaniques et les progrès réalisés dans la conception des têtes d'abattage ont permis d'étendre leur champ d'application à des terrains de plus en plus variés tout en améliorant leur rendement. C'est en 1881 que le Colonel de Beaumont a conçu la première machine de creusement mécanique pour un tunnel, lors des premières explorations en vue de la construction du tunnel sous la Manche. Animée par de l'air comprimé et destinée à être utilisée dans un matériau à la fois tendre, cohérent et relativement homogène, la craie bleue du Pas-de-Calais, elle a réussi à creuser 2,5 km de galerie de 2,14 mètres de diamètre entre 1882 et 1883 (BOUDJELLAL, 2020).

II.3.2.2.1 Creusement à attaque ponctuelle

Pour l'excavation de terrains à cohésion relativement élevée, des machines à attaque ponctuelle peuvent être utilisées. Ces machines permettent d'assurer la stabilité de l'ouvrage sans nécessiter un soutènement immédiat ou continu (voir Figure II.15). Aucune pression de confinement n'est donc appliquée au front de taille lors du creusement en mode ouvert (BOUDJELLAL, 2020).



Figure II.15: Brise roche (BOUDJELLAL, 2020).

Les machines à attaque ponctuelle sont équipées d'un bras articulé conçu pour extraire progressivement le terrain du front. Ces machines mobiles peuvent être une adaptation directe des haveuses à pics de l'industrie minière, un Brise-Roche Hydraulique (BRH) ou même simplement une pelle. Après l'excavation du sol, les déblais (le marinage) sont évacués à l'aide d'une pelle classique et d'un camion (BOUDJELLAL, 2020).

A. Avantages du creusement à attaque ponctuelle :

- Simultanéité des opérations d'abattage, de chargement et d'évacuation des roches ;
- Grande vitesse d'avancement;
- La technique d'abattage ne provoque pas d'ébranlement ;
- Découpage soigné de la section (absence de hors-profil) (BOUDJELLAL, 2020).

B. Inconvénients du creusement à attaque ponctuelle :

- Coût élevé, bien que plus avantageux que celui des tunneliers ;
- Frais de démontage, transport et remontage du matériel en souterrain ;
- Les têtes d'attaque s'usent rapidement, et leur remplacement est relativement coûteux ;
- Production importante de poussières (BOUDJELLAL, 2020).

II.3.2.2.2 Creusement au tunnelier (Tunnel Boring Machine TBM)

Ce mode de creusement est adapté aux terrains à faible résistance, lorsque le front de taille ne peut pas garantir l'équilibre des pressions hydrostatiques ou de la pression des terres sans soutènement (ARSHAD et al., 2016). Dans ce processus, le terrain est excavé en pleine section grâce à des techniques mécanisées, qui effectueraient à la fois l'excavation des terrains et le soutènement latéral et frontal. Ces étapes peuvent être réalisées par différents types de tunneliers (voir **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**). En effet, lors du creusement avec un tunnelier, le front de taille est généralement pressurisé (mode fermé), mais il est également possible d'adapter la méthode selon les caractéristiques du terrain et les conditions hydrologiques en optant pour un mode ouvert (sans appliquer de pression de confinement au front de taille pendant le creusement) (BOUDJELLAL, 2020).

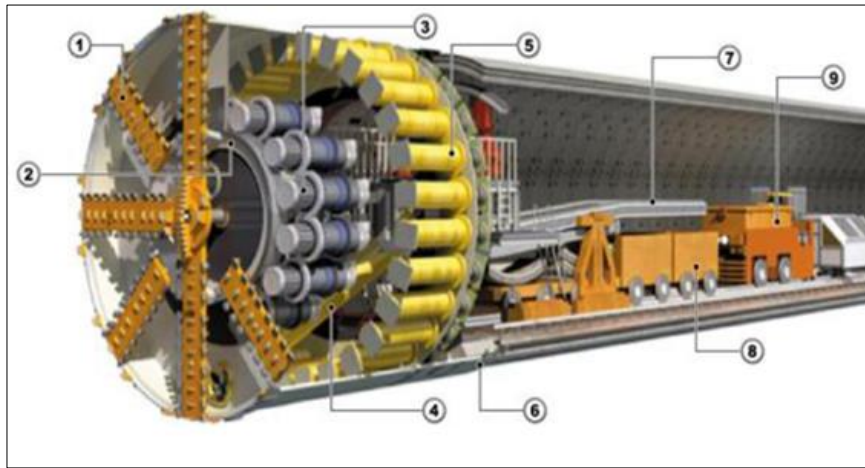


Figure II.16: Tunnelier à front pressurisé (BOUDJELLAL, 2020).

Les composants essentiels du tunnelier comprennent :

- | | | |
|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 1. Tête d'abattage; | 4. Vis d'extraction; | 7. Convoyeur à bandes ; |
| 2. Roulement principal; | 5. Vérin de poussée ; | 8. Wagon de mine ; |
| 3. Motorisation; | 6. Joint d'étanchéité ; | 9. Locomotive. |

Le tunnelier est une machine conçue pour l'excavation de tunnels dans des sols à résistance moyenne à forte (jusqu'à 300 MPa). Elle intègre tout ce qui est nécessaire pour construire un tunnel automatiquement dans des conditions optimales. En général, elle creuse une section transversale circulaire (excavation en pleine section) tout en garantissant : le soutènement du sol, la mise en place du revêtement définitif du tunnel et l'évacuation des déblais de l'excavation (BOUDJELLAL, 2020).

Le tunnelier se compose de trois parties principales (BOUDJELLAL, 2020):

- 1. La tête du tunnelier (roue de coupe) :** équipée d'outils fonctionnant dans les deux sens de rotation, elle assure l'excavation et le soutènement du front de taille en appliquant une pression de confinement sur la section creusée.
- 2. Le bouclier :** il est constitué de trois parties principales : une chambre d'abattage (et de confinement, selon le type de tunnelier), une structure intermédiaire pour les vérins de poussée, et une jupe métallique conique qui protège les opérateurs lors de la pose du revêtement. Il assure également le soutènement, empêche la convergence et permet l'injection de vide.
- 3. Le train suiveur :** formé de remorques successives, il contient les différents ateliers nécessaires au contrôle et à la mesure de l'avancement du chantier, à l'évacuation des déblais et à la surveillance de l'installation du revêtement du tunnel (BOUDJELLAL, 2020).

Le soutènement assuré par le tunnelier lors du creusement (confinement du front et mise en place du revêtement) contribue à réduire les mouvements du sol, particulièrement important dans les sols de faible résistance et dans les zones sensibles aux mouvements de terrain. Une zone est prévue comme puits de travail pour l'entrée du tunnelier.

A. Avantages du tunnelier

- Permet d'atteindre des vitesses de creusement assez élevées, théoriquement de 15 à 30 m/jour ;
- Évite les ébranlements, assurant ainsi une bonne tenue de la galerie ;
- Pas de hors-profil, ce qui engendre des économies sur le béton ;
- Soutènement facile et rapide grâce à des éléments préfabriqués ;
- Réduction du personnel, ce qui augmente le rendement (Homme/poste) ;
- Amélioration de la sécurité sur les chantiers (BOUDJELLAL, 2020).

B. Inconvénients du tunnelier

- Le temps de travail effectif de la machine ne dépasse pas 30 % ;
- Ne peut être utilisé de manière efficace qu'en terrain homogène ;
- Tout accident géologique imprévu peut entraîner le blocage de la machine ;
- Coût très élevé, rendant difficile, voire quasi impossible, l'amortissement sur des tronçons de moins de 2 km ;
- La géométrie du tunnel doit être circulaire ;
- Coût excessivement élevé des outils de forage (BOUDJELLAL, 2020).

II.3.3 Exécution du creusement dans les terrains meubles

Parmi les différentes machines utilisées pour le creusement, les boucliers se distinguent. Ces dispositifs sont spécialement conçus pour forer des tunnels dans des sols meubles et dans des terrains aquifères. Ils intègrent un système de protection des parois de l'excavation entre le front de taille et le revêtement. La progression de la machine est généralement assurée par une série de vérins qui prennent appui sur le revêtement déjà posé à l'arrière. Pour certains boucliers, appelés boucliers doubles, l'appui est effectué sur un bouclier auxiliaire (BOUDJELLAL, 2020).

II.3.3.1 Les différents types de boucliers

1. Bouclier ouvert

Laissant le front visible et accessible. Le front peut alors être attaqué sélectivement par un outil d'abattage tel qu'une fraise ou un bras excavateur (BOUDJELLAL, 2020).

2. Boucliers rotatifs

Equippé d'une tête rotative pleine section, la pression de la tête sur le terrain contribue au maintien du front de taille (BOUDJELLAL, 2020).

3. Boucliers à air comprimé ou pressurisé

Pour lesquels l'air comprimé améliore la stabilité du front de taille et limite le débit d'exhaure lorsque la foration a lieu sous la nappe. L'expérience montre que ce type de boucliers reste difficile à utiliser dans les terrains perméables et peu cohérent sous la nappe (sable, gravier) (BOUDJELLAL, 2020).

4. Boucliers à bentonite

Pour lesquels une boue bentonitique en pression assure à la fois la stabilité du front de taille et le transport des déblais (BOUDJELLAL, 2020).

II.4 Critères de choix de la méthode de creusement d'un tunnel

Le choix de la méthode de creusement d'un tunnel repose sur une analyse rigoureuse de plusieurs paramètres interdépendants. Ces paramètres peuvent être regroupés en cinq grandes catégories : les caractéristiques géotechniques, les contraintes du projet, les enjeux environnementaux et urbains, les considérations économiques, ainsi que les aspects techniques et technologiques.

II.4.1 Facteurs géotechniques et géologiques

Les conditions du sol et du sous-sol jouent un rôle déterminant dans le choix de la méthode de creusement. Parmi les éléments à considérer, on retrouve :

- **La nature du terrain** : Un sol meuble (sable, argile, limon) nécessite des techniques permettant un bon contrôle des déformations, comme le tunnelier à pression de terre (EPB) ou le bouclier hydraulique. En revanche, un massif rocheux peut être excavé à l'aide d'un tunnelier à disque (TBM) ou par forage-minage.
- **Les discontinuités géologiques** : La présence de fractures, de failles ou de cavités souterraines peut fragiliser la structure et exiger des mesures de soutènement immédiat.

- **Le niveau de la nappe phréatique** : Lorsqu'un tunnel est situé sous une nappe, des techniques spécifiques, comme l'injection de coulis, la congélation du sol ou l'utilisation d'un tunnelier avec confinement, sont requises pour éviter les infiltrations d'eau.
- **Les propriétés mécaniques du sol** : La résistance à la compression, la perméabilité et la cohésion du sol influencent le choix des méthodes d'excavation et de soutènement (GUILLOUX, LE BISSONNAIS, CAHN, & JANIN, 2021).

II.4.2 Contraintes liées au projet

Les caractéristiques intrinsèques du tunnel et les objectifs du projet influencent également la méthode de creusement :

- **La profondeur du tunnel** : Pour des tunnels peu profonds, les risques d'affaissement sont accrus, nécessitant un soutènement rapide (ex. NATM). À grande profondeur, le tunnelier devient souvent une option privilégiée.
- **La longueur du tunnel** : Les tunneliers sont particulièrement adaptés aux longues distances, tandis que les méthodes conventionnelles (forage-minage) sont plus appropriées pour des tracés courts.
- **Le diamètre du tunnel** : Les grands diamètres nécessitent généralement des tunneliers TBM, tandis que les petits ouvrages peuvent être réalisés à l'aide de micro-tunneliers ou de méthodes traditionnelles (GUILLOUX, LE BISSONNAIS, CAHN, & JANIN, 2021).

II.4.3 Contraintes environnementales et urbaines

Dans un contexte urbain ou sensible, le choix de la méthode doit prendre en compte les impacts environnementaux et les interactions avec les infrastructures existantes :

- **La proximité des bâtiments et des réseaux souterrains** : Les vibrations et les tassements doivent être minimisés afin d'éviter des dommages structuraux. L'utilisation de tunneliers avec confinement peut s'avérer nécessaire.
- **L'impact sur la circulation et les riverains** : En milieu urbain, les nuisances sonores et la gestion des déblais doivent être maîtrisées, favorisant ainsi les techniques souterraines sans excavation en surface.
- **La gestion des matériaux excavés** : La nature des déblais, leur stockage et leur réutilisation influencent la faisabilité du projet.

- **Les exigences en matière de protection de l'environnement** : Certains sites nécessitent des précautions particulières pour éviter la pollution des nappes phréatiques ou la destruction d'écosystèmes sensibles (GUILLOUX, LE BISSONNAIS, CAHN, & JANIN, 2021).

II.4.4 Considérations économiques et financières

Le coût et la durée d'exécution du projet sont des facteurs déterminants dans le choix des méthodes de creusement :

- **Le coût global de la méthode** : Les tunneliers représentent un investissement initial élevé, mais leur efficacité sur les longs tracés réduit les coûts d'exploitation. À l'inverse, les méthodes traditionnelles peuvent être plus économiques pour des projets de moindre envergure.
- **Les délais de réalisation** : Lorsque les contraintes temporelles sont fortes, les tunneliers sont souvent privilégiés en raison de leur rapidité d'exécution par rapport aux méthodes séquentielles.
- **La disponibilité des équipements et de la main-d'œuvre** : Certaines techniques requièrent des compétences spécifiques et des équipements spécialisés, ce qui peut influencer leur mise en œuvre (GUILLOUX, LE BISSONNAIS, CAHN, & JANIN, 2021).

II.4.5 Critères techniques et technologiques

Enfin, des critères techniques et technologiques doivent être pris en compte pour garantir la réussite du projet :

- **Le besoin en soutènement immédiat** : Certains terrains nécessitent une stabilisation rapide de la cavité excavée pour éviter les effondrements (ex : béton projeté, cintres métalliques).
- **L'adaptabilité de la méthode aux variations du terrain** : Les conditions géologiques peuvent évoluer sur le tracé, nécessitant une flexibilité dans les techniques utilisées.
- **Les exigences en matière de sécurité** : La protection des travailleurs et des infrastructures environnantes est un élément essentiel dans le choix de la méthode (GUILLOUX, LE BISSONNAIS, CAHN, & JANIN, 2021).

II.5 Soutènement

Le creusement d'un tunnel nécessite la mise en place d'un soutènement approprié pour assurer la stabilité temporaire des parois, jusqu'à l'installation du revêtement définitif. Ce système de protection doit exercer une pression de confinement sur le terrain dès les premiers signes de déformations, afin de limiter l'extension du volume de terrain décomprimé autour de la galerie. De plus, il doit être capable de supporter les charges exercées par le terrain (le poids de la voûte).

Lorsque le terrain est de bonne qualité (rocher saine peu fracturé), le rôle du soutènement peut se limiter à la maîtrise d'instabilités locales (blocs isolés découpés par le réseau de discontinuités) (CETU3, 1998).

II.5.1 Les modes d'action de soutènement

On peut distinguer quatre classes principales de soutènement selon leur mode d'action par rapport au terrain, Ce sont :

II.5.1.1 Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant

Ce type de soutènement développe une pression radiale de confinement généralement faible (le terrain joue le rôle essentiel) mais suffisante pour stabiliser les parois de galerie, ce sont essentiellement le béton projeté ou le béton projeté associé à des cintres légers (AFTES, Choix d'un type de soutènement en galerie, 1974).

II.5.1.1.1 Béton projeté

Le béton projeté consiste à projeter le béton sur les parois d'un tunnel à l'aide d'une lance (voir Figure II.17). L'utilisation du béton projeté seul est de moins en moins utilisée, il est généralement associé à des panneaux de treillis soudés ou, de plus en plus, à des fibres métalliques qui lui accorde une certaine résistance en traction et en cisaillement (BOUVARD-LECOANET, COLOMBET, & ESTEULLE, 1992).



Figure II.17: L'application du béton projeté (KAHOUL, 2021).

La Figure II.18 illustre les deux principales techniques de projection du béton :

1. Projection par voie sèche

Le mélange constitué de ciment, d'agrégats et d'adjuvant en poudre est homogénéisé dans un malaxeur, puis transporté rapidement dans un courant d'air comprimé. En passant dans la bue de sortie (appelée lance), l'eau est incorporée au mélange et le béton est projeté à grande vitesse sur la surface d'application (BOUVARD-LECOANET, COLOMBET, & ESTEULLE, 1992).

2. Projection par voie mouillée

Le mélange eau, agrégats, ciment est gâché suivant les procédés traditionnels puis transporté dans la conduite. La propulsion du mélange mouillé est assurée soit par air comprimé (le flux est dilué) soit par action d'une pompe à béton (le flux est dense) (BOUVARD-LECOANET, COLOMBET, & ESTEULLE, 1992).

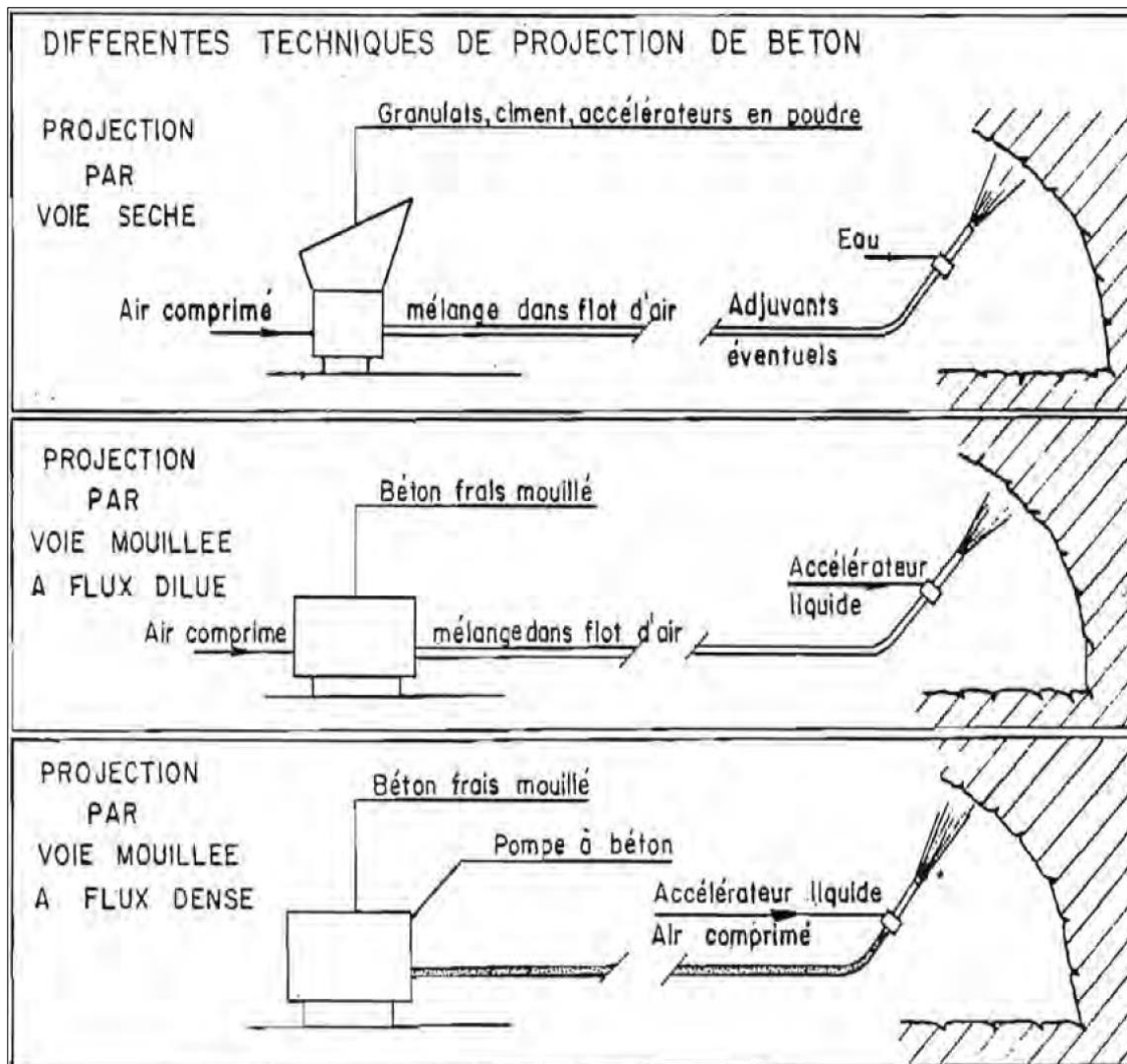


Figure II.18: Différents procédés de projection du béton (BOUVARD-LECOANET, COLOMBET, & ESTEULLE, 1992).

II.5.1.2 Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant

Il s'agit du boulonnage sous ses diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers (AFTES, Choix d'un type de soutènement en galerie, 1974).

II.5.1.2.1 Boulonnage

Le boulonnage constitue l'un des éléments les plus fondamentaux intervenant dans les techniques de soutènements des tunnels principalement réalisés par méthode conventionnelle (AFTES, 2014).

Il existe deux types de boulons utilisés en travaux souterrains, les **boulons à ancrage ponctuel** et les **boulons à ancrage réparti** (boulons à scellement continu) (voir Figure II.19) (BOUVARD-LECOANET, COLOMBET, & ESTEULLE, 1992).

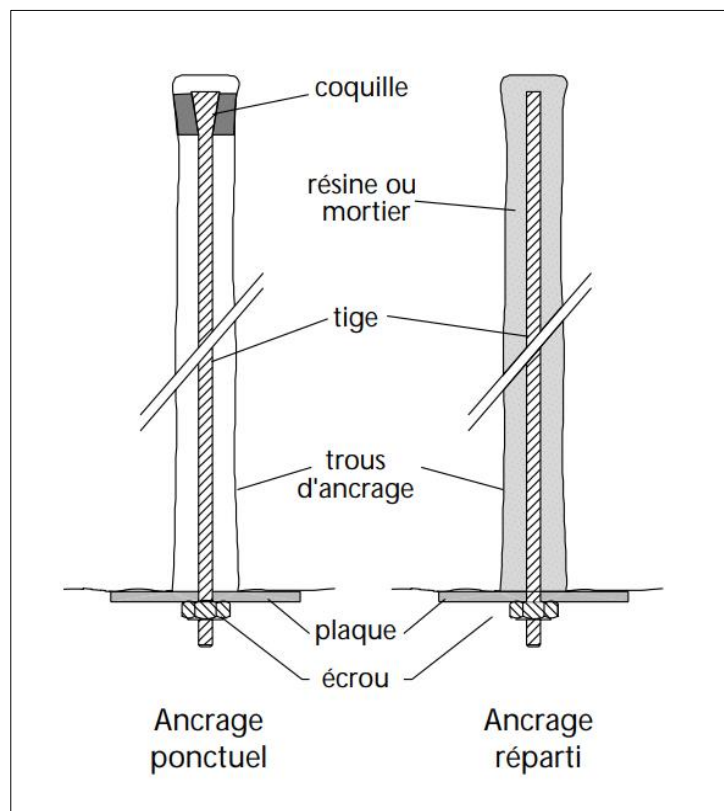


Figure II.19: Différents types de boulons d'ancrage (CETU4, 1998).

Le choix entre les deux types de boulons est essentiellement lié à la nature du terrain :

- Le boulon à ancrage ponctuel, plus rapidement mis en place et moins coûteux, nécessite un terrain suffisamment résistant au niveau de l'ancrage ;
- Le boulon à ancrage réparti peut être à effet immédiat ou différé, provisoire ou permanent (CETU4, 1998).

II.5.1.3 Les soutènements agissant par supportage

L'action de supportage se distingue de l'action de confinement par une plus forte résistance relative des éléments de soutènement. Elle privilégie la résistance du soutènement par rapport aux capacités de résistance propre du terrain (AFTES, 1974).

Les éléments employés sont essentiellement :

II.5.1.3.1 Voussoirs en béton préfabriqués

Un voussoir est une écaille de béton armé (anciennement de fonte) qui arrive sur le chantier déjà fabriqué et prêt à poser. Par un assemblage précis (voir Figure II.20), plusieurs voussoirs forment un anneau. Ces anneaux faisant fonction de soutènement et/ou de revêtement définitif (KAHOUL, 2021).

Les voussoirs peuvent être mis en place à l'abri d'un bouclier ou directement à l'avancement (en général dans le cas de grandes ouvertures et de faible avancement) (CETU4, 1998).



Figure II.20: Voussoirs en béton préfabriqués (CETU4, 1998).

II.5.1.3.2 Tubes préforés (voûte-parapluie)

Les tubes préforés sont considérés comme un procédé de pré-soutènement qui sera installé depuis le front, sur une part ou la totalité du développé, pour être efficace en avant du front. Il existe trois types de pré-soutènements: pré-voûte ; anneau renforcé ; voûte parapluie (Voir Figure II.21) (CETU4, 1998).

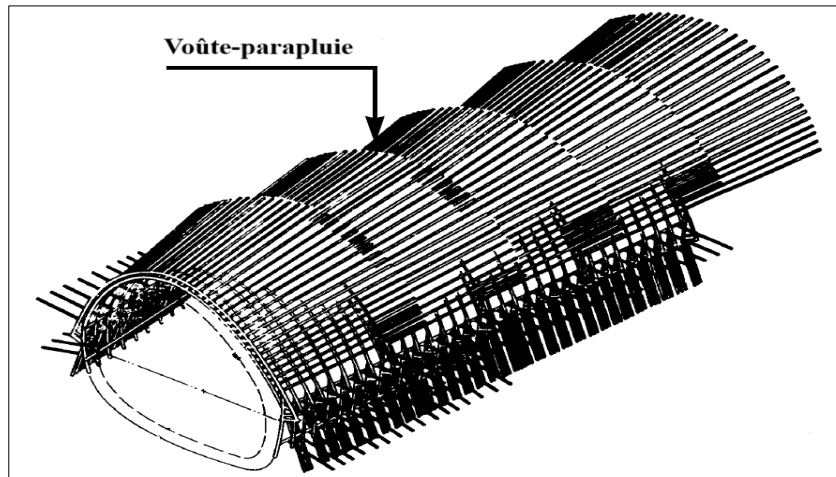


Figure II.21: Voûte-parapluie (CETU4, 1998).

II.5.1.3.3 Cintres métalliques

Les cintres constituent une ossature en forme d'arc ou de portique disposée selon la section transversale du tunnel. Ils peuvent être constitués en bois, en profilés métalliques, ou en treillis métalliques (BOUVARD-LECOANET, COLOMBET, & ESTEULLE, 1992).

Les cintres les plus utilisés en travaux souterrains sont les **cintres lourds (H)** ou **légers (profilés TH, UPN)** pour les soutènements en petite section, ou des **cintres réticulés** (voir Figure II.22). Ces derniers, souvent employés pour les soutènements en grande section, présentent les deux avantages de facilité de mise en œuvre et de très bonne compatibilité avec le béton projeté (CETU4, 1998).

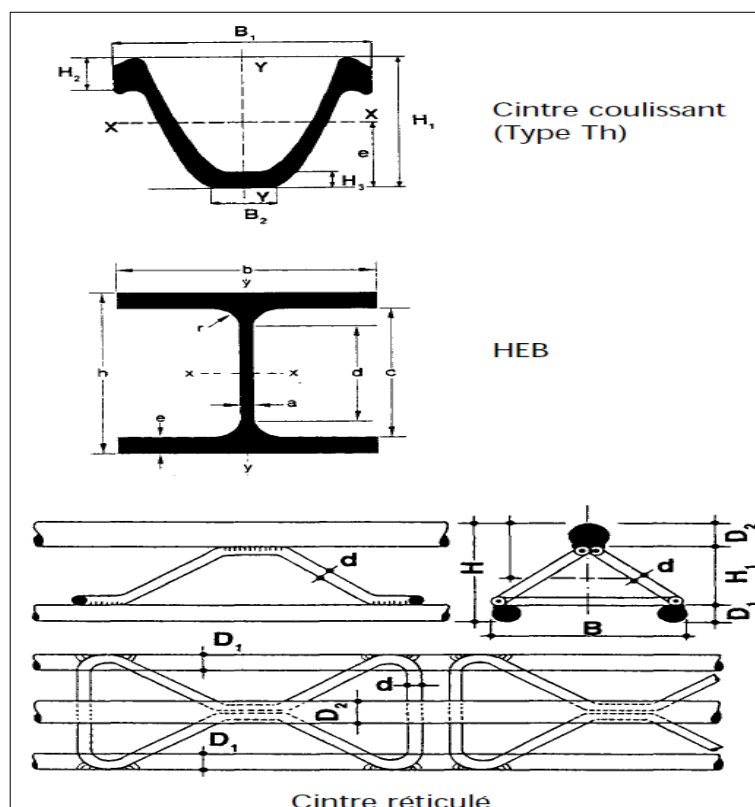


Figure II.22: Différents types de cintres métalliques (CETU4, 1998).

II.5.1.3.3.1 Dispositifs complémentaires du soutènement par cintres

Le soutènement par cintres, pour être efficace, doit être complété par des dispositifs permettant une interaction entre les déformations du cintre et celles du terrain. Ces éléments assurent une répartition des efforts au contact, afin de maintenir les déformations dans des limites acceptables et préserver la géométrie de la section de galerie (AFTES, 1978).

1. Blindage

Les plaques de blindage sont mises, jointives ou non, entre les cintres et le terrain. Elles peuvent parfois être tenues par des boulons. Elles peuvent également être liaisonnées entre elles, les cintres ne servant qu'à leur montage et étant ensuite retirés après remplissage entre plaques et terrain (CETU4, 1998).

2. Enfilage

Les plaques (plus épaisses que les plaques de blindage) barres ou rails sont ici foncés dans le terrain préalablement à l'excavation de celui-ci (CETU4, 1998).

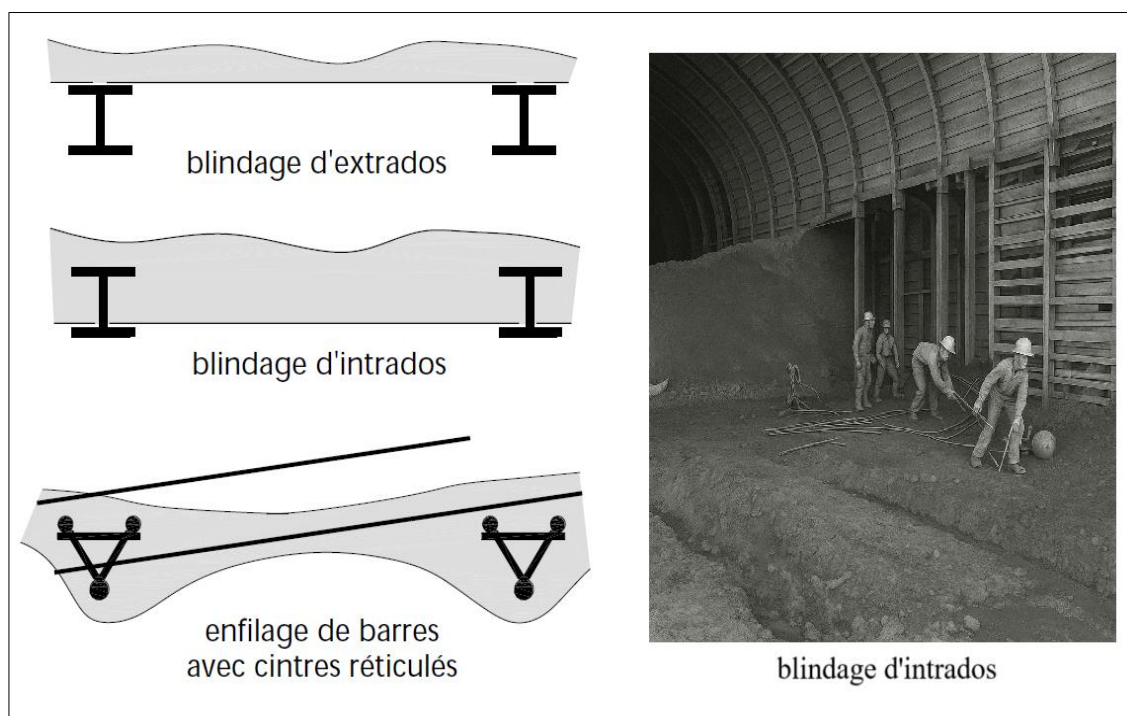


Figure II.23: Blindage et enfilage (CETU4, 1998).

II.5.1.4 Les soutènements agissant par consolidation

Ce type de soutènement est une technique de traitement de terrain qui permet de modifier ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques, rendant le terrain apte à se soutenir lui-même. Ce sont essentiellement :

II.5.1.4.1 Injection de consolidation

La technique d'injection consiste à remplir les vides du terrain (fissures ou pores) par un produit liquide ou en suspension appelé coulis qui se solidifie plus ou moins dans le temps. Le coulis est envoyé sous pression dans des forages équipés pour l'injection, traversant les zones à traiter. Ce procédé a pour résultat de réduire la perméabilité et d'augmenter les caractéristiques mécaniques d'une roche ou d'un sol (CETU4, 1998).

II.5.1.4.2 Air comprimé

L'air comprimé est un procédé de traitement des terrains aquifères consiste à empêcher l'eau de pénétrer dans le tunnel durant l'exécution des travaux. L'air pressurisé est comprimé dans le tunnel à l'aide de compresseurs installés en surface, la quantité d'air nécessaire doit être déterminée avant et pendant la construction du tunnel. Cette technique parmi les plus anciennes techniques de soutènement de face pressurisé utilisées dans le creusement des tunnels (CHAPMAN, METJE, & STARK, 2010).

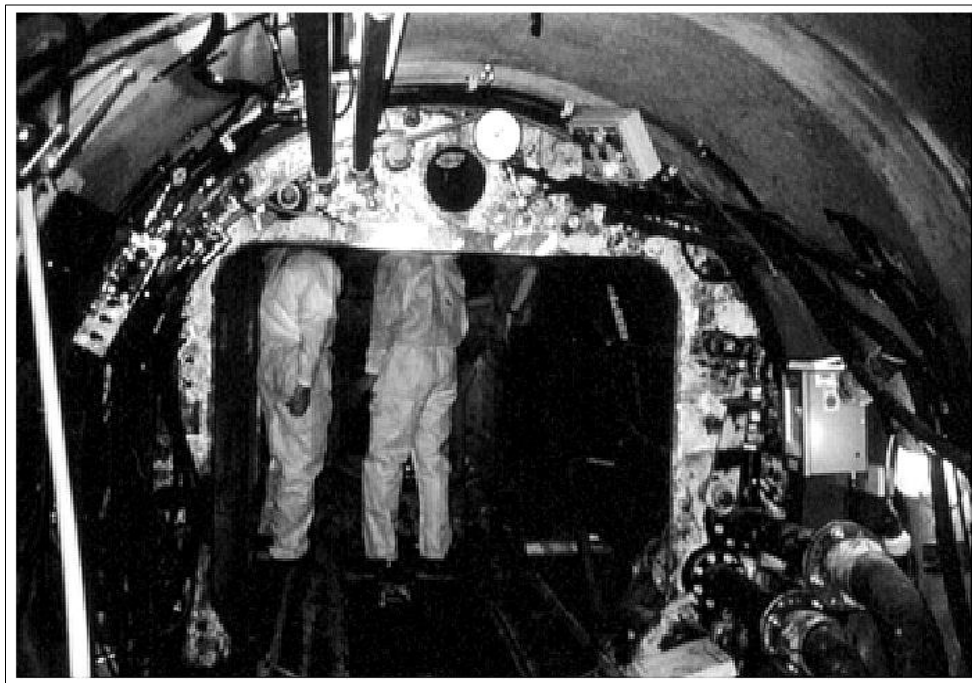


Figure II.24: Injection d'air comprimé, projet de réseau d'égout en Allemagne (CHAPMAN, METJE, & STARK, 2010)

II.5.1.4.3 Congélation

Dans les terrains aquifères, difficilement injectables et non drainables, il est possible d'utiliser la technique de congélation qui consiste à solidifier l'eau incluse par un refroidissement à basse température (CETU4, 1998).

II.6 Revêtement

Le revêtement d'un tunnel comme la structure résistante placée le plus à l'intrados du tunnel. Une fois que l'excavation a déjà été stabilisée par le soutènement, dans les terrains résistants et qui ne montre une réaction contre l'effet de creusement, la stabilité de l'ouvrage est assurée naturellement, un revêtement peut être mis en place afin d'assurer la fonctionnalité de l'ouvrage et de recouvrir et de protéger les installations d'exploitation ou participer à l'esthétique de l'ouvrage.

Les principales fonctions du revêtement sont les suivantes:

- Fonction mécanique conçu pour garantir la stabilité de l'ouvrage à long terme, augmenter l'efficacité de système de la ventilation et de l'illumination (tunnels routiers) ou de la capacité hydraulique (tunnels pour circulation de fluides) ;
- Fonction Esthétique et d'imperméabilisation (étanchéité) (CETU5, 1998).

II.6.1 Les différents types de revêtement

Parmi les revêtements les plus utilisés en travaux souterrains, on retrouve :

II.6.1.1 Revêtement en béton coffré armé

Les revêtements en béton coffré armé sont tout à fait exceptionnels en souterrain. Cette solution est adoptée lorsque le revêtement est supposé reprendre une charge hydrostatique importante dans le cas d'un étanchement total de l'ouvrage. Le revêtement peut également être armé lorsque suite à des convergences trop importantes, son épaisseur est insuffisante pour assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme. On peut être conduit à armer localement le revêtement dans des sections où des calculs font apparaître des contraintes de traction ou de cisaillement importantes. Ces sections, les plus sollicitées, se situent généralement en clé de voûte, en radier et à la liaison radier-piédroits (CETU, 1983).

II.6.1.2 Revêtement en béton coffré non-armé

Il constitue souvent la meilleure solution technique et économique pour satisfaire à l'ensemble des fonctions attendues, dans le domaine routier essentiellement. Pour les tunnels réalisés de manière séquentielle : le revêtement est exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement (IDRIS, 2007).

II.6.1.3 Revêtement en béton projeté

Le revêtement définitif des tunnels neufs en béton projeté ne constitue une solution susceptible d'être retenue que dans des cas particuliers où ne se pose aucun problème lié à la stabilité de l'ouvrage, à son étanchéité ou à son confort d'utilisation. Les coques minces en béton projeté, peuvent être une solution intéressante pour les travaux de rénovation des tunnels anciens, à condition que le terrain encaissant soit auto-stable (CETU5, 1998).

Le revêtement définitif des tunnels en béton projeté est envisageable pour des ouvrages dont le dimensionnement n'impose pas des épaisseurs de béton supérieures à 15 ou 20 cm. Au-delà de ces valeurs, l'utilisation du béton projeté est actuellement moins économique que celle du béton coffré (CETU, 1983).

II.6.1.4 Revêtement en voussoirs préfabriqués

Ils assurent à la fois une fonction de soutènement et se revêtement dans les ouvrages construits au moyen d'un tunnelier. Il s'agit en général de voussoirs préfabriqués en béton armé de 30 à 40 cm d'épaisseur, boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre voussoirs d'un même anneau et anneaux successifs (CETU5, 1998).

Dans la solution des voussoirs universels, ces voussoirs sont légèrement pincés par rapport à l'axe du tunnel, ce qui permet de suivre le tracé dans toutes les directions. Le vide subsistant entre voussoirs et terrain doit être rempli par un produit de bourrage : coulis actif ou coulis inerte. Il est possible de placer un second anneau de revêtement à l'intérieur du premier. L'utilisation de voussoirs métalliques est également possible (CETU5, 1998).

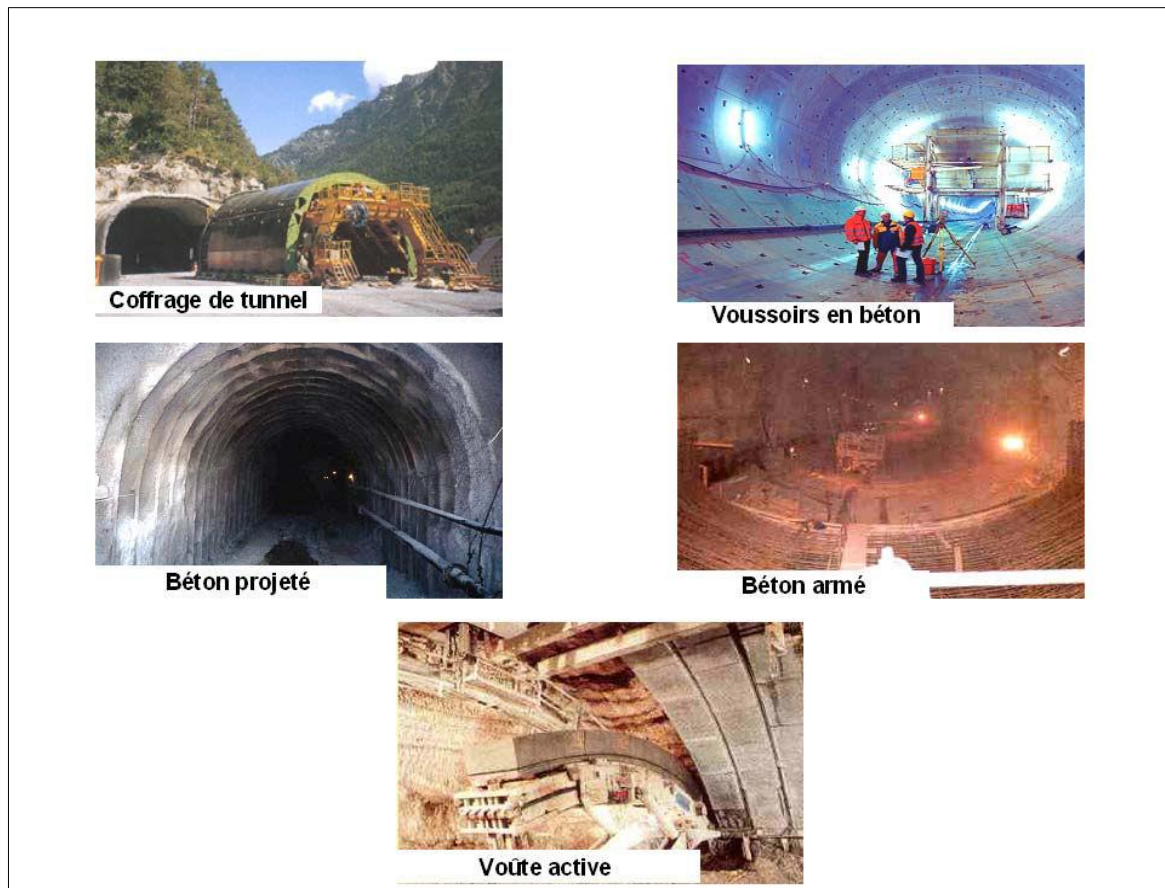


Figure II.25: Différents types de revêtement (IDRIS, 2007).

II.7 Étanchement des tunnels

L'étanchement des tunnels est une opération qui vise à réduire et contrôler le débit d'eau pénétrant à l'intérieur de l'ouvrage pendant et après son exécution. L'eau est souvent présente dans les terrains encaissants, où elle peut endommager les ouvrages souterrains ou perturber leur construction et leur exploitation. Il est donc essentiel de mettre en place des dispositifs pour contrôler son infiltration et sa circulation à l'intérieur des ouvrages. Pour cela, plusieurs techniques sont employées, notamment la création de barrières étanches (comme le béton de revêtement traité, les injections et les couches d'étanchéité) et le drainage. Ce dernier permet de réduire la pression de l'eau et de la laisser circuler librement dans un système artificiel interne, tel qu'une voûte parapluie, qui protège l'ouvrage (CETU5, 1998).

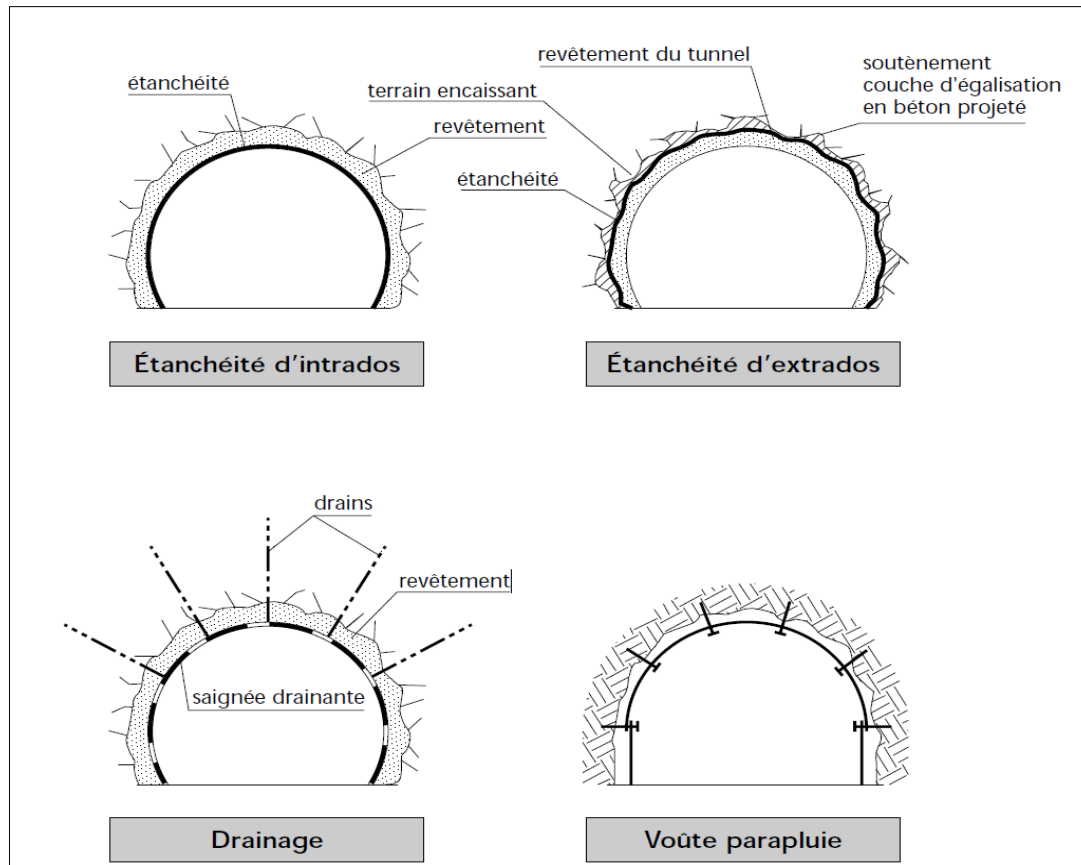


Figure II.26: Principaux types d'étanchement des tunnels (CETU5, 1998).

II.8 Conclusion

Le choix de la méthode de creusement d'un tunnel et du soutènement adapté aux conditions spécifiques du terrain résulte d'une analyse multicritères rigoureuse. Il s'agit de trouver un compromis optimal entre les contraintes géotechniques, les exigences du projet, les impacts environnementaux, les considérations économiques et les aspects techniques. Une étude approfondie du site, permet d'évaluer les différentes options et de sélectionner la solution la plus adaptée pour assurer la stabilité, la sécurité et la viabilité du tunnel.

Partie II

Étude de cas

CHAPITRE III

Présentation du cas d'étude

Métro d'Alger

III.1 Introduction

Dans le cadre du développement du transport urbain à Alger, le métro occupe une place clé au sein d'un système de mobilité intermodale, et s'est imposé comme une réponse incontournable à la croissance rapide de la population urbaine. Dans ce contexte, le métro d'Alger, en tant que premier réseau de transport en commun souterrain en Algérie, constitue un projet emblématique du génie civil dans un environnement géotechniquement complexe.

Ce chapitre vise à présenter cette infrastructure dans ses dimensions historiques, géologiques et géotechniques, qui servira de cas d'étude pour la modélisation numérique menée dans ce mémoire.

III.2 Métro d'Alger

III.2.1 Histoire du métro d'Alger

Le projet du métro d'Alger avait été envisagé dès 1928, mais il est resté lettre morte. C'est à la fin des années 1970 que l'initiative du métro actuel a été lancée pour faire face à l'explosion démographique de la ville d'Alger et au besoin accru de transport collectif qui en découle.

Dans les années 1980, 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, dont le lancement des travaux n'a débuté qu'en 1990 du fait de difficultés financières et de l'insécurité. Le projet a été relancé en 2003, et a abouti à l'inauguration du premier tronçon de la première ligne le 31 Octobre 2011 (MEZOUED, 2019).



Figure III.1: Métro d'Alger (www.urbanrail.net).

III.2.2 Description du métro d'Alger

Depuis l'inauguration de la première ligne du métro d'Alger en 2011, plusieurs extensions ont été réalisées et d'autres sont en cours de réalisation, tandis que des projets supplémentaires sont en phase d'étude (Tableau III.1), visant à étendre le réseau à une longueur de près de **60 Km** desservant **58 stations**.

Actuellement, le premier tronçon exploité de la première ligne du métro d'Alger, allant de la station Grande Poste à celle de Haï El Badr, Comprend dix (10) stations : Tafourah Grande Poste, Khelifa Boukhalfa, 1er Mai, Aïsset Idir, Hamma, Jardin d'Essais, Les Fusillés, Amirouche, Mer et Soleil, et Haï El Badr.

Trois extensions sont également en service :

- **L1A** : deux (02) stations (Place des martyrs et Ali Boumendjel) ;
- **L1B** : quatre (04) stations (Bach Djarah-Tennis, Bach Djarah, El Harrach Gare, El Harrach Centre) ;
- **L1C** : trois (03) stations (Les Ateliers, Gué de Constantine, Ain Naadja).

Tableau III.1: État du réseau de métro d'Alger (KAHOUL, 2021).

État	Réseaux du métro d'Alger	Longueur (Km)	Nombre de stations
En exploitation	Ligne 1 Haï El Badr – Tafourah Grande Poste	8.5	10
	Extension L1A Place des Martyrs – Tafourah Grande Poste	1.7	2
	Extension L1B Haï El Badr – EL Harrach Centre	3.9	4
	Extension L1C Haï El Badr – Ain Naadja	3.7	3
En réalisation	Lot-1 El Harrach centre – Bab Ezzouar	9.5	9
	Lot-2 Ain Naadja – Baraki	6.2	6
En étude	Lot-3 Place Des Martyrs – Bab El Oued – Chevalley	9.5	8
	Lot-4 Chevalley – Dely Ibrahim – Ouled Fayet– Draria	16.5	16
Total		59.5	58



Figure III.2: Tracé du métro d'Alger (www.metromaps.ru).

III.3 Caractérisation du site d'étude : la région d'Alger

III.3.1 Cadre géologique et morpho-structural

III.3.1.1 Contexte lithologique

A. Le primaire (le socle cristallophyllien)

Il est représenté par un socle métamorphique constitué de roches cristallophylliennes (gneiss, schistes, micaschistes et marbres) très tectonisées. Ces roches affleurent entre Ain Benian, Bouzaréah et le port d'Alger et réapparaissent à l'Ouest à Sidi Fredj et à l'Est à Bordj El Bahri (KAHOUL, 2021).

B. Le secondaire

Les terrains secondaires sont inexistant dans toute la région d'Alger (KAHOUL, 2021).

C. Le tertiaire

Il est marqué par une lacune de l'éocène et de l'oligocène. Il recouvre en discordance le socle métamorphique. On y retrouve les étages

- Le Miocène inférieur (Burdigalien) : formé de grès et de poudingues. Il est particulièrement tectonisé et possède des aires d'affleurement réduites ;
- Le Pliocène inférieur (Plaisancien) : Rencontré dans le sud de la commune de Beni Messous et il affleure aussi dans le Sahel et au Télémly. Il est essentiellement argilo-marneux. Il affleure dans le Sahel, son épaisseur dépasse 200 mètres. Il est recouvert par des sédiments astiens ou par des formations plus récentes (KAHOUL, 2021).

D. La Quaternaire

La formation la plus souvent rencontrée est : sables, grès dunaires, limons, éboulis et formations de pentes. Le Sahel est argileux, marneux, et grésocalcaire. Dans la plaine un monticule est de nature gréseuse. La plaine est recouverte d'une très grande épaisseur de sédiments et d'alluvions quaternaires (KAHOUL, 2021).

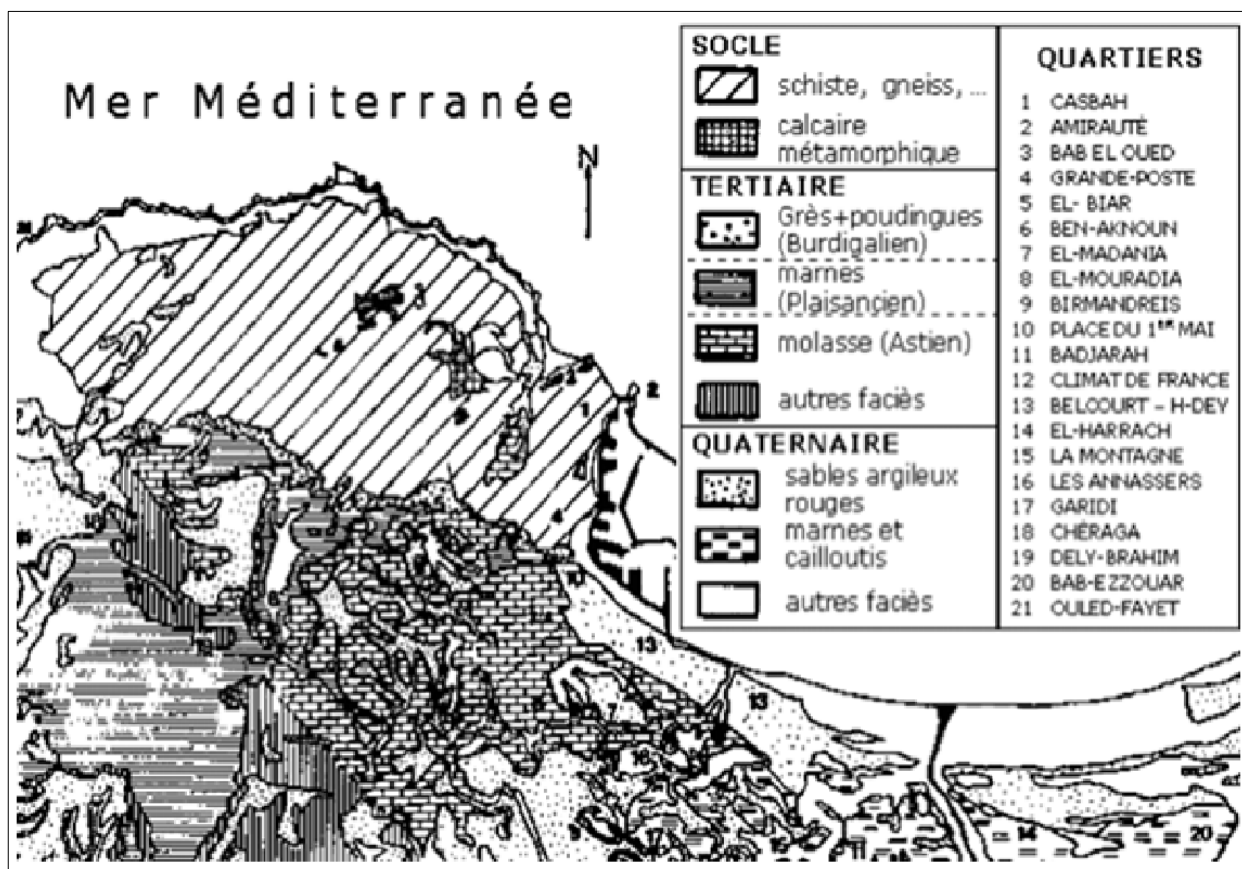


Figure III.3: Carte géologique de la région d'Alger (KAHOUL, 2021).

III.3.1.2 Contexte géomorphologique

Dans l'ensemble, la région d'Alger se compose de 5 grands ensembles géographiques :

1. Le massif d'Alger ou massif de Bouzaréah

Le massif d'Alger, ou massif de la Bouzaréah, s'étire selon un axe est-ouest. Il est densément boisé et traversé par un réseau de thalwegs profonds, présentant une topographie très accidentée. Son sommet, culminant à 407 mètres à Bouzaréah, constitue le point culminant de la région (KAHOUL, 2021).

2. Le Sahel d'Alger

Le Sahel d'Alger regroupe les petits reliefs situés entre le massif d'Alger au nord, la rive gauche de l'oued El Harrach au sud, et la rive droite de l'oued Mazafran au sud-est (KAHOUL, 2021). Il se compose de plusieurs unités :

- Le Sahel Marneux, d'âge Plaisancien, caractérisé par une topographie mamelonnée (collines et pentes douces), et est parcouru par un réseau hydrographique dense, typique des terrains peu perméables ;
- Le plateau molassique, qui domine localement le Sahel marneux par de hautes falaises ;
- Le Piedmont Sud du Sahel, formé de dépôts argilo-caillouteux, avec des pentes assez fortes témoignant d'une faible érodabilité (KAHOUL, 2021).

3. La plaine littorale orientale

La plaine littorale orientale s'étend à une altitude variant de 2 à 15 mètres (KAHOUL, 2021).

4. Le cordon littoral dunaire

Le cordon littoral dunaire se manifeste dans deux secteurs distincts : d'une part, entre la rive droite de l'oued El Harrach et Bordj El Kiffan, où il constitue une étroite barrière sablo-gréuse parallèle au rivage, séparant la rive maritime des zones basses septentrionales de la Mitidja. D'autre part, de Ain El Benian jusqu'à Zeralda à l'ouest, où il forme les piémonts du Sahel marneux et se présente sous la forme d'un plateau dunaire (KAHOUL, 2021).

5. La plaine de la Mitidja

C'est une dépression synclinale orientée WSW-ENE. Elle est le siège d'accumulations de formations néogènes et quaternaires. Elle présente une topographie plane qui a inspiré l'aménagement malgré la qualité agricole excellente de ses sols et les périmètres d'irrigation

qui la parcourent. D'une manière générale, le Sahel forme un bourrelet régulier, en pente assez abrupte (variant de 5 à plus de 20%) vers la côte, surmonté d'un plateau légèrement déprimé à son sommet, qui descend par étages vers la Mitidja. Ce versant Sud-Est creusé de multiples ravins verdoyants parcourus par des oueds intermittents malgré les sources qui leur donnent naissance (KAHOUL, 2021).

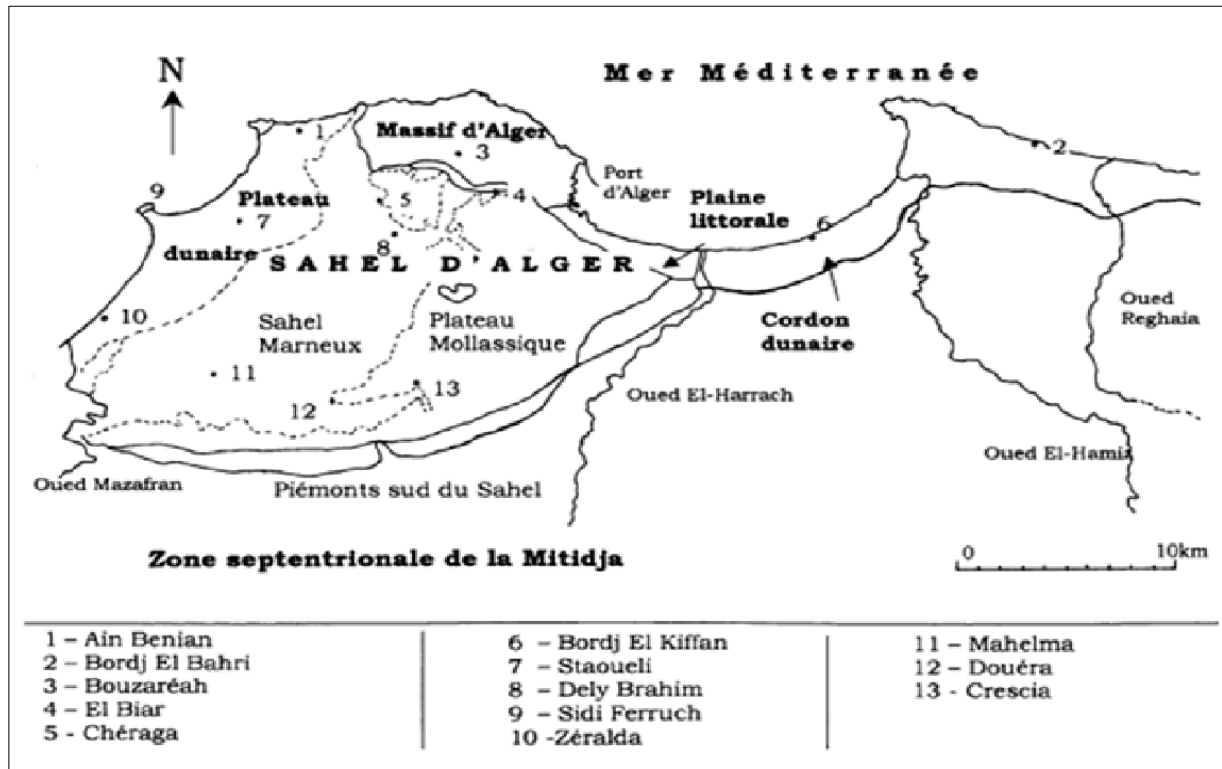


Figure III.4: Ensembles géomorphologiques de la région d'Alger (KAHOUL, 2021).

III.3.1.3 Contexte topographique

La topographie de la côte algéroise se caractérise par une succession de terrasses, s'élevant depuis le rivage actuel jusqu'à plus de 300 mètres d'altitude. Ces gradins, disposés en étages successifs, évoquent les marches d'un escalier. Ils interrompent brusquement la continuité des pentes, généralement très abruptes, qui longent le littoral d'Alger (KAHOUL, 2021).

III.3.2 Cadre hydrogéologique

III.3.2.1 Hydrologie

L'irrégularité des précipitations dans la région d'Alger a engendré un régime hydrographique marqué par une forte variabilité saisonnière. En été, les lits des oueds sont généralement asséchés, tandis que la saison des pluies favorise un écoulement actif accompagné d'un transport important de sédiments. Le réseau hydrographique régional est dominé par plusieurs oueds majeurs : El Harrach, El Hamiz, Semmar, Reghaia et Mazafran. Ces cours d'eau

reflètent les contrastes climatiques et hydrologiques de la zone, caractérisée par des crues soudaines et des périodes d'étiage prolongées (KAHOUL, 2021).

III.3.2.2 Systèmes aquifères et dynamique des eaux souterraines

1. Le complexe métamorphique

L'eau présente dans le socle métamorphique se manifeste principalement sous forme de sources et de nappes localisées dans les fissures, diaclases et fractures. Cette eau peut s'accumuler dans des zones d'altération superficielles dont l'épaisseur varie. La présence de ces nappes est confirmée par l'étude des puits traditionnels situés autour de la Casbah et de Rais Hamidou (KAHOUL, 2021).

2. L'aquifère du Tertiaire

La mollasse astienne constitue le principal réservoir aquifère de la région d'Alger, limité par les marnes bleues du Plaisancien. Cet aquifère se caractérise par de vastes affleurements, une épaisseur importante, une forte perméabilité, une tendance aux instabilités et une utilisation majeure pour l'alimentation en eau potable (KAHOUL, 2021). Il se divise en deux nappes distinctes :

- a. Nappe de la Mitidja :** exploitée par de nombreux forages d'eau potable, bien connue grâce aux études géologiques et hydrogéologiques menées ;
- b. Nappe du plateau mollassique d'Alger :** une nappe libre alimentée notamment par les sources d'El Hamma de Telemly et de Ben Aknoun, utilisée pour l'approvisionnement en eau d'Alger (KAHOUL, 2021).

3. L'aquifère quaternaire

Formé par les grès dunaires du Quaternaire, cet aquifère se trouve dans plusieurs zones : la bande littorale entre Bordj El Kiffan et la rive droite de l'Oued El Harrach, la plaine littorale entre le quartier du 1er mai et la rive gauche de l'Oued El Harrach, le plateau d'Ain Benian, la zone littorale entre Ain Benian et le tombolo de Sidi Fredj, ainsi que les hauteurs de Staouali. Dans toutes ces régions, les marnes bleues jouent le rôle de mur aquifère, tandis que l'alimentation provient des eaux de pluie et des oueds traversées (KAHOUL, 2021).

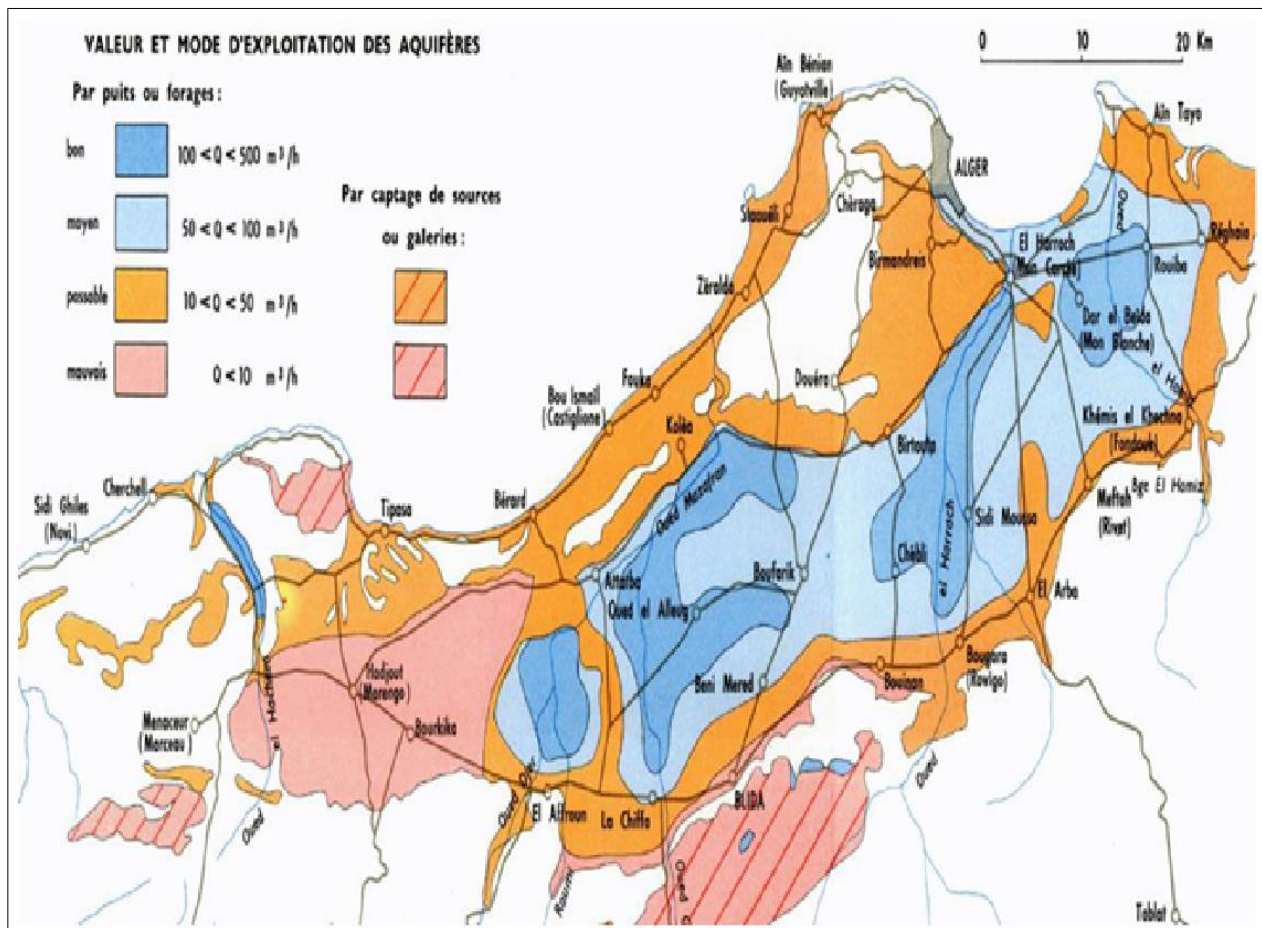


Figure III.5: Ressources en eaux souterraines (BOUKHECHE & IZRI, 2020).

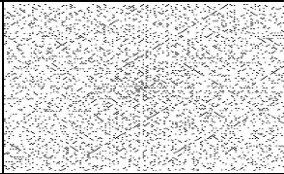
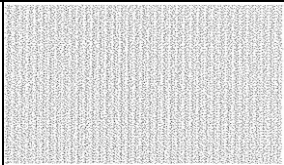
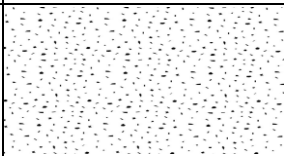
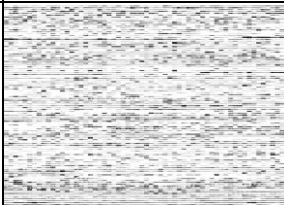
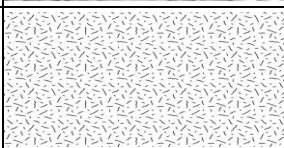
III.3.4 Cadre géotechnique

D'après l'étude des sondages et les essais faits in situ et au laboratoire, les propriétés géotechniques caractérisant chaque extension ont été définis comme suit :

A. Extension L1B : Haï El Badr – El Harrach centre

Le tronçon reliant Haï El Badr à El Harrach Centre s'étend en souterrain sur une zone à forte densité urbaine, marquée par une stratigraphie hétérogène. Cette section du projet se traverser des matériaux à perméabilité variable (voir Tableau III.2).

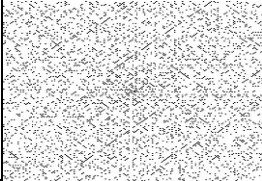
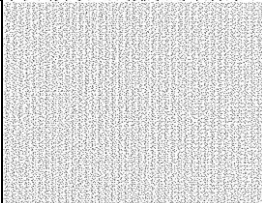
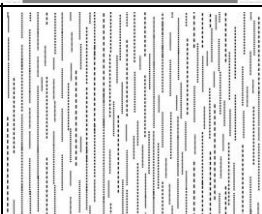
Tableau III.2: Paramètres géotechniques du l'EXT Haï El Badr – El Harrach Centre (TIKIALINE, 2008).

Type de sol	Stratigraphie	Épaisseur	Caractéristiques du sol
Remblai		2.5 m	$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$; $\varphi = 25^\circ$; $C = 0 \text{ KPa}$
Argile jaunâtre		4.4 m	$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$; $K = 1.10^{-8} \text{ m/s}$ $\varphi = 25^\circ$; $C = 30 \text{ KPa}$; $E = 26 \text{ MPa}$
Sable d'oued		3 m	$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$; $K = 1.10^{-8} \text{ m/s}$ $\varphi = 33^\circ$; $C = 10 \text{ KPa}$; $E = 30 \text{ MPa}$
Marne jaunâtre		4.1 m	$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$; $K = 2.10^{-8} \text{ m/s}$ $\varphi = 24^\circ$; $C = 40 \text{ KPa}$; $E = 25 \text{ MPa}$
Argile calcaireuse		2.5 m	$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$; $K = 3.10^{-8} \text{ m/s}$ $\varphi = 24^\circ$; $C = 40 \text{ KPa}$; $E = 40 \text{ MPa}$
			

B. Extension L1C : Haï El Badr – Ain Naadja

Le prolongement du métro entre Haï El Badr et Ain Naadja s'effectue en souterrain dans un contexte géotechnique relativement complexe, où se superposent différentes formations sédimentaires à cohésion variable (voir Tableau III.3).

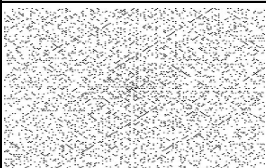
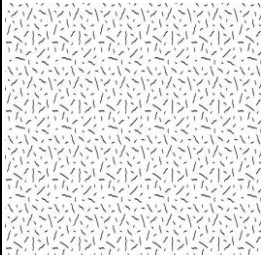
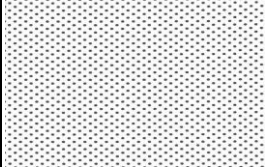
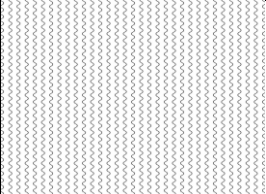
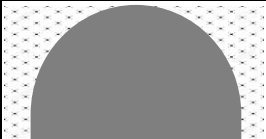
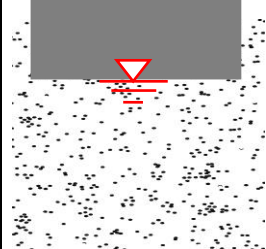
Tableau III.3: Paramètres géotechniques du l'EXT Haï El Badr – Ain Naadja (SALAH & ZEBIRECHE , 2014).

Type de sol	Stratigraphie	Épaisseur	Caractéristiques du sol
Remblai		2m	$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$; $\varphi = 30^\circ$; $C = 5 \text{ KPa}$; $E = 15 \text{ MPa}$
Quaternaire		3 m	$\gamma = 20.5 \text{ KN/m}^3$; $\varphi = 25^\circ$; $C = 40 \text{ KPa}$; $E = 30 \text{ MPa}$
Marne jaunâtre		2.5 m	$\gamma = 20.5 \text{ KN/m}^3$; $K = 1.10^{-8} \text{ m/s}$ $\varphi = 27.5^\circ$; $C = 50 \text{ KPa}$; $E = 45 \text{ MPa}$
Argile sableuse		8.85 m	$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$; $K = 2.10^{-8} \text{ m/s}$ $\varphi = 27.5^\circ$; $C = 60 \text{ KPa}$; $E = 60 \text{ MPa}$
Sable Conglomérat		—	$\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$; $K = 3.10^{-8} \text{ m/s}$ $\varphi = 32.5^\circ$; $C = 15 \text{ KPa}$; $E = 100 \text{ MPa}$

C. Lot 1 : El Harrach centre – Bab Ezzouar – Aéroport HOUARI BOUMEDIENE

Le tronçon reliant El Harrach centre à l'aéroport international Houari Boumediene constitue une section souterraine stratégique traversant une zone géotechnique contrastée (Tableau III.4). Ce parcours est marqué par une succession de formations granulaires et cohésives, ainsi que la présence d'une nappe phréatique localisée à faible profondeur, ce qui impose une approche rigoureuse en matière de conception et de sécurité des ouvrages souterrains.

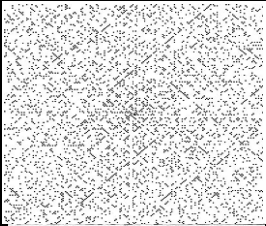
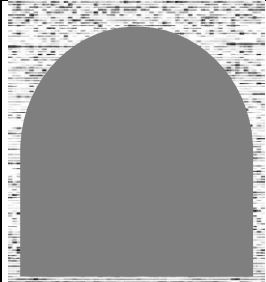
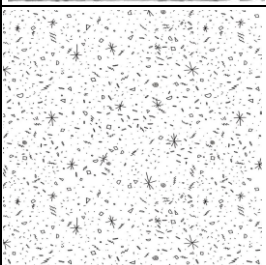
Tableau III.4: Paramètres géotechniques du lot 1 El Harrach Centre – Aéroport (BOUKHECHE & IZRI, 2020).

Type de sol	Stratigraphie	Épaisseur	Caractéristiques du sol
Remblai		4.1 m	$\gamma_{\text{Sat}} = 20 \text{ KN/m}^3$; $\gamma_{\text{Insat}} = 17 \text{ KN/m}^3$; $\phi = 20^\circ$; $C = 0 \text{ KPa}$; $E = 10 \text{ MPa}$
Sable limoneux (Qs)		11.4 m	$\gamma_{\text{Sat}} = 20 \text{ KN/m}^3$; $\gamma_{\text{Insat}} = 17 \text{ KN/m}^3$; $\phi = 34^\circ$; $C = 0 \text{ KPa}$; $E = 60 \text{ MPa}$
Conglomérat (QM-C 1)		2.5 m	$\gamma_{\text{Sat}} = 25 \text{ KN/m}^3$; $\phi = 38^\circ$; $C = 60 \text{ KPa}$; $E = 100 \text{ MPa}$
Sable limoneux (QMs)		8 m	$\gamma_{\text{Sat}} = 20 \text{ KN/m}^3$; $\gamma_{\text{Insat}} = 17 \text{ KN/m}^3$; $\phi = 35^\circ$; $C = 10 \text{ KPa}$; $E = 65 \text{ MPa}$
Argile marneuse (QM)		7.5 m	$\gamma_{\text{Sat}} = 20 \text{ KN/m}^3$; $\gamma_{\text{Insat}} = 17 \text{ KN/m}^3$; $\phi = 22^\circ$; $C = 45 \text{ KPa}$; $E = 64 \text{ MPa}$
Conglomérat (QM-C 2)		4m	$\gamma_{\text{Sat}} = 25 \text{ KN/m}^3$; $\phi = 38^\circ$; $C = 60 \text{ KPa}$; $E = 120 \text{ MPa}$
Sable limoneux (TS)		11m	$\gamma_{\text{Sat}} = 20 \text{ KN/m}^3$; $\gamma_{\text{Insat}} = 17 \text{ KN/m}^3$; $\phi = 36^\circ$; $C = 25 \text{ KPa}$; $E = 70 \text{ MPa}$

D. Lot 2 : Ain Naadja – Baraki

Le tronçon (Ain Naadja – Baraki) constitue une prolongation souterraine du tracé initial, visant à relier la station actuelle d'Ain Naadja à la future station de Baraki. Le tableau ci-dessous présente les données géotechniques essentielles pour cette section.

Tableau III.5: Paramètres géotechniques du lot 2 Ain Naadja – Baraki » (BOUDJELLAL, 2020).

Type de sol	Stratigraphie	Épaisseur	Caractéristiques du sol
Remblai		6.6 m	$\gamma = 22,80 \text{ KN/m}^3$; $\vartheta = 0.2$; $\varphi = 28^\circ$; $C_{\text{ref}} = 5 \text{ KPa}$; $E_{\text{ref}} = 6 \text{ MPa}$; $\psi = 0$; $K_x = 0 \text{ m/day}$; $K_y = 0 \text{ m/day}$; $K_0 = 0.53$; $R_{\text{inter}} = 0.67$
Marne jaune		10 m	$\gamma = 24 \text{ KN/m}^3$; $\vartheta = 0.2$; $\varphi = 27.50^\circ$; $C_{\text{ref}} = 150 \text{ KPa}$; $E_{\text{ref}} = 30 \text{ MPa}$; $\psi = 0$; $K_x = 2 \times 10^{-8} \text{ m/day}$; $K_0 = 0.63$; $K_y = 2 \times 10^{-8} \text{ m/day}$; $R_{\text{inter}} = 0.67$
Sable jaune à marron		13.4 m	$\gamma = 25.20 \text{ KN/m}^3$; $\vartheta = 0.2$; $\varphi = 33^\circ$; $C_{\text{ref}} = 15 \text{ KPa}$; $E_{\text{ref}} = 80 \text{ MPa}$; $\psi = 0.3$; $K_x = 1 \times 10^{-4} \text{ m/day}$; $K_0 = 0.46$; $K_y = 1 \times 10^{-4} \text{ m/day}$; $R_{\text{inter}} = 0.67$

III.4 Conclusion

Ce chapitre a permis de dresser un panorama complet du métro d'Alger, tant du point de vue historique et technique que géologique et géotechnique. À travers l'analyse de son évolution, de son tracé, nous avons mis en lumière les spécificités de cette infrastructure. L'étude des données du site, a révélé la complexité des conditions du sous-sol algérois. Ces éléments ont montré que la réalisation d'un tel projet nécessite une compréhension fine des sols traversés et une attention particulière portée aux risques géotechniques liés aux variations de terrain, aux nappes phréatiques et à l'instabilité potentielle de certaines zones. Cette compréhension préalable permet de renforcer la fiabilité et la pertinence de la simulation numérique.

Chapitre IV

Étude numérique d'un tunnel par PLAXIS

IV.1 Introduction

Étant donné la complexité des mouvements induits par le creusement de tunnels, il semble essentiel de disposer d'un outil de calcul fiable pour simuler ces déplacements, qui représentent un comportement particulièrement délicat.

Ce chapitre présente une simulation bidimensionnelle de la réponse hydro-mécanique d'un massif de sol lors du creusement d'un tunnel, à savoir le métro d'Alger.

Les principales étapes abordées dans ce travail sont :

- La description du logiciel de calcul PLAXIS ;
- La réalisation d'un exemple de calcul pour le tunnel du métro d'Alger ;
- Une étude paramétrique et géométrique.

IV.2 Présentation de l'outil de calcul PLAXIS

IV.2.1 Introduction

L'évolution technologique incite les ingénieurs à concevoir des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des normes de sécurité strictes. Pour concrétiser ces projets, et en raison de la difficulté des méthodes analytiques classiques pour analyser la résistance des matériaux, ils recourent à des techniques de simulation du comportement de systèmes physiques complexes.

Avec les progrès en informatique et en mathématiques, notamment en théorie de l'énergie, en méthodes de projection et en techniques d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue l'une des plus performantes en calcul numérique, avec une large application dans de nombreux secteurs industriels tels que l'aérospatiale, le nucléaire, le génie civil, la construction navale, la mécanique et l'électronique (IMBE 79).

PLAXIS est un logiciel basé sur la méthode des éléments finis en 2D-3D, conçu spécifiquement pour analyser la déformation et la stabilité en ingénierie géotechnique. Les situations réelles peuvent être modélisées en utilisant un modèle plan ou axisymétrique. Son interface graphique intuitive facilite la création rapide d'un modèle géométrique et d'un maillage d'éléments finis à partir de la coupe verticale de l'ouvrage concerné. Fonctionnant sous environnement Windows, PLAXIS fonctionne à travers quatre modules : Input, Calcul, Output et Curves.

IV.2.2 Le programme d'entrée de données (Input):

Le logiciel dispose de toutes les fonctionnalités indispensables pour élaborer et ajuster un modèle géométrique, créer le maillage d'éléments finis, et définir les conditions initiales.

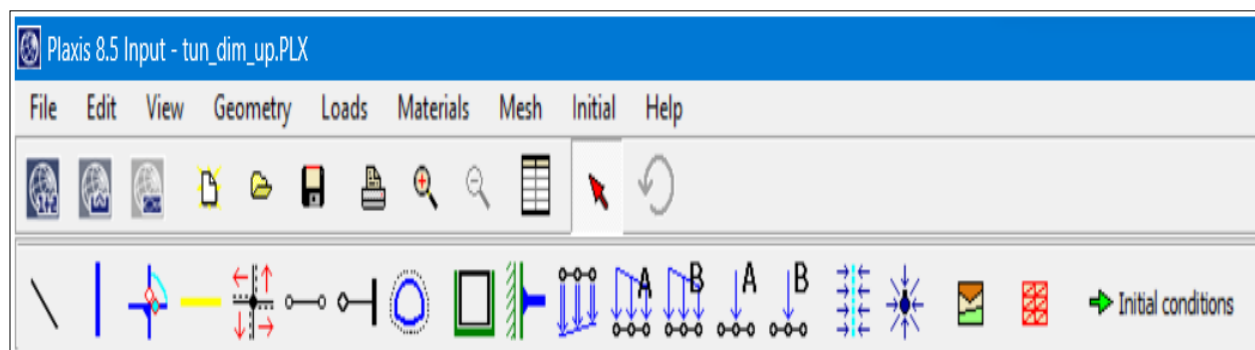


Figure IV.1: Le programme d'entrée de données (Input).

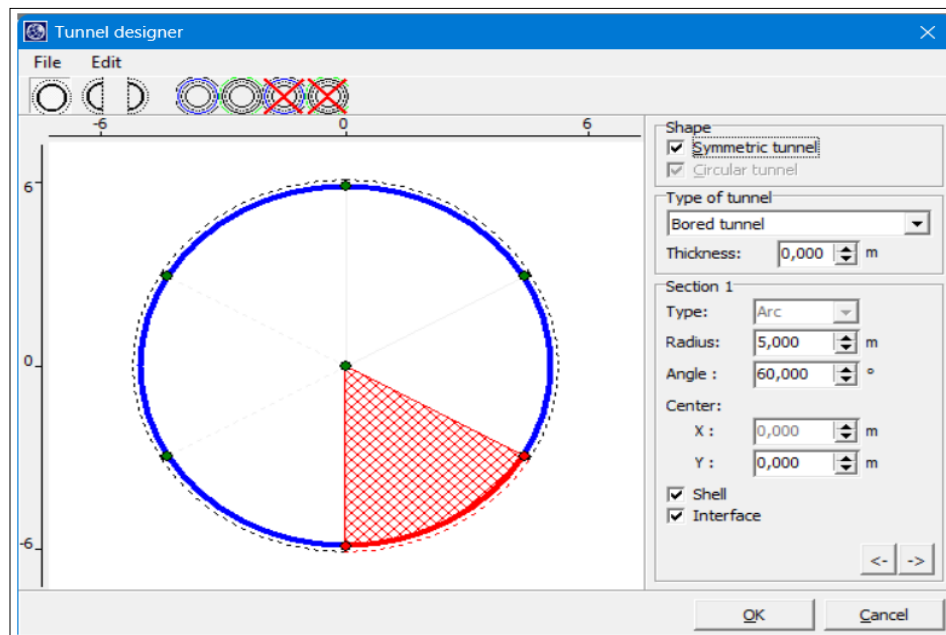


Figure IV.2: Caractéristiques géométriques du tunnel.

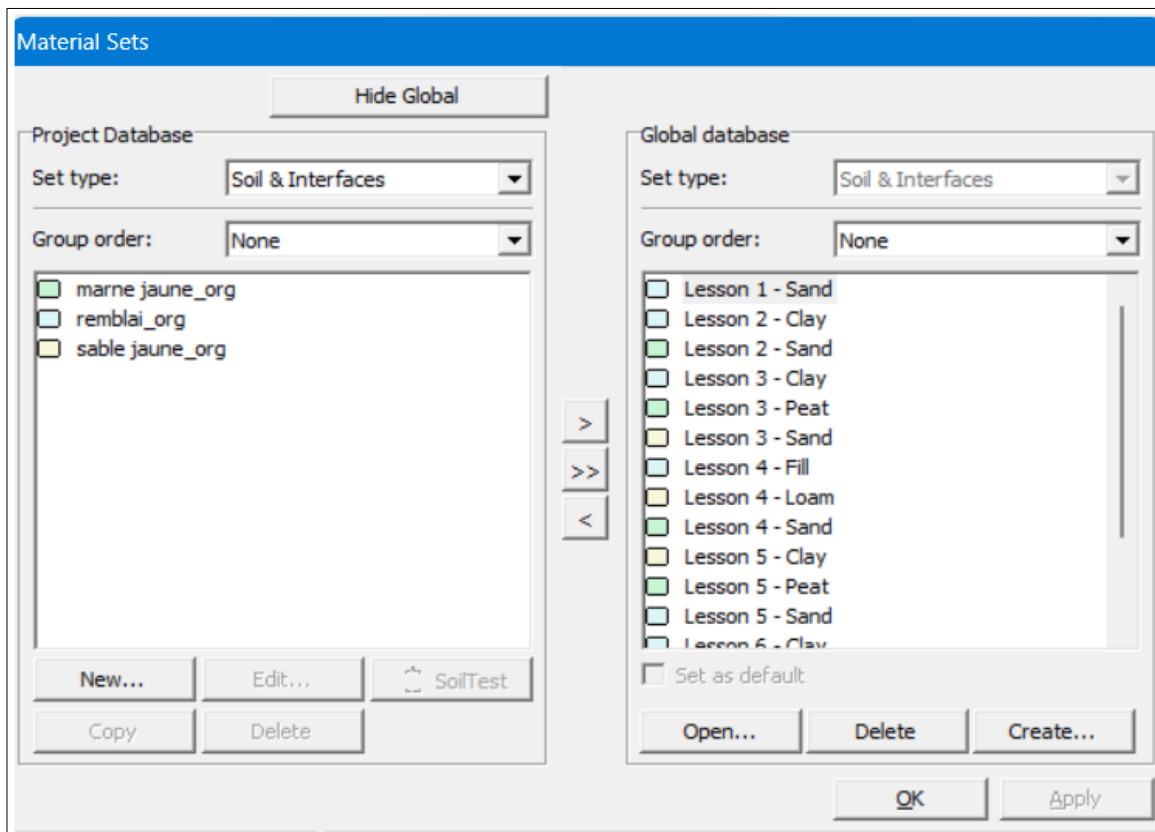


Figure IV.3: Caractéristiques géotechniques du sol.

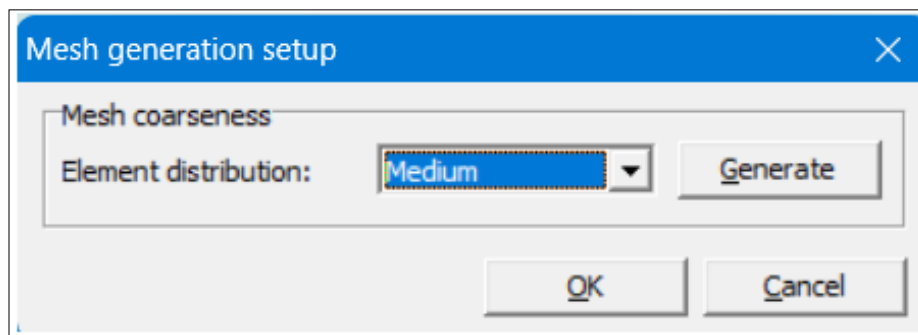


Figure IV.4: Génération du maillage.



Figure IV.5: Calcul hydraulique 151.

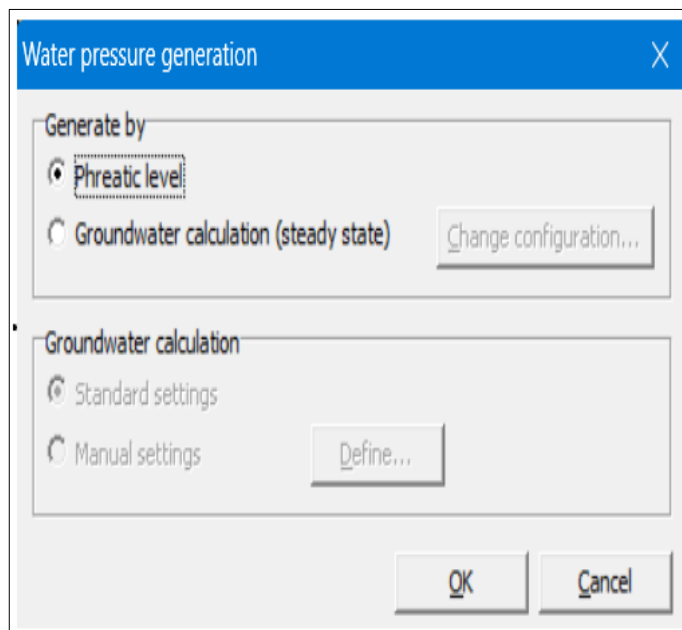


Figure IV.6: Génération d'eau.

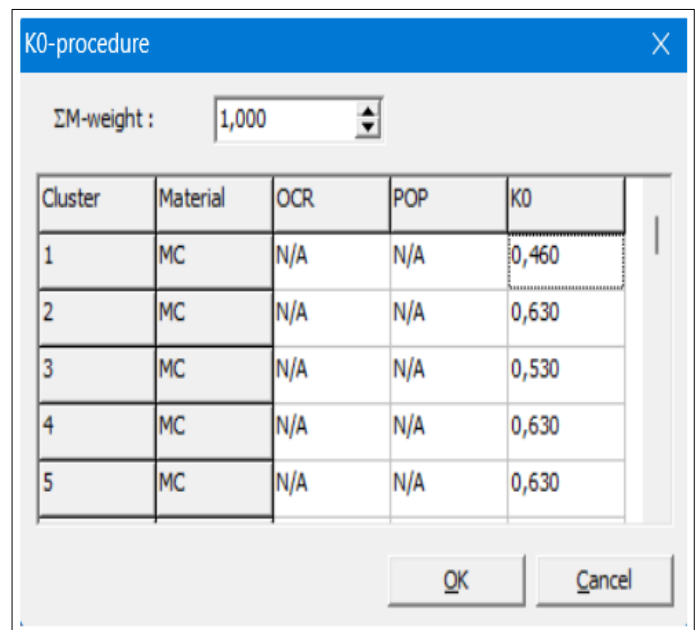


Figure IV.7: Génération des contraintes.

IV.2.3 Le programme de calcul (Calculations)

Ce logiciel inclut tous les outils nécessaires pour définir et lancer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début de la simulation, l'utilisateur doit sélectionner le projet pour lequel les calculs seront effectués.

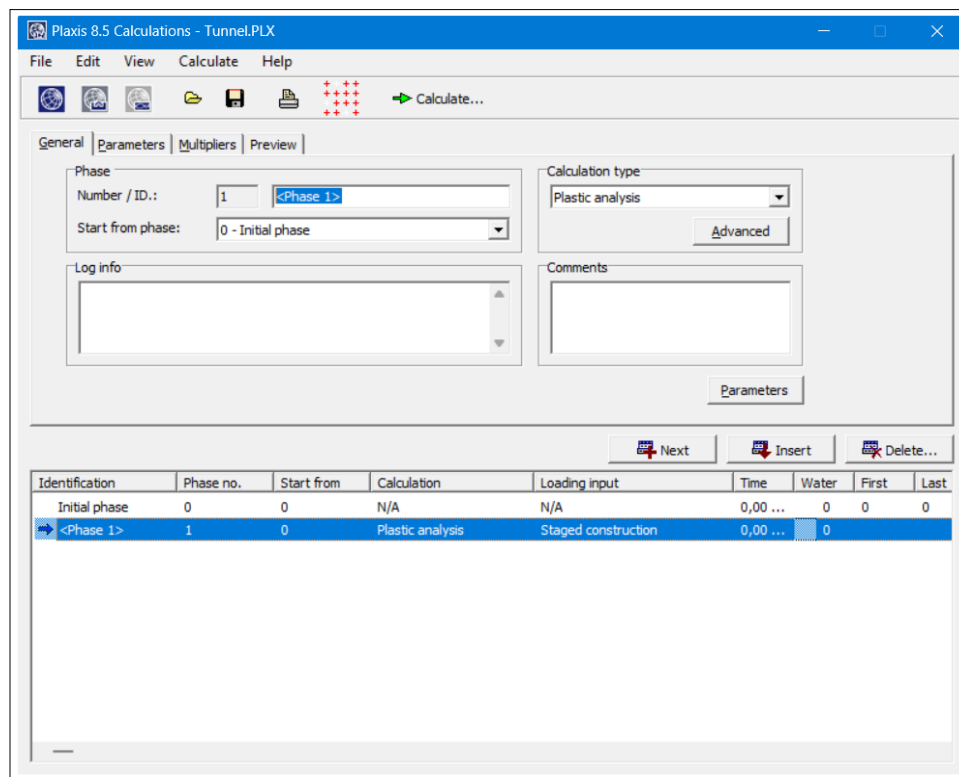


Figure IV.8: Le programme de calcul (Calculations).

IV.2.4 Le programme de résultats (Output)

Ce logiciel dispose de tous les outils pour visualiser les résultats des données et des calculs d'éléments finis. Lors de la phase de consultation des résultats, l'utilisateur doit sélectionner le modèle, la phase de calcul ou le numéro du pas correspondant à l'affichage souhaité.

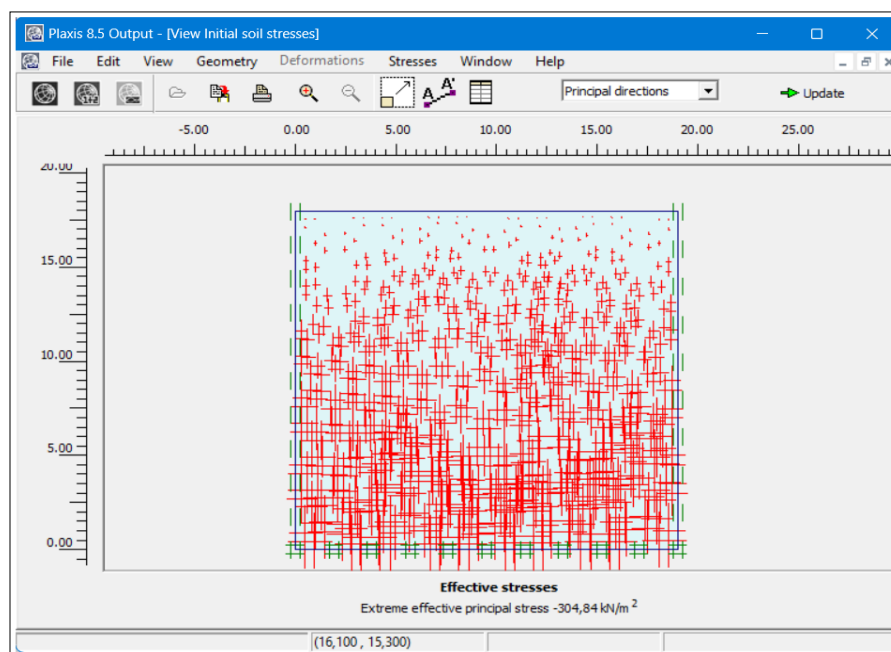


Figure IV.9: Le programme de résultats (Output).

IV.2.5 Le programme courbes (Curves)

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

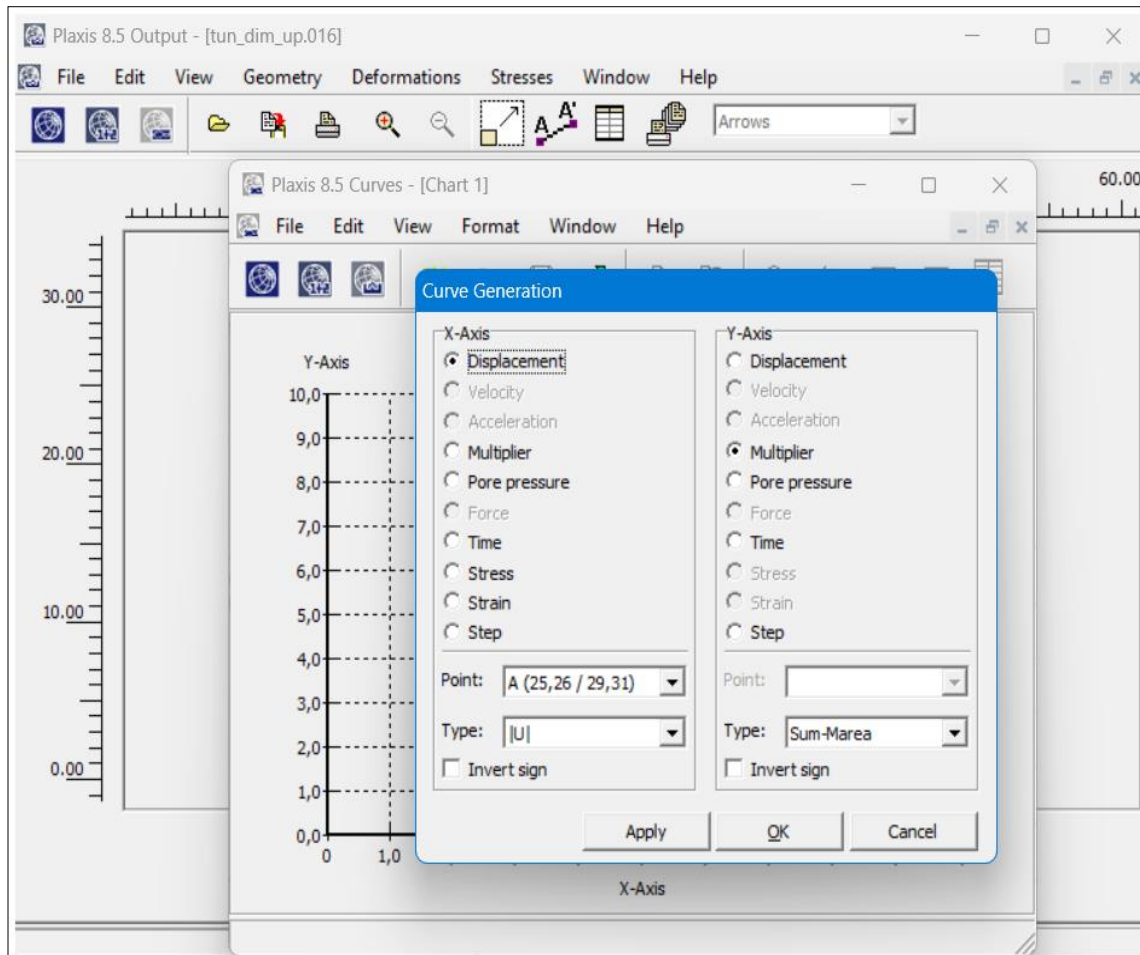


Figure IV.10: Le programme courbes (Curves).

IV.2.6 Les modèles de comportement dans PLAXIS

IV.2.6.1 Modèle de MOHR-COULOMB

Le modèle de Mohr-Coulomb, est une loi élastique parfaitement plastique, sert à représenter de façon approximative le comportement de divers matériaux géotechniques. Il est particulièrement adapté aux sols pulvérulents tels que les sables, aux sols cohérents à long terme comme les argiles et les limons, ainsi qu'à certaines roches. Dans ce modèle, la phase élastique du comportement des matériaux est caractérisée par l'élasticité linéaire isotrope, conformément à la loi de Hooke (BRINKGREVE, 2003).

Dans le plan de MOHR, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \varphi + C \quad (\text{IV.1})$$

Où : σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, C et φ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol.

Ce modèle nécessite 5 paramètres fondamentaux, qui sont:

- Module de Young E ;
- Coefficient de Poisson ν ;
- Angle de dilatance ψ ;
- Angle de frottement interne φ ;
- Cohésion C (BRINKGREVE, 2003).

Figure IV.11: Fenêtre des paramètres de MOHR-COULOMB.

IV.2.6.2 Le modèle Hardening Soil

Le modèle Hardening Soil constitue une méthode avancée pour représenter le comportement des sols de manière réaliste.

Il s'appuie sur trois paramètres mécaniques pour caractériser la rigidité du sol selon les conditions de chargement :

- Le module de chargement triaxial E_{50} .
- Le module de déchargement triaxial E_{ur} .
- Le module œdométrique E_{oed} (BRINKGREVE, 2003).

Figure IV.12: Fenêtre des paramètres de Hardening Soil.

Ces paramètres permettent de capturer les variations de rigidité du sol en fonction de la nature des sollicitations. En pratique, on observe fréquemment que E_{ur} est environ trois fois supérieur à E_{50} , tandis que E_{oed} est généralement proche de E_{50} . Néanmoins, cette relation peut évoluer selon la nature du sol : les sols très souples ou très rigides présentent souvent des rapports différents entre E_{oed} et E_{50} , ce qui rend l'utilisation de ce modèle particulièrement pertinente pour une analyse fine du comportement des matériaux géotechniques (BRINKGREVE, 2003).

IV.3 Établissement d'un modèle de référence pour le métro d'Alger

Cette partie présente la modélisation numérique (2D) de point kilométrique (0+11, 0+24) qui se trouve dans le tronçon D9 (AIN NAAJA – BARAKI). Pour des raisons d'estimer l'interaction sol– structure et les mouvements de terrain engendré par le creusement de tunnel.

Pour que le logiciel PLAXIS puisse faire les calculs correctement et complètement, on doit lui saisir toutes les données du projet suivantes :

IV.3.1 Modèle bidimensionnel 2D

IV.3.1.1 Partie I : Input

IV.3.1.1.1 Hypothèses géométriques et géotechniques

A. Coupe géologique et géométrie de modèle

La coupe géologique (Figure IV.13) montre qu'on a trois couches de sol composant la géologie du site :

- Une couche de remblai en surface de 6.6 m de profondeur ;
- Une couche de marne jaune de 10 m d'épaisseur;
- Une couche de sable jaune avec passage de grés de 13.4 m d'épaisseur.

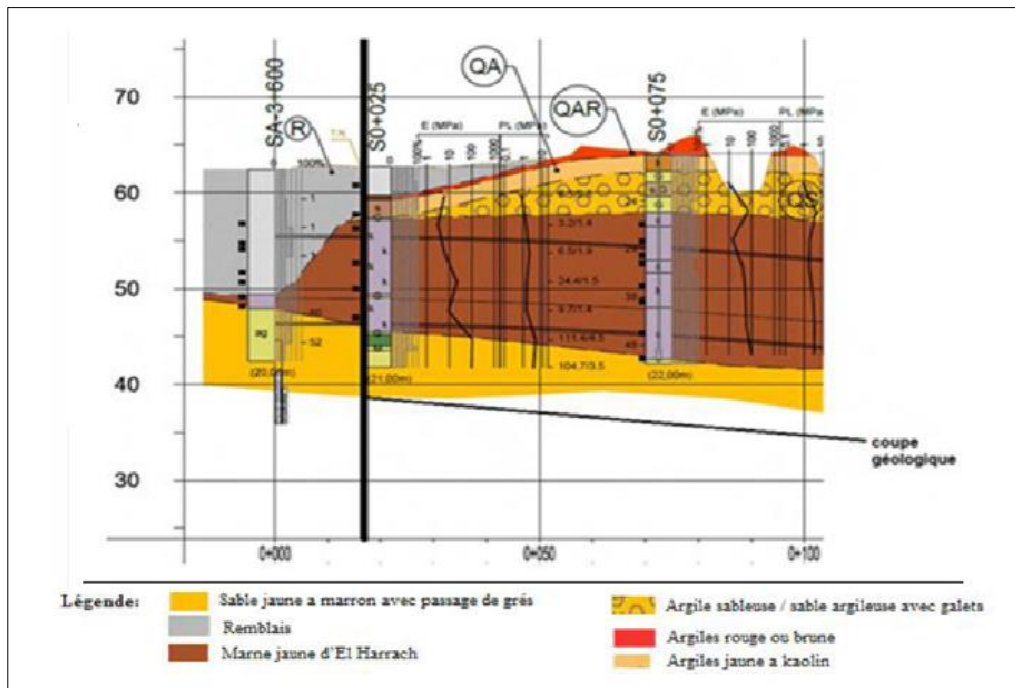


Figure IV.13: Le profil géologique de tronçon D9 (AIN NAAJA – BARAKI).

B. La géométrie du modèle

Le tronçon sera modélisé par un modèle géométrique plan (2D) de 50 m de largeur (X) sur 30 m de profondeur (Y). Ce modèle est présenté sur la figure ci-dessous.

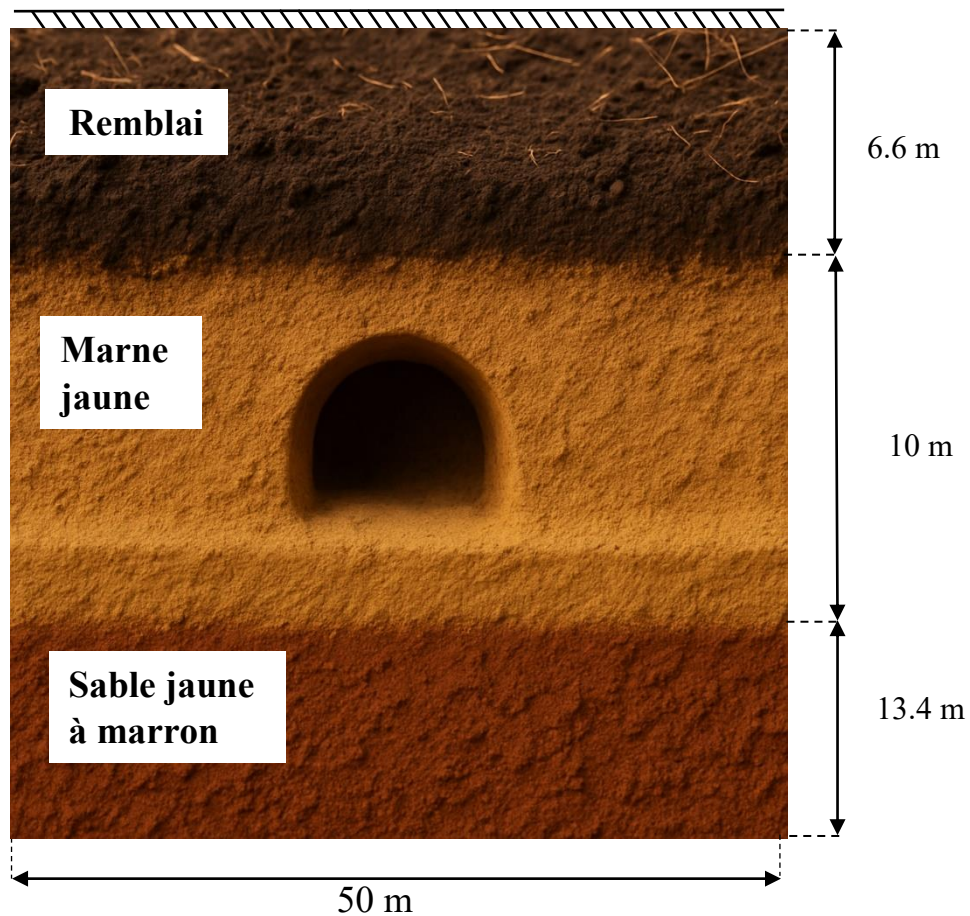


Figure IV.14: Vue en coupe du tronçon.

C. La géométrie du tunnel

Les caractéristiques géométriques du tunnel, telle que le type de tunnel est l' NATM.

Tableau IV.1: Les propriétés géométriques de la section de tunnel NATM.

Section	Type de section	Longueur / rayon (m)	Angle (°)
1	Arc	10.060	19.010
2	Arc	3.720	44.560
3	Arc	1.750	26.430
4	Arc	10.060	19.010
5	Arc	4.718	70.990

- L'épaisseur du soutènement est 30cm (contient le béton projeté et les cintres métalliques HEB160) ;
- L'adhérence béton/sol est supposée parfaite;
- La couverture au-dessus de la voûte du tunnel vers la surface est de 6.5 m.

On présente la géométrie du modèle dans la figure ci-dessous faite par PLAXIS :

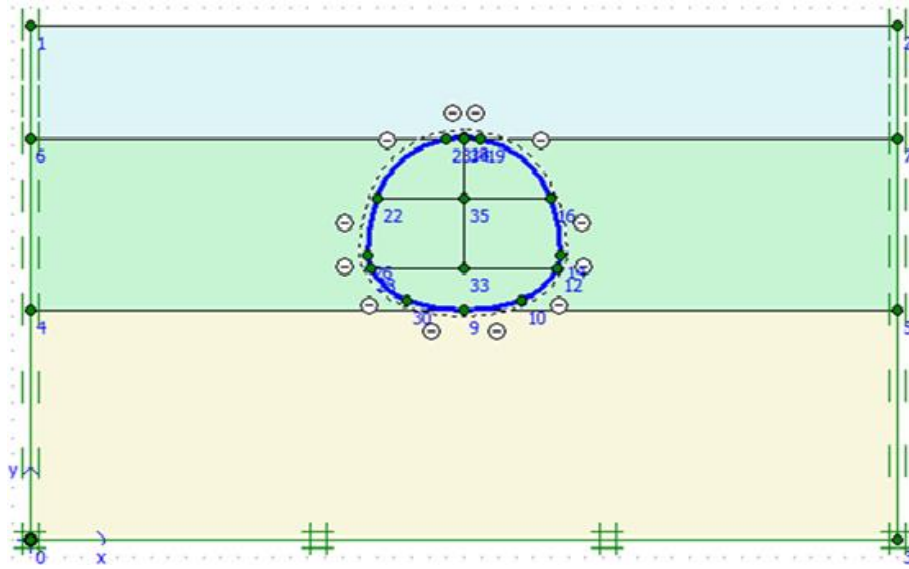


Figure IV.15: Modèle géométrique du projet.

D. Conditions aux limites

On choisit les conditions aux limites par défaut, déplacements libres sur les deux cotés verticaux et bloqués au fond (Figure IV.16).

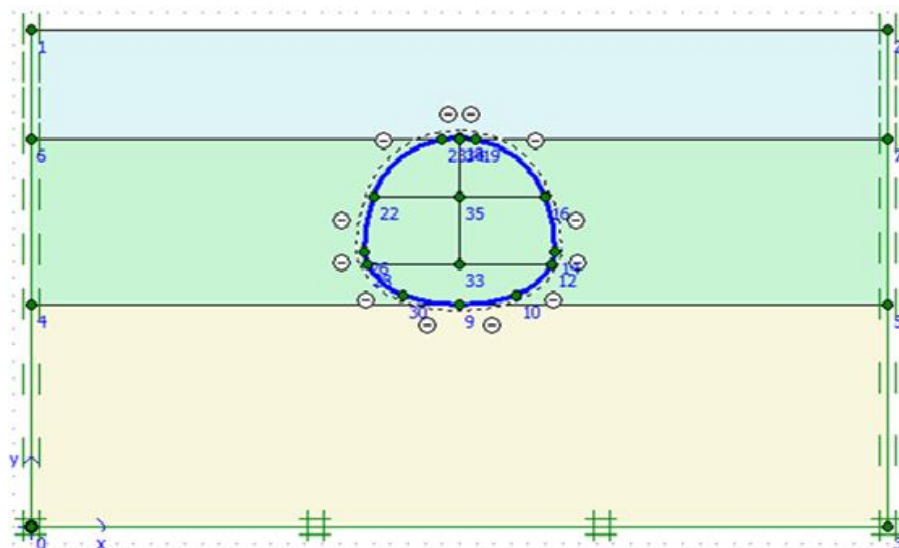


Figure IV.16: Les conditions aux limites suivant le plan (X, Y).

E. Caractéristiques des matériaux

1. Présentation des éléments structuraux utilisés

Un type d'élément structural, présent dans les codes PLAXIS, a été utilisé pour simuler le soutènement mis en place lors de l'excavation de tunnel.

- **Plaques**

Nous avons utilisé des plaques (éléments de structure) pour modéliser des structures situées dans le sol, telles que les cintres, qui présentent une rigidité en flexion EI et une raideur dans la direction normale EA , toutes deux significatives.

Leurs rigidités équivalentes ont été déterminées par homogénéisation en fonction, selon le cas, des épaisseurs de béton projeté et des types de cintres. Étant donné la présence de deux éléments (cintres et béton projeté), il est pertinent d'utiliser des rigidités flexionnelle et normale équivalentes. Le calcul de ces rigidités est effectué comme suit :

$$E_{Aeq} = (E_b \times A_b) + \left(\frac{E_{cint}}{E_b} - 1 \right) E_b \frac{A_{cint}}{d} \quad (IV.2)$$

$$E_{Ieq} = (E_b \times I_b) + \left(\frac{E_{cint}}{E_b} - 1 \right) E_b \frac{I_{cint}}{d} \quad (IV.3)$$

Le Tableau IV.2 représente les caractéristiques mécaniques du béton projeté et des cintres.

Tableau IV.2: Caractéristiques mécaniques du béton projeté et des cintres.

	E [MPa]	A [m ²]	I [m ⁴]	d [m]	E_{Aeq} [kN/m]	E_{Ieq} [kNm]	$W = d \times 25$ [kN]	ν	d_{eq} [m]
Béton projeté C25	$31e^6$	0.3	$2.25e^{-3}$	0.3	$8.7e^6$	$6.7e^4$	7.5	0.2	0.3
Cintres HEB 160	$21e^4$	$54e^{-4}$	$2.492e^{-5}$	0.3					

Les treilles soudés ont été négligée dans l'homogénéisation car leur rigidité est très petite par rapport à la rigidité du Béton.

2. Propriétés des sols

Le tableau suivant résume les caractéristiques géotechniques des différentes couches de sol au PK 0+220 de tunnel dans le tronçon D9 (AIN NAAJA – BARAKI).

Tableau IV.3: Caractéristiques des sols.

Mohr-Coulomb		Remblai	Marne jaune	Sable jaune
Type		Undrained	Undrained	Undrained
γ_{Unsat}	[kN/m ³]	22.80	24.00	25.20
γ_{sat}	[kN/m ³]	22.80	24.00	25.20
K_x	[m/day]	0.000	2 E-8	1 E-4
K_y	[m/day]	0.000	2 E-8	1 E-4
E_{ref}	[kN/m ²]	6000.000	30000.000	80000.000
ν	[-]	0.200	0.200	0.200
C_{ref}	[kN/m ²]	5.00	150.00	15.00
ϕ	[°]	28.00	27.50	33.00
ψ	[°]	0.00	0.00	0.30
R_{inter}	[-]	0.67	0.67	0.67
Coefficient de pousse de terre au repos $K_0 = 1 - \sin\phi$		0.53	0.63	0.46

3. Génération du maillage

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 314 éléments et le nombre des nœuds est de 2717 nœuds. Le maillage est medium et on a raffiné au tour du tunnel.

La Figure IV.17 représente le maillage du modèle.

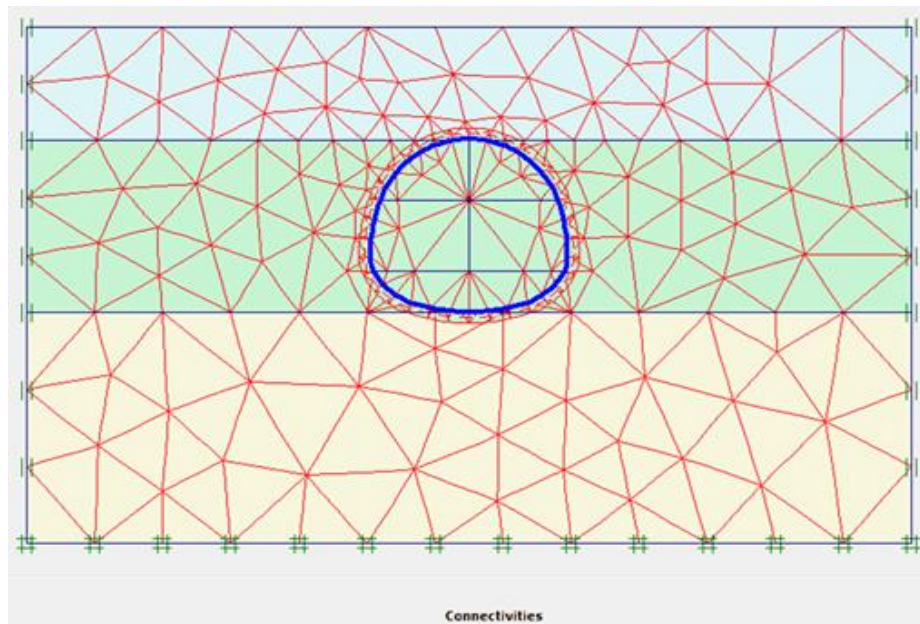


Figure IV.17: Maillage du modèle.

F. Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

1. Conditions hydrauliques

Dans ce projet la nappe phréatique est présente à la surface (Figure IV.18).

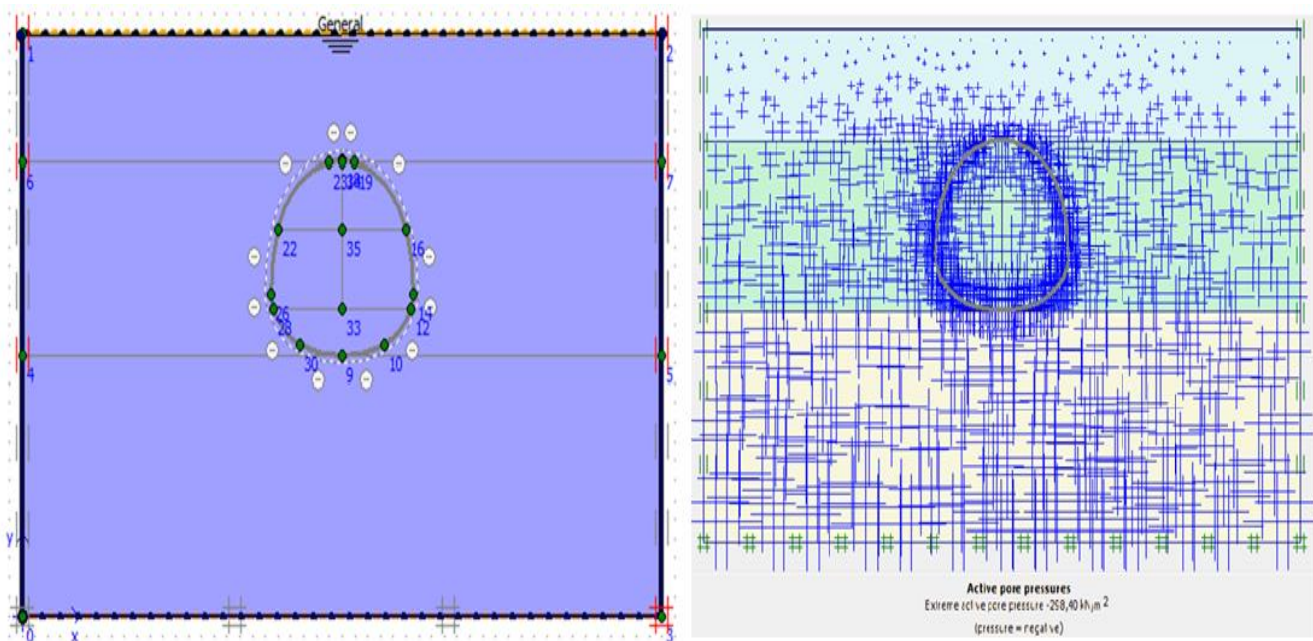


Figure IV.18: Conditions hydrauliques initiales.

2. Contraintes initiales

On génère les contraintes initiales (Figure IV.19).

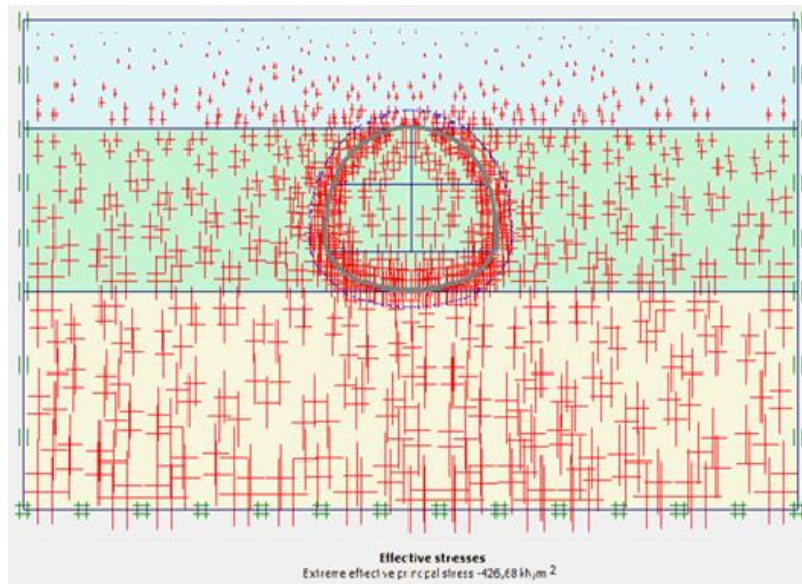


Figure IV.19: Génération des contraintes initiales.

IV.3.1.2 Partie II : Calcul

IV.3.1.2.1 Insertion du coefficient de déconfinement (β)

L'effet tridimensionnel associé au creusement du tunnel est considéré dans la modèle bidimensionnelle grâce à l'utilisation d'un coefficient de déconfinement β ($\beta = 1 - \Sigma M \text{ stage}$) (Figure IV.20). En effet à un stade intermédiaire de calcul numérique, à chaque activation d'une excavation ou d'un élément de soutènement, le programme PLAXIS calculât souhaite introduire ce coefficient.

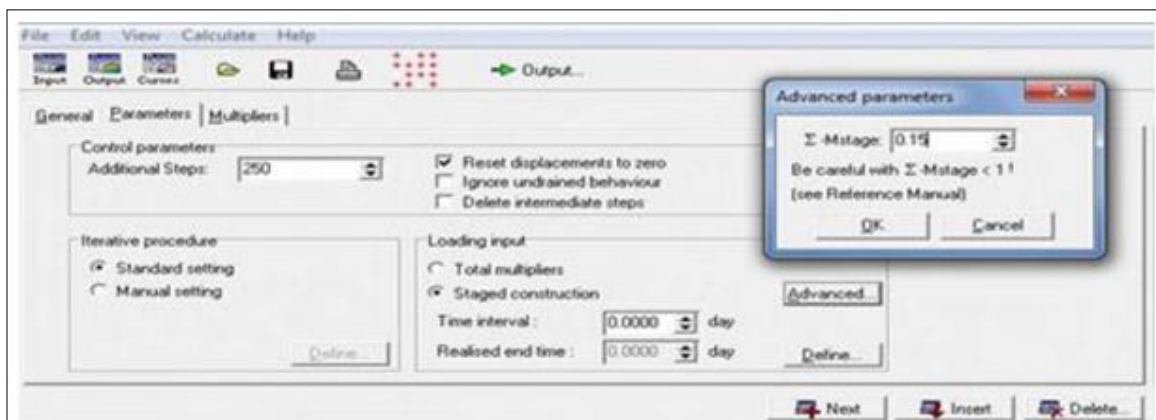


Figure IV.20: Insertion du coefficient de déconfinement β ($\beta = 1 - \Sigma M \text{ stage}$) aux modèles.

D'après la formule suivante on calcule le taux de déconfinement (β) :

$$\beta(x) = 1 - 0.7575 \left(\frac{1}{1 + \frac{4}{3} x \frac{x}{R}} \right) \quad (\text{IV. 4})$$

Où :

x : distance par rapport au front de taille (en m) ;

R : rayon du tunnel ;

$\beta(x)$: coefficient de déconfinement à la position x .

Le tableau suivant représente les différents taux de déconfinement β .

Tableau IV.4: Les différents taux de déconfinement β .

Avancement (X en m)	Rayon de tunnel (R en m)	Taux de déconfinement (β)	ΣM stage = $1 - \beta$ (insérer dans PLAXIS 2D)
Calotte (1) 8.8 m	5.01	0.93	0.07
Calotte (2) 6.8 m	5.01	0.9	0.1
Radier 4.8 m	3.5	0.85	0.15

IV.3.1.2.2 Modélisation de creusement de tunnel NATM

- **Phase 0** : le modèle est resté en état initial;
- **Phase 1** : On désactive le sol à l'intérieur de la calotte 1 du tunnel, et on active le soutènement de la première calotte avec ΣM stage = 0.07 (Figure IV.21).

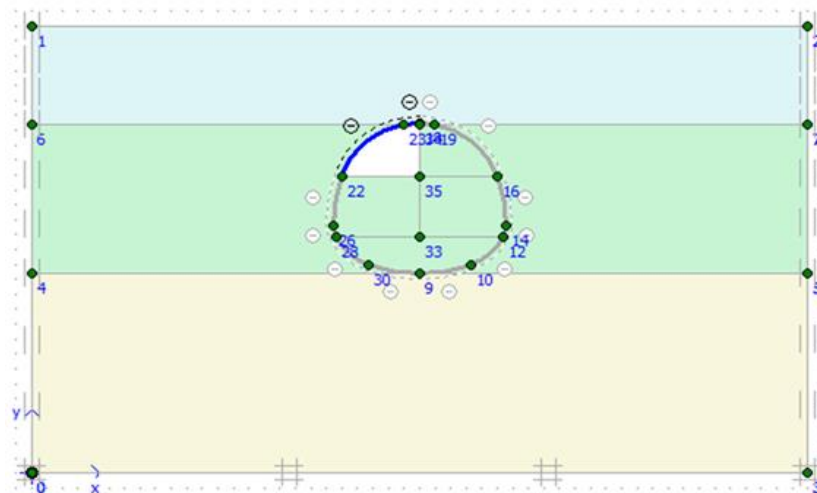


Figure IV.21: Creusement de la calotte 1 avec l'activation de soutènement.

- **Phase 2 :** On désactive le sol à l'intérieur de la calotte 2 du tunnel, et on active le soutènement de la première calotte avec $\Sigma M \text{ stage} = 0.07$ (Figure IV.22).

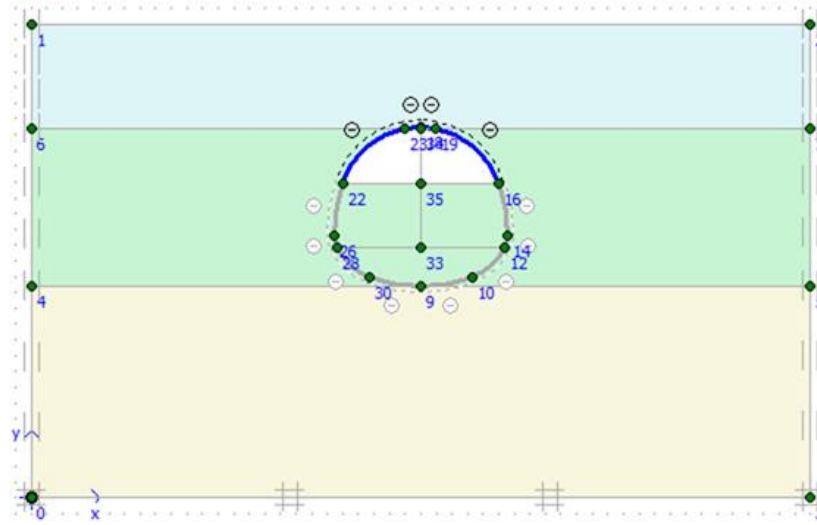


Figure IV.22: Creusement de la calotte 2 avec l'activation de soutènement.

- **Phase 3 :** On désactive le sol en dessous de la calotte 1, et on active le soutènement avec $\Sigma M \text{ stage} = 0.1$ (Figure IV.23).

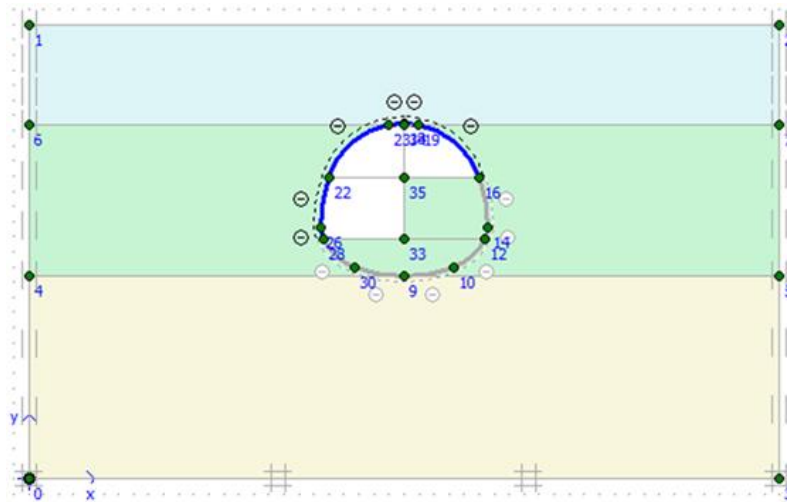


Figure IV.23: Creusement de la section en dessous la calotte 1 avec l'activation de soutènement.

- **Phase 4 :** On désactive le sol en dessous de la calotte 2, et on active le soutènement avec $\Sigma M \text{ stage} = 0.1$ (Figure IV.24).

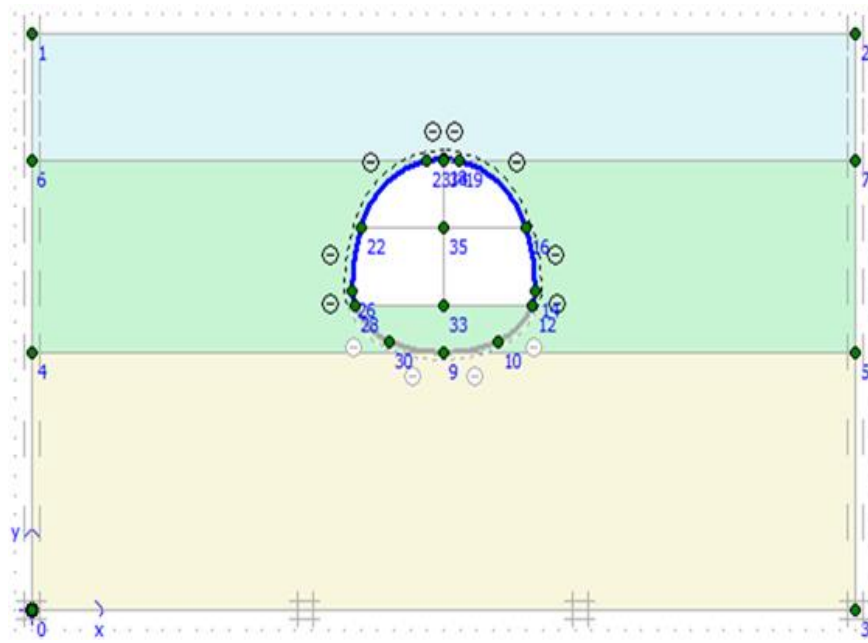


Figure IV.24: Creusement de la section en dessous la calotte 2 avec l'activation de soutènement.

- **Phase 5 :** On désactive le sol à l'intérieur du stross/radier, et on active le soutènement de stross /radier avec $\Sigma M \text{ stage} = 0.15$ (Figure IV.25).

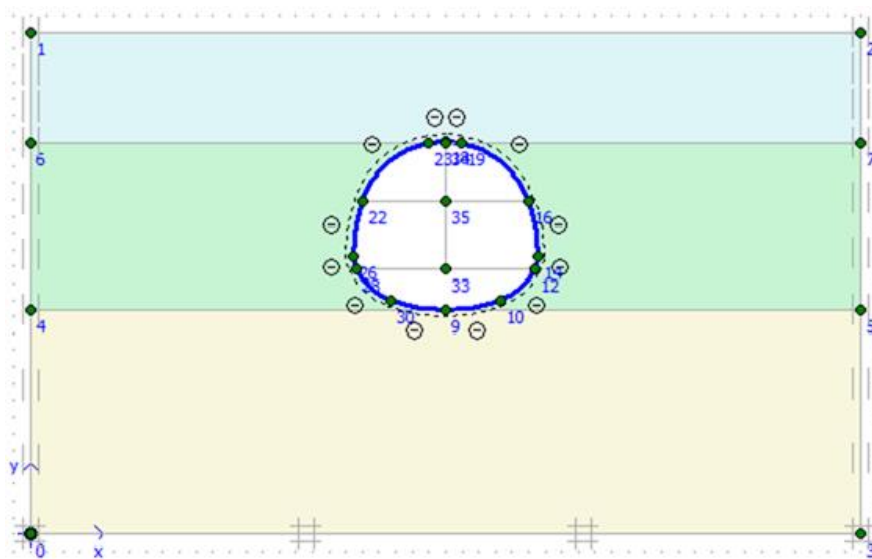


Figure IV.25: Creusement total de tunnel avec l'activation de soutènement.

- **Phase 6 :** consolidation a 300 jours. Sans oublier de vider chaque section de l'eau on précisant que le cluster est sec.

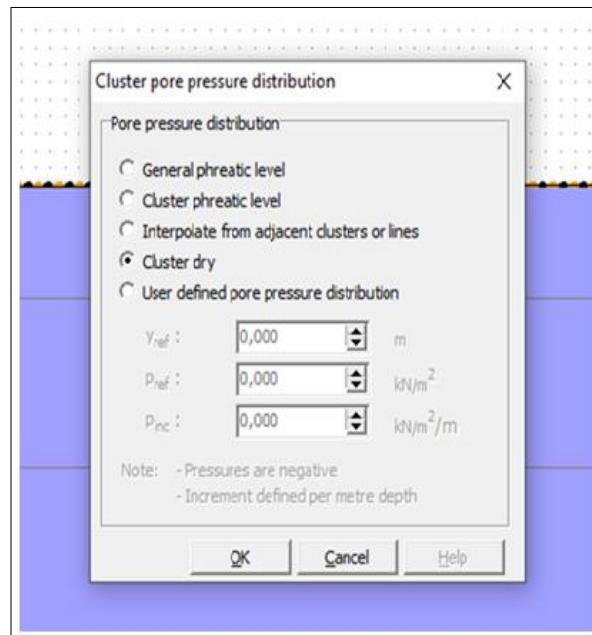


Figure IV.26: Sec cluster.

IV.3.1.3 Résultats obtenus

Dans cette partie, on va présenter Les résultats obtenus :

La Figure IV.27 montre le maillage déformé en présence du tunnel.

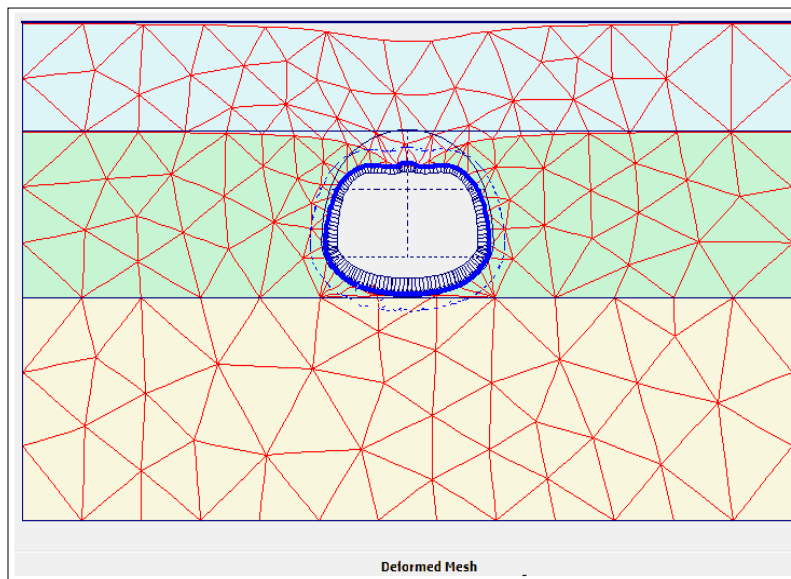


Figure IV.27: Maillage déformé en présence du tunnel.

La Figure IV.28 illustre la répartition des déplacements totaux autour du tunnel. Les zones colorées indiquent clairement que les plus fortes déformations sont localisées juste au-dessus de la voûte du tunnel, atteignant jusqu'à environ **29.79 mm**.

Ces déplacements diminuent progressivement en s'éloignant de la cavité, aussi bien verticalement que latéralement. Contrairement à ce qui est souvent observé, la surface du terrain reste relativement stable, suggérant une profondeur suffisante du tunnel et une bonne cohésion du sol de couverture.

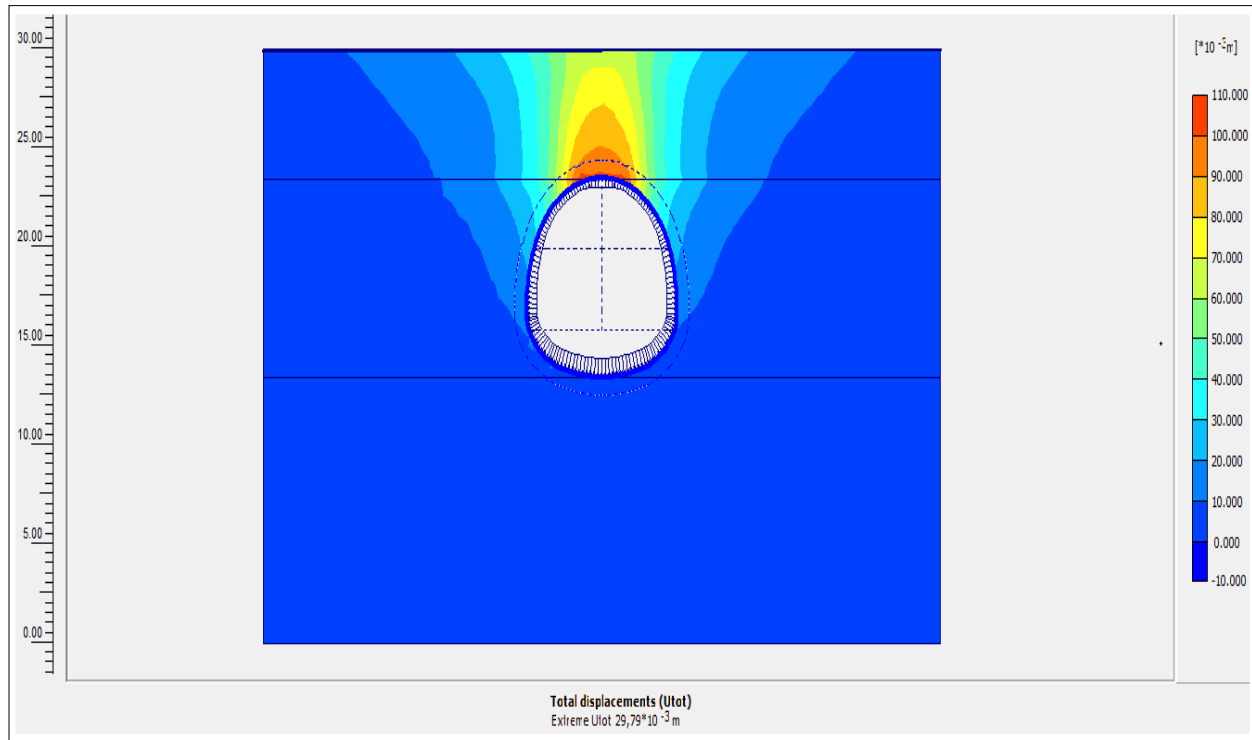


Figure IV.28: Déplacement total.

On note également une légère asymétrie dans la distribution des déplacements autour de la calotte du tunnel. La partie supérieure gauche présente des déplacements légèrement plus marqués, ce qui peut s'expliquer par l'ordre de creusement : cette section ayant été excavée en premier, elle a subi un relâchement de contraintes plus important et plus précoce que la partie droite. Cette asymétrie met en évidence l'influence de la chronologie d'excavation sur la réponse mécanique du sol.

IV.3.1.3.1 Les déplacements

A. En Clé de voûte

- Le déplacement total est de : $U_{\text{tot}} = 29.43 \text{ mm}$;
- Le déplacement suivant l'axe X : $U_X = 8.63 \text{ mm}$;
- Le déplacement suivant l'axe Y : $U_Y = 29.42 \text{ mm}$.

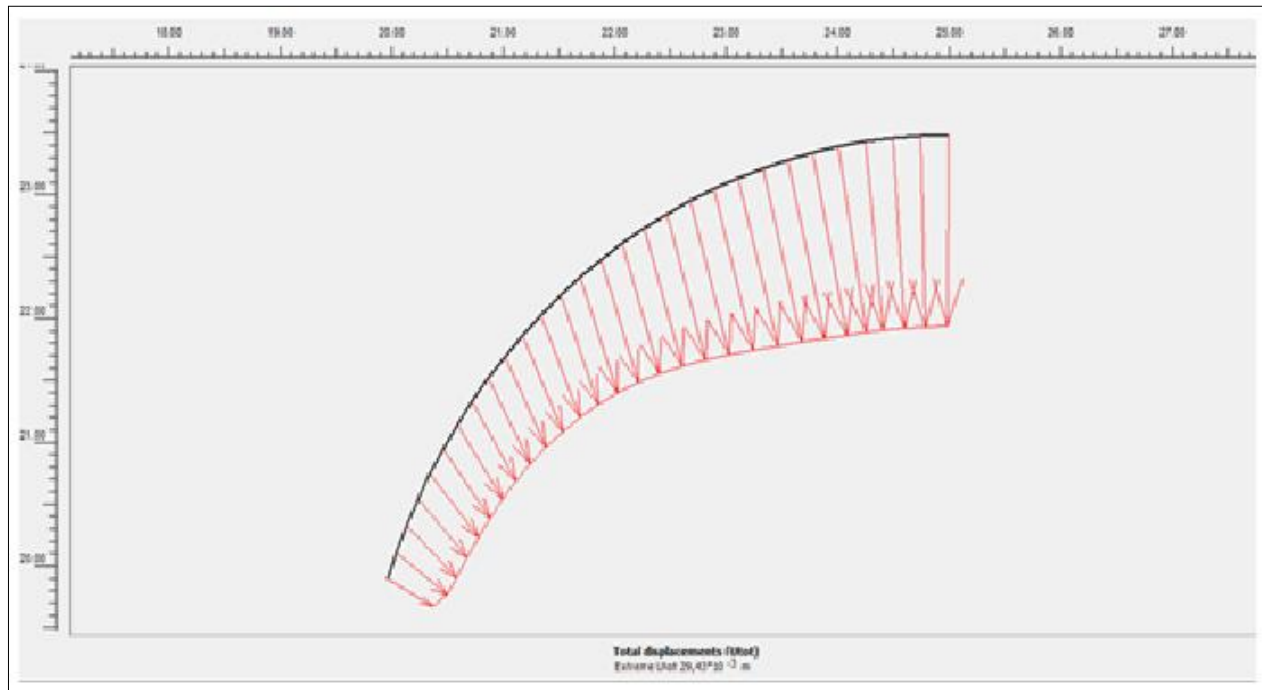


Figure IV.29: Le déplacement total en clé de voûte.

B. En surface

- Le déplacement total : $U_{\text{tot}} = 15.3 \text{ mm}$;
- Le déplacement maximal suivant l'axe X : $U_X = -6.10 \text{ mm}$;
- Le déplacement maximal suivant l'axe Y : $U_Y = 15.27 \text{ mm}$.

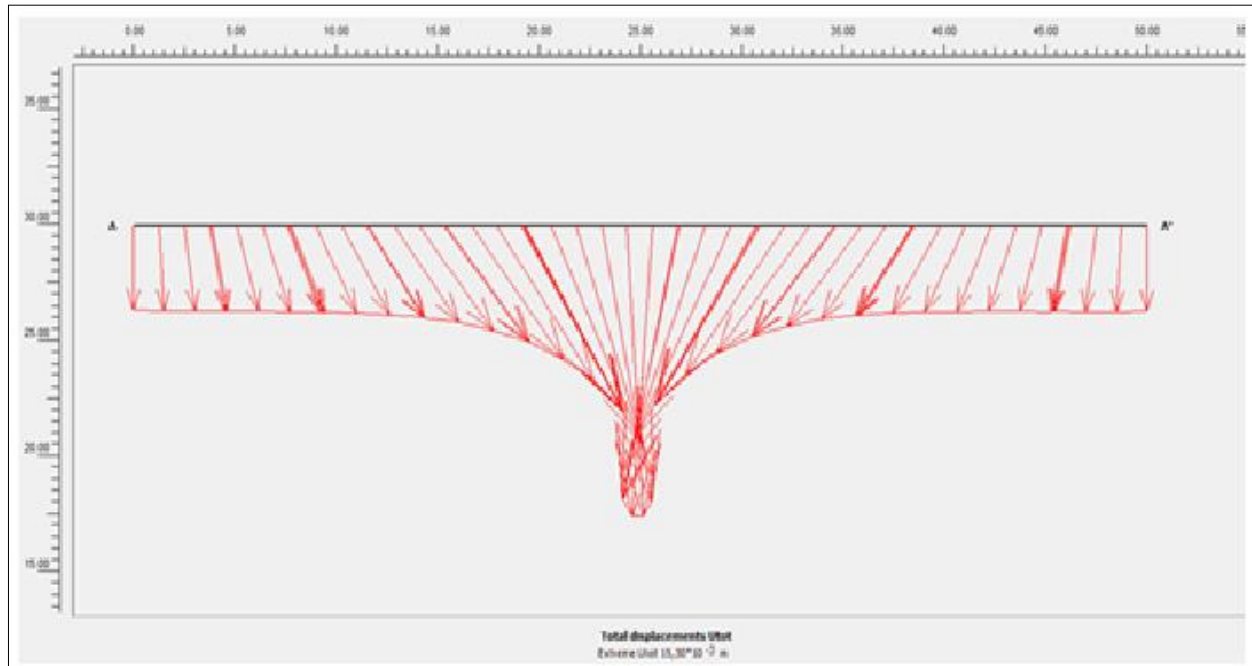


Figure IV.30: Le déplacement total de la surface.

IV.3.1.3.2 Courbes de déplacements

On sélectionne des coupes dans la surface de modèle, dans la clé de voûte, la Calotte droite et à 10 m de la Calotte du tunnel pour voir la variation de tassement (Figure IV.31).

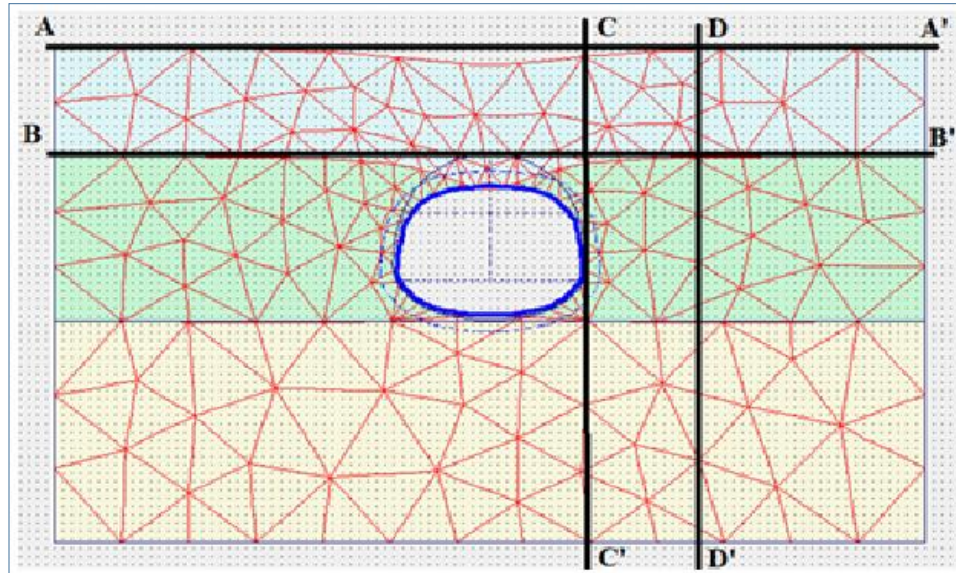


Figure IV.31: Les différentes coupes.

Avec :

- **Coupe A - A' :** en surface ;
- **Coupe B - B' :** dans la clé de voûte du tunnel ;
- **Coupe C - C' :** dans la calotte ;
- **Coupe D - D' :** à 10 m à gauche du calotte.

IV.3.1.3.3 Interprétation des résultats

1. Coupe horizontale A - A' (en surface)

- **Déplacement vertical :**
 - Courbe en cuvette typique (en V) centrée au-dessus du tunnel → tassement dû au creusement.
 - Maximum atteint ≈ -0.015 m, indiquant une déformation modérée à la surface.
- **Déplacement horizontal :**
 - Courbe dissymétrique, légère poussée vers l'extérieur de part et d'autre du tunnel.
 - Maximum horizontal ≈ 0.006 m → effet de soulèvement latéral du terrain, typique en zone peu profonde.

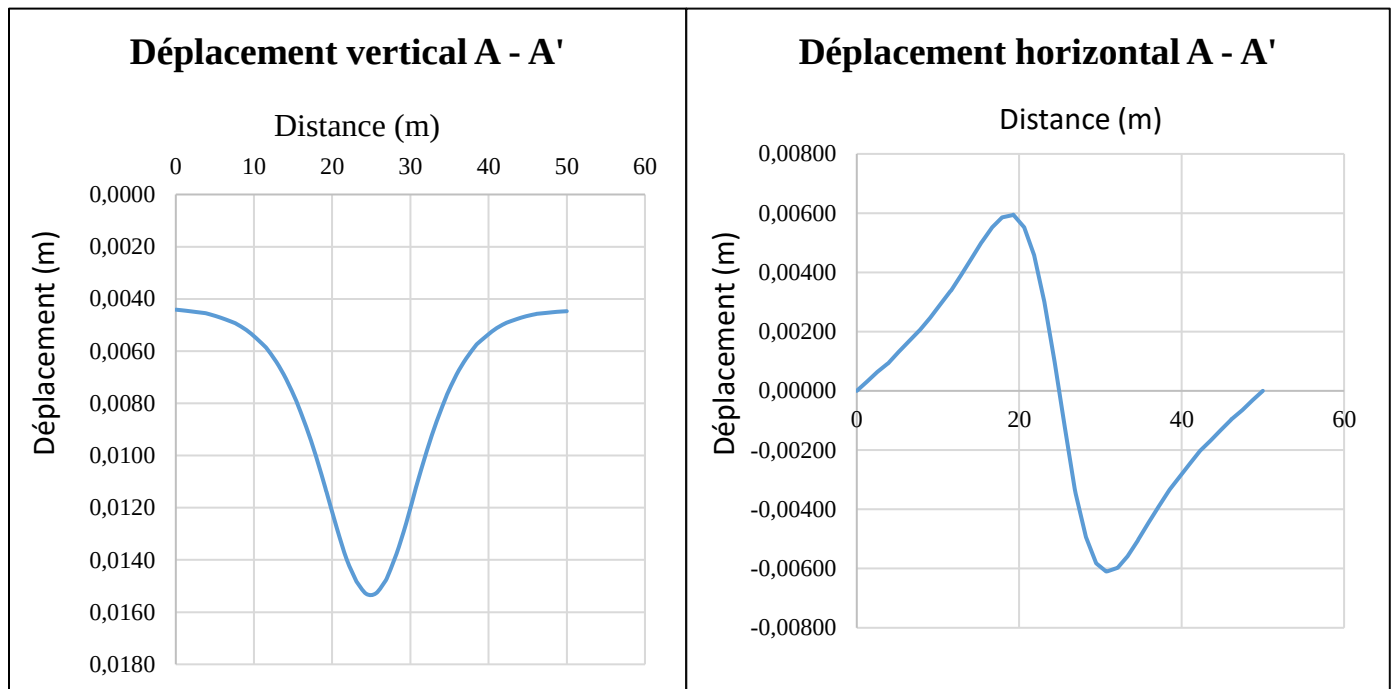


Figure IV.32: Courbe de déplacement de la coupe A - A'.

2. Coupe horizontale B - B' (au-dessus de la voûte)

- **Déplacement vertical :**

- Tassement beaucoup plus marqué (≈ -0.03 m), localisé juste au-dessus de la voûte.
- Cela montre que la zone immédiatement au-dessus du tunnel est la plus sollicitée verticalement.

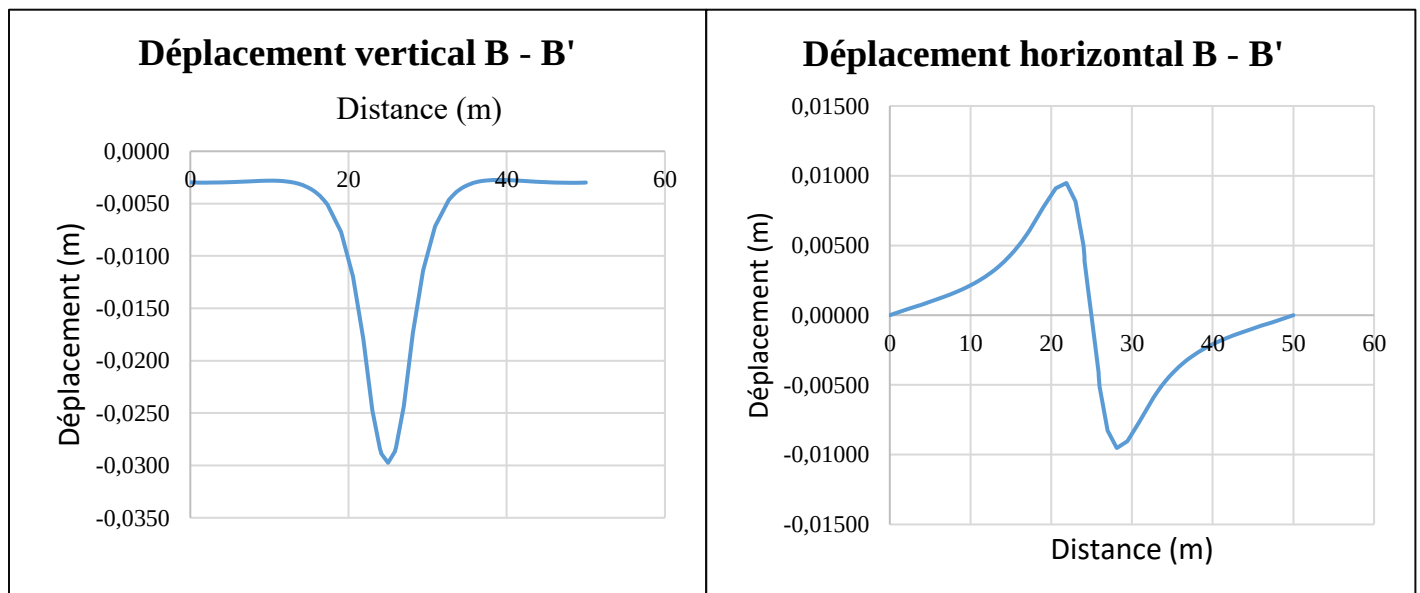


Figure IV.33: Courbe de déplacement de la coupe B - B'.

3. Coupe verticale C - C'

- **Déplacement vertical :**
 - Progression linéaire jusqu'à 30 m de profondeur, avec un creux au niveau de la voûte.
 - Indique un effet de tassement vertical cumulé dû à l'affaissement du terrain au-dessus du tunnel.
- **Déplacement horizontal :**
 - Déformation vers l'intérieur au niveau du tunnel (≈ -0.008 m) → effondrement des parois vers le vide créé.

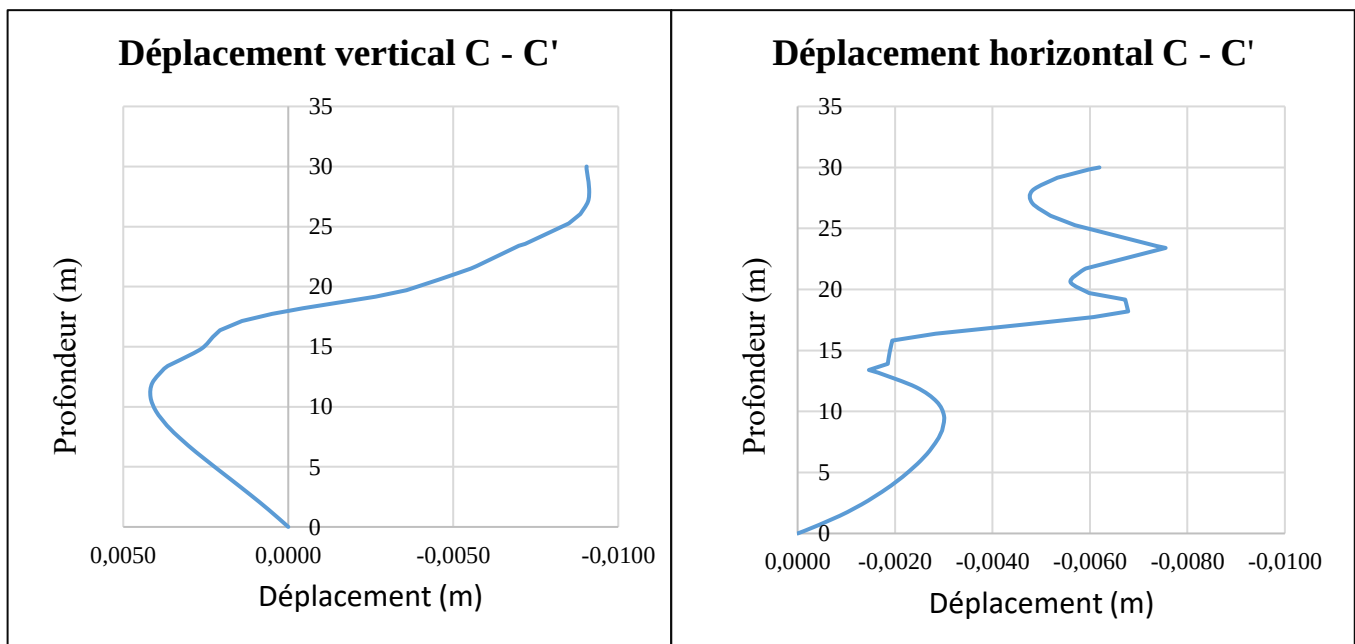


Figure IV.34: Courbe de déplacement de la coupe C - C'.

4. Coupe verticale D - D' (à droite du tunnel)

- **Déplacement vertical:**
 - Montre un tassement progressif mais moins marqué que C - C'.
 - Cela correspond à une zone moins sollicitée, car située plus loin de l'axe du tunnel.
- **Déplacement horizontal :**
 - Valeurs plus faibles qu'en C - C', mais toujours orientées vers l'intérieur.
 - Déformation latérale classique de l'effet de creusement.

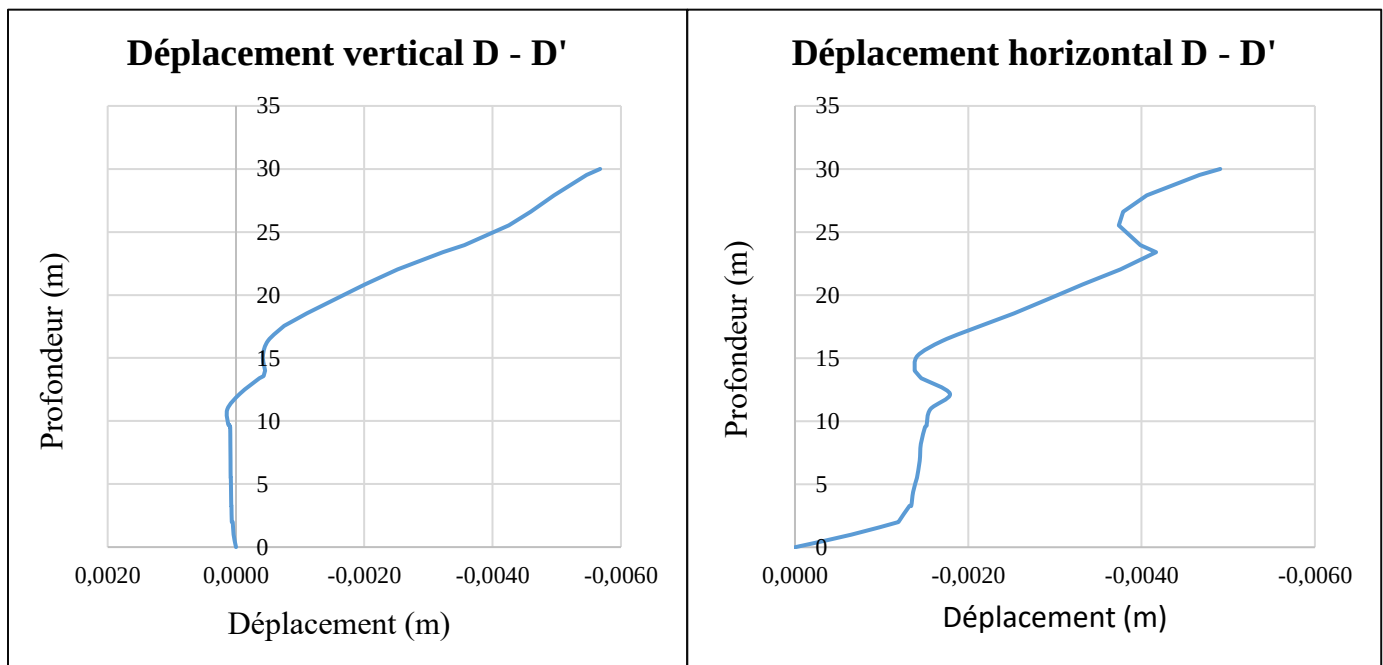


Figure IV.35: Courbe de déplacement de la coupe D - D'.

IV.3.1.3.4 La contrainte moyenne dans le terrain et les différentes forces dans le soutènement

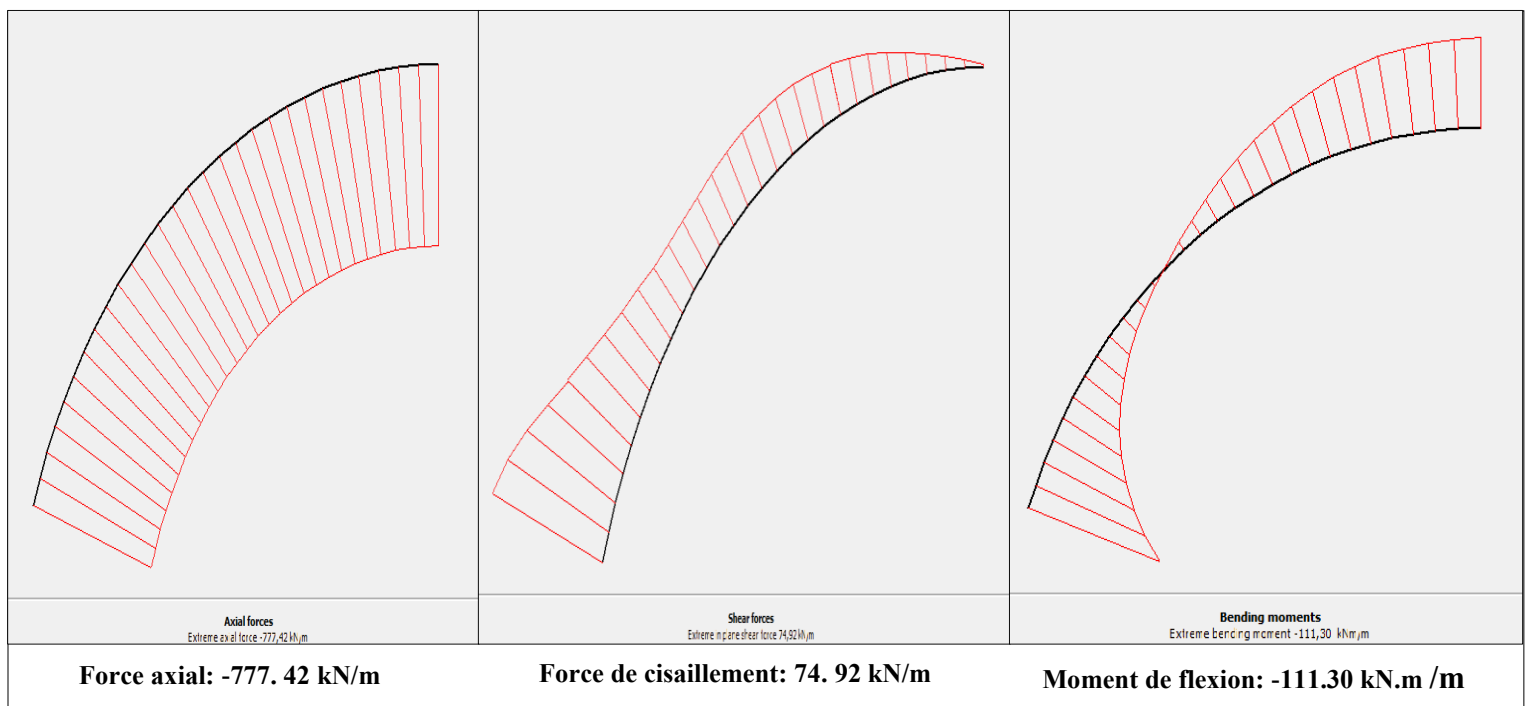


Figure IV.36: La contrainte moyenne dans le terrain et les différentes forces dans le soutènement.

IV.4 Étude Paramétrique et Géométrique

La conception et la modélisation des tunnels nécessite une compréhension fine de l'influence des propriétés mécaniques des sols et des caractéristiques géométriques du projet sur le comportement global de l'ouvrage. La variabilité naturelle des sols, associée aux incertitudes de modélisation, impose la réalisation d'études paramétriques pour évaluer la sensibilité des réponses du système aux variations des principaux paramètres géotechniques et structuraux.

Selon [Powderham, 1994], les études paramétriques permettent d'identifier les paramètres critiques affectant la stabilité et les déplacements, et elles offrent aux ingénieurs un outil d'optimisation du dimensionnement des soutènements et du phasage de creusement. Ainsi, dans cette section, une analyse de sensibilité est menée pour examiner l'effet de variations de la cohésion, de l'angle de frottement interne, du coefficient de Poisson des sols, de la profondeur, ainsi que du rayon du tunnel. Les résultats obtenus permettront d'améliorer la robustesse de la conception et de mieux anticiper les comportements du massif lors de l'excavation.

IV.4.1 Choix des paramètres d'étude

Tableau IV.5: Paramètres étudiés.

Paramètres	Symbole	Valeur de référence	Intervalle de variation	Unités	Remarques
Cohésion du sol	C	150	100 – 200	kPa	Sol argileux, valeurs réalistes Sol
Angle de frottement interne	φ	27.5	25° – 40°	degrés	sableux/argileux typique
Coefficient de Poisson du sol	ν	0.20	0.15 – 0.40	-	Valeurs typiques pour sols fins et sableux
Niveau de la nappe	Zn	30	0 – 30	m	Influence de la nappe d'eau
Profondeur du tunnel	Z	6.60	05 – 16.6	m	Influence de la couverture de sol
Largeur du tunnel (Rayon de la section 1)	R	10.06	07 – 13	m	Variation pour tester le déplacement

IV.4.2 Méthodologie d'analyse

Afin d'étudier l'influence des paramètres géotechniques et géométriques sur le comportement du tunnel, une analyse paramétrique et géométrique a été réalisée. Cette démarche consiste à faire varier de manière indépendante plusieurs paramètres clés tout en conservant constants les autres éléments du modèle de référence.

Les paramètres étudiés sont les suivants:

- La cohésion du sol (c);
- L'angle de frottement interne (φ);
- Le coefficient de Poisson du sol (ν);
- La profondeur d'enfouissement du tunnel (Z);
- La largeur du tunnel (R);
- La nappe (Z_n).

Pour chaque simulation:

- Un seul paramètre est modifié à la fois, selon son intervalle de variation spécifié, les autres paramètres étant maintenus à leur valeur de base.
- Les résultats suivants sont analysés :
 - Le déplacement total en clé de voûte du tunnel;
 - Le déplacement vertical en clé de voûte du tunnel;
 - Le déplacement horizontal en clé de voûte du tunnel;
 - Les efforts internes dans le soutènement, notamment le moment fléchissant maximal.

Les résultats seront synthétisés sous forme de tableaux comparatifs et représentés par des courbes d'évolution, permettant d'évaluer l'impact de chaque paramètre sur la réponse mécanique du tunnel.

Cette approche permet d'identifier les paramètres les plus sensibles et de proposer des recommandations pour le dimensionnement du soutènement et l'optimisation du tracé du tunnel.

IV.4.3 Résultats et discussion

IV.4.3.1.1 Effet de la cohésion du sol

a) Présentation du paramètre étudié

La cohésion du sol C représente la résistance au cisaillement en absence de contrainte normale. Dans ce projet, le sol présente une cohésion de **150 kPa**, ce qui indique un matériau cohérent de type marne ou argile compactée.

L'analyse fait varier C de **100 à 200 kPa**, autour de cette valeur de référence.

b) Résultats obtenus

Tableau IV.6: Résultats obtenus pour l'effet de la cohésion du sol.

C (kPa)	U_{tot} (mm)	U_Y (mm)	U_X (mm)	Moment fléchissant (kNm/m)
100	30.27	30.12	8.81	112.75
125	29.84	29.70	8.72	111.67
150 (réf)	29.43	29.42	8.63	111.30
175	28.89	28.65	8.50	108.00
200	28.80	28.30	8.46	107.47

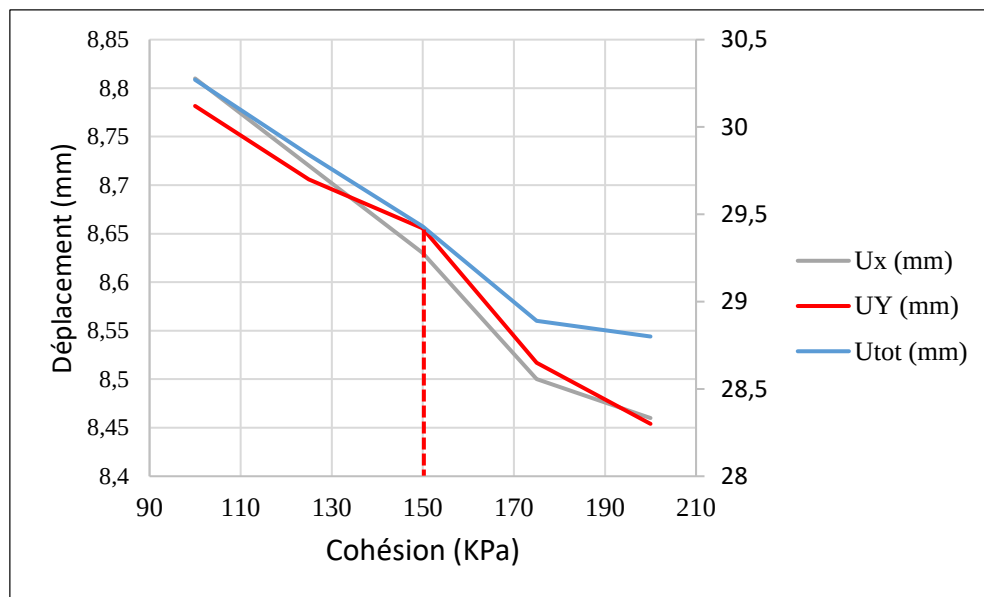


Figure IV.37: Les déplacements en fonction de la cohésion.

c) Analyse des résultats

Les résultats montrent que l'augmentation de la cohésion du sol a un impact notable sur la réduction des déplacements verticaux. Lorsque la cohésion passe de 100 kPa à 200 kPa, le déplacement vertical au niveau de la voûte diminue progressivement de **30.12 mm** à **28.30 mm**. Cette tendance s'explique par une meilleure capacité du sol à résister à l'affaissement sous l'effet des charges verticales grâce à une liaison interparticulaire plus forte. Les déplacements horizontaux, eux, diminuent légèrement, ce qui confirme que la cohésion agit principalement sur la stabilité verticale.

IV.4.3.1.2 Effet de l'angle de frottement interne

a) Présentation du paramètre étudié

L'angle de frottement interne ϕ du sol est de **27.5°** pour la couche de marne étudiée. Cette valeur est typique d'un sol argilo-sableux compact.

L'analyse est conduite pour ϕ variant entre **25°** et **40°**, centrée sur la valeur réelle.

b) Résultats obtenus

Tableau IV.7: Résultats obtenus pour l'effet de l'angle de frottement interne.

ϕ (°)	U_{tot} (mm)	U_Y (mm)	U_X (mm)	Moment fléchissant (kNm/m)
25	29.56	29.46	8.90	111.61
27	29.48	29.44	8.74	111.30
27.5 (réf.)	29.43	29.42	8.63	111.30
35	29.21	29.04	8.41	110.61
40	29.13	29.00	8.22	110.30

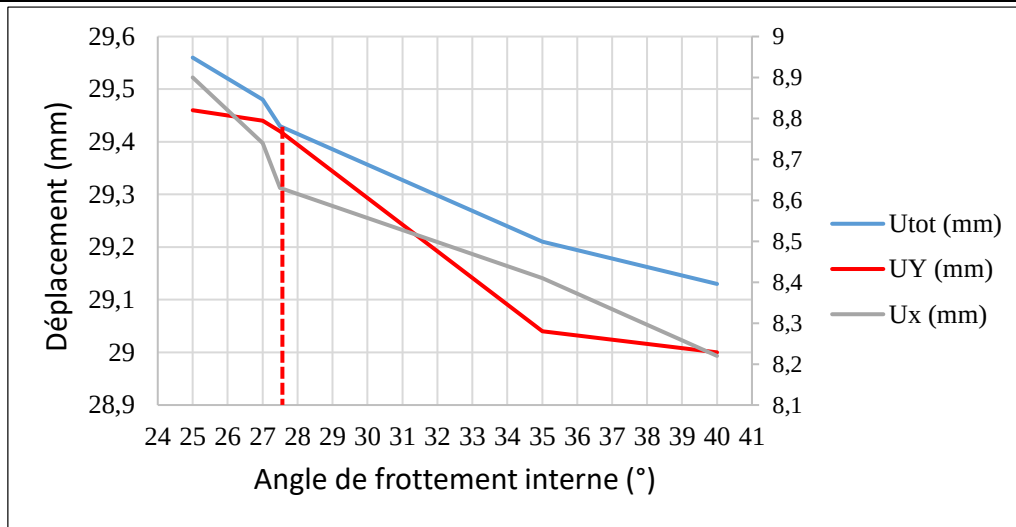


Figure IV.38: Les déplacements en fonction de l'angle de frottement.

c) Analyse des résultats

L'angle de frottement interne agit surtout sur les déplacements horizontaux. En effet, lorsque augmente de 25° à 40° , le déplacement horizontal diminue significativement de **8.90 mm** à **8.22 mm**. Cette réduction est due à une augmentation de la résistance au glissement entre les grains du sol, ce qui limite la convergence des parois vers le tunnel. En revanche, les déplacements verticaux varient très peu, ce qui souligne que l'angle de frottement joue un rôle secondaire sur les tassements.

IV.4.3.1.3 Effet du niveau de la nappe phréatique

a) Présentation du paramètre étudié

La présence de la nappe phréatique modifie significativement les contraintes effectives dans le sol et influence les pressions interstitielles autour du tunnel. Selon sa position relative au tunnel, elle peut:

- Générer une poussée d'eau hydrostatique sur la structure;
- Réduire la résistance effective du sol;
- Modifier les déformations du massif.

Dans cette étude, trois niveaux de nappe sont considérés:

- **Niveau haut:** a la surface (nappe à **0 m** de profondeur « niveau + 30 »);
- **Niveau moyen:** au milieu du tunnel (nappe à **11.6 m** de profondeur « niveau +18,4 »);
- **Niveau bas:** en dessous du radier (nappe à **30 m** de profondeur « niveau 0 »).

b) Résultats obtenus

Tableau IV.8: Résultats obtenus pour l'effet du niveau de la nappe phréatique.

Nappe (position)	U_{tot} (mm)	U_Y (mm)	U_X (mm)	Moment fléchissant (kNm/m)
Haut (réf. +30 m)	29.43	29.42	8.63	111.30
Milieu (+18,4 m)	21.82	21.76	6.39	85.65
Bas (0)	21.72	21.70	6.37	82.20

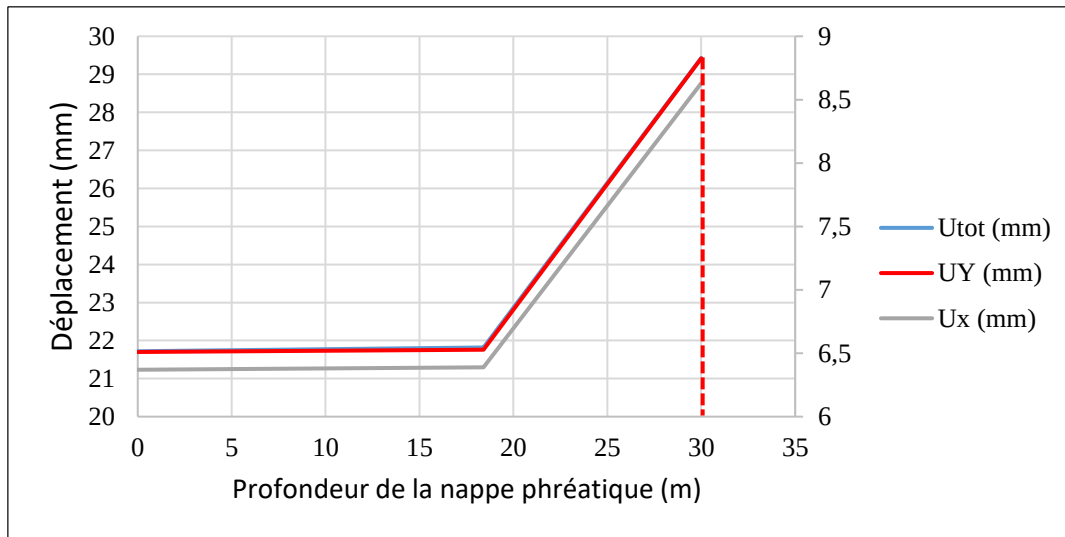


Figure IV.39: Les déplacements en fonction de la nappe phréatique.

c) Analyse des résultats

Les résultats révèlent une nette diminution des déplacements verticaux et horizontaux à mesure que le niveau de la nappe baisse. Lorsque la nappe passe de la surface (30 m) à une profondeur de 0 m, le déplacement vertical diminue de **29.42 mm** à **21.70 mm**, et le déplacement horizontal de **8.63 mm** à **6.37 mm**. Cette réduction est due à la diminution des pressions interstitielles qui augmentent la stabilité effective du sol.

IV.4.3.1.4 Effet de la profondeur du tunnel

a) Présentation du paramètre étudié

La profondeur d'enfouissement du tunnel (Z), mesurée depuis la surface jusqu'à la clé de voûte, influence directement le niveau de confinement du sol autour du tunnel. Une plus grande profondeur augmente la contrainte verticale due au poids des terrains, ce qui modifie le comportement du sol et la réponse structurale du soutènement.

Dans cette étude, la profondeur Z est variée entre **5 m** et **16.6 m** (voûte), autour de la valeur de référence de **- 6.6 m**, afin d'analyser son impact sur les déplacements et les efforts internes.

b) Résultats obtenus

Tableau IV.9: Résultats obtenus pour l'effet de la profondeur du tunnel.

Z (m)	U_{tot} (mm)	U_Y (mm)	U_x (mm)	Moment fléchissant (kNm/m)
5	26.85	25.28	7.86	90.37
6,6 (réf.)	29.43	29.42	8.63	111.30
16,6	50.26	50.12	14.73	259.89

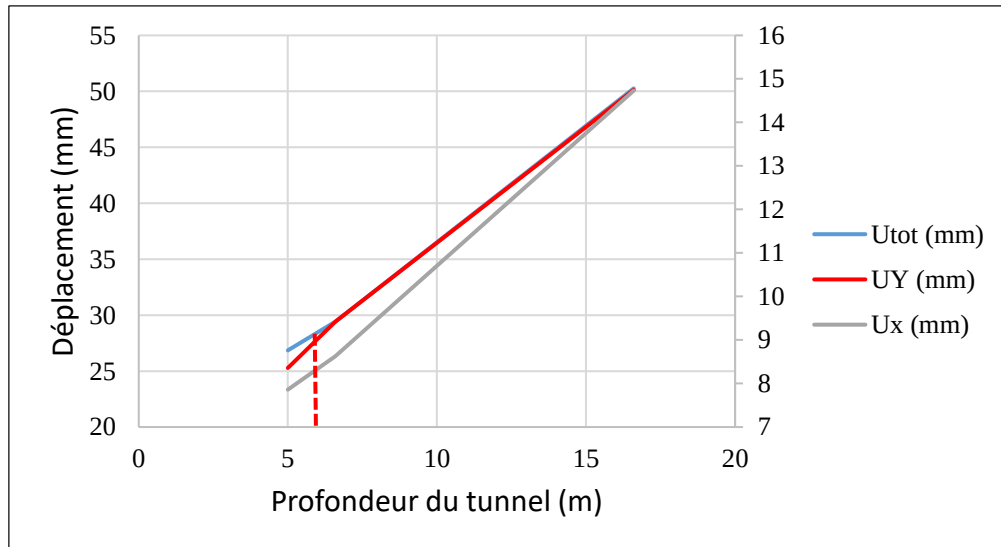


Figure IV.40: Les déplacements en fonction de la profondeur.

c) Analyse des résultats

Les résultats montrent que l'augmentation de la profondeur du tunnel entraîne:

- Une hausse des déplacements autour du tunnel;
- Une sollicitation plus importante du soutènement, notamment en moment fléchissant.

Cette évolution est liée à l'augmentation de la contrainte verticale ($\sigma_v = \gamma \cdot z$) qui accroît la pression exercée sur le revêtement. Le confinement du sol est amélioré, mais il s'accompagne d'une plus grande déformation du massif.

IV.4.3.1.5 Effet du rayon du tunnel

a) Présentation du paramètre étudié

Le rayon du tunnel (R) représente la dimension géométrique caractéristique de la section de creusement. La taille du tunnel influence directement le volume de sol excavé, le relâchement de contraintes, la déformation du massif, ainsi que les efforts structuraux dans le soutènement. Dans cette analyse, R est varié dans l'intervalle **07 m à 13 m**, autour d'une valeur de référence à préciser selon le modèle initial, afin d'évaluer l'effet de la taille de la cavité sur le comportement global du système sol-structure.

b) Résultats obtenus

Tableau IV.10: Résultats obtenus pour l'effet du rayon du tunnel.

R (m)	U_{tot} (mm)	U_Y (mm)	U_X (mm)	Moment fléchissant (kNm/m)
7	22.05	21.62	6.46	56.55
10,06	29.43	29.42	8.63	111.30 (réf.)
13	33.06	32.75	9.69	258.87

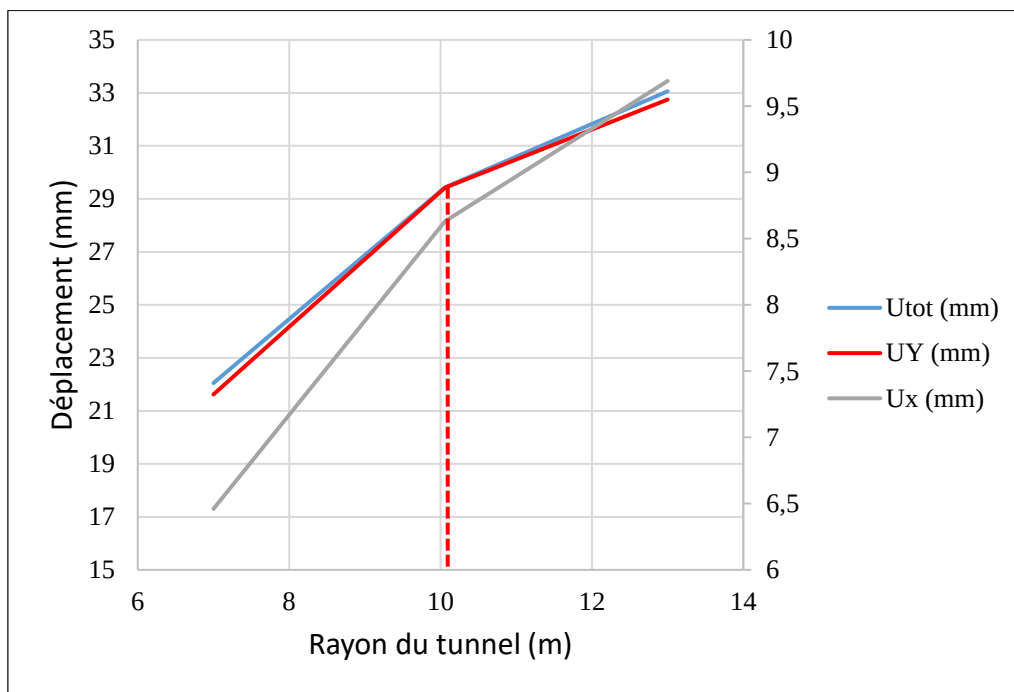


Figure IV.41: Les déplacements en fonction du rayon.

c) Analyse des résultats

Les résultats indiquent que plus le rayon du tunnel augmente, plus:

- Les déplacements au niveau de la voûte s'intensifient;
- Les efforts internes dans le soutènement augmentent sensiblement.

Cela s'explique par l'augmentation du volume excavé, qui provoque un relâchement plus important des contraintes initiales. Le sol environnant doit alors s'ajuster davantage, provoquant des déformations accrues.

IV.5 Mécanisme de tassements des tunnels

Le mécanisme de tassements de surface résultant du creusement de tunnels peu profonds est dû à la double interaction sol-structure : entre le tunnel et le sol environnant d'une part, et entre le sol et les constructions environnantes d'autre part. Les déplacements engendrés sont tridimensionnels, associant convergence du sol, extrusion vers le front du tunnel et soulèvement du radier. Globalement, les vecteurs de déplacement se dirigent vers la région d'excavation active.

Les éléments principaux du mécanisme incluent :

- Les convergences en paroi ;
- L'extrusion du front et les efforts dans les soutènements (SERRATRICE & MAGNAN, 2002).

IV.5.1 Modélisation de tassements autour des tunnels – Applications décrites dans la littérature

La simulation numérique s'avère particulièrement adaptée pour les ouvrages souterrains, et l'étude des tassements autour des tunnels, afin de créer et d'étudier le problème dans toute sa complexité. De nombreux chercheurs ont utilisé des codes de calcul sophistiqués pour générer des modèles complets du tunnel, en vue d'obtenir des résultats précis. Le Tableau IV.11 présente une sélection d'auteurs ayant mené des analyses numériques spécifiques à l'évaluation du tassement (HE, ZHOU, LI, & VANAPALLI, 2024) ; (FORSAT, TAGHIPOOR, & PALASSI, 2021) ; (KITCHAH, 2017) ; (JANIN, 2017), (ZHU, 2014) ; (SERRATRICE & MAGNAN, 2002).

Tableau IV.11: Modélisation de tassements autour des tunnels – Applications décrites dans la littérature.

Auteurs	Sujet de l'application	Type de sol	Loi de comportement	Données de calculs	Résultats de calculs	Validation des résultats
Notre cas 2025	Étude géométrique et paramétrique d'un tunnel – Métro d'Alger (Ain Naadja -Baraki) - Algérie	Remblai en surface, marne jaune, sable jaune à marron (Nappe phréatique en surface)	Mohr-Coulomb 2D PLAXIS	$\gamma = 22.80 - 25.20 \text{ KN/m}^3$; $E = 6 - 80 \text{ MPa}$; $C = 5 - 150 \text{ KPa}$; $\varphi = 27.50^\circ - 33^\circ$; $\psi = 0^\circ - 0.30^\circ$	Tassement max $\approx 30 \text{ mm}$	Renforcement du voûte en soutènement final
Ruixia He Ziwen Zhou Shuai Li and Sai Vanapalli 2024	Etude du tassement en surface de la ligne 2 du métro de Shenyang (Sect. K18 + 288.163) - Chine	Argile limoneuse, sable (Creusement par bouclier)	Mohr-Coulomb 3D PLAXIS	$\gamma_A = 19 \text{ KN/m}^3$; $E_A = 1.6 \text{ MPa}$; $C_R' = 2 \text{ KPa}$; $\varphi_R' = 20^\circ$; $\gamma_C = 20.8 \text{ KN/m}^3$; $E_C = 40 \text{ MPa}$; $C_C' = 10 \text{ KPa}$; $\varphi_C' = 30^\circ$; $\gamma_S = 24.2 \text{ KN/m}^3$; $E_S = 120 \text{ MPa}$; $C_S' = 30 \text{ KPa}$; $\varphi_S' = 25^\circ$; $\psi = 0^\circ$	Bonne concordance entre simulation et mesures in situ Tassement max $\approx 17 \text{ mm}$	Ajustement de la pression du front de taille, optimisation du rythme de creusement
Masoud Forsat Mohammad Taghipoor Massoud Palassi 2021	Estimation des tassements induits par le creusement d'un tunnel: cas du métro de Mashhad - Iran	Argile limoneuse, Sable limoneux En conditions saturées (nappe phréatique située à 3 m de profondeur)	Mohr-Coulomb PLAXIS 3D	$\gamma = 18 - 20 \text{ KN/m}^3$; $E = 10 - 60 \text{ MPa}$; $C = 15 - 25 \text{ KPa}$; $\varphi = 25^\circ - 32^\circ$; $\vartheta = 0.3 - 0.35$; $K = 1 \times 10^{-6} - 1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$	Tassement maximal simulé ≈ 4 à 10 mm en surface (confirmé par moniteur terrain)	Optimisation des paramètres du tunnelier EPB (pression frontale, Vitesse d'avancement)
Kitchah Fethi 2017	Tassement dû au creusement de tunnel sud de la traversée souterraine de Toulon	Sols hétérogènes (remblais, colluvions, socle)	Mohr-Coulomb FLAC 2D/3D	$\gamma = 19 - 24.2 \text{ KN/m}^3$; $E = 1.6 - 120 \text{ MPa}$; $C = 2 - 30 \text{ KPa}$; $\varphi = 20^\circ - 30^\circ$; $\psi = 0^\circ$	Tassement maximal (Modèle ajusté): 20 mm	La mise en place du radier contre-voûté et déconfinement total

Tableau IV.11 (Suite): Modélisation de tassements autour des tunnels – Applications décrites dans la littérature.

Auteurs	Sujet de l'application	Type de sol	Loi de comportement	Données de calculs	Résultats de calculs	Validation des résultats
Jean-Pierre Janin 2017	Chambre de démontage d'un tunnelier de la ligne 14 du métro parisien - France	Marnes et Caillasses (creusement en section devisée)	Hardening Soil MEF 3D	$E'_{50}{}^{\text{ref}} = 200 \text{ MPa}$ $E'_{\text{ur}}{}^{\text{ref}} = 3 \times E'_{50}{}^{\text{ref}}$ $C' = 30 \text{ KPa}$ $\varphi' = 27^\circ$	Tassement prédits de 25 mm (Modèle 2D) Tassement réduit à < 10 mm (3D, confirmé par moniteur terrain)	Optimisation géométrique, et phasage de l'excavation associé à une voûte parapluie
Jean-Pierre Janin 2017	Galerie hydraulique de la centrale nucléaire de Gravelines - France	Argiles de Flandres (creusement au tunnelier pressurisé)	Hardening Soil MEF 3D	$E_{\text{CT}} = 46 \text{ MPa}$ $C_u = 140 \text{ kPa}$ $\varphi_u = 0^\circ$ $K_0 = 1.1$	Tassement simulé 5mm et 11mm	Phasage optimisé, avec l'utilisation d'un soutènement immédiat
Zhu Caihui 2014	Contrôle du tassement en surface de la ligne 2 du métro de Xi'an - Chine	Sol argileux (Creusement par bouclier)	Mohr-Coulomb MEF 3D	$\gamma = 18.3 \text{ KN/m}^3$ $E_u = 5.1 \text{ MPa}$ $\vartheta = 0.33$ $C_u = 28 \text{ kPa}$ $\varphi_u = 25^\circ$	Tassement maximal contrôlé $\approx 10 \text{ mm}$	Contrôle de la pression de déconfinement, et dosage du coulis de remplissage
Jean-Pierre Magnan Jean-François SERRATRICE 2002	Contrôle du tassement lors du creusement de tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon (secteur Vauban)	Sols hétérogènes (remblais, argiles, calcaires, marnes, grès, schistes)	Mohr-Coulomb 3D CESAR-LCPC	$\gamma = 16 - 24 \text{ KN/m}^3$ $E = 10 - 100 \text{ MPa}$ $\vartheta = 0 - 0.499$ $K_0 = 0 - 2$	Tassements mesurés : de 50 mm Modèle ajusté : 28.5 mm au PM 889	Soutènement renforcé, un avancement lent, la surveillance continue

IV.6 Synthèse de l'étude

L'étude paramétrique et géométrique menée dans ce travail a permis d'évaluer l'influence de plusieurs paramètres clés sur le comportement mécanique et hydraulique d'un tunnel excavé dans un sol complexe. Les paramètres étudiés incluent:

- Les propriétés mécaniques du sol: cohésion (C), angle de frottement interne (ϕ), coefficient de Poisson (ν);
- Les paramètres géométriques du projet : profondeur d'enfouissement du tunnel (H), rayon du tunnel (R) ;
- Le niveau de la nappe phréatique, représentant l'effet hydromécanique du contexte saturé.

Les résultats obtenus montrent que:

- La cohésion (c) et l'angle de frottement interne (ϕ) ont un impact direct sur la stabilité du massif : une augmentation de ces paramètres réduit les déplacements verticaux et les efforts dans le soutènement, en améliorant la résistance au cisaillement du sol;
- Le coefficient de Poisson (ν), souvent négligé, influence fortement les déformations transversales du sol. Un ν élevé augmente significativement les déplacements et la sollicitation de la structure;
- La profondeur d'enfouissement (Z) du tunnel agit de manière double : elle améliore le confinement du sol mais augmente également les charges verticales, ce qui peut amplifier les efforts internes et les tassements en surface;
- Le rayon du tunnel (R) est un facteur très sensible : plus la cavité est grande, plus le relâchement de contraintes est important, ce qui augmente les déplacements et la demande structural;
- Enfin, le niveau de la nappe phréatique modifie la répartition des contraintes effectives dans le sol. Une nappe en position haute accentue les pressions interstitielles, diminue la résistance du sol, et accroît les déformations et les efforts dans le soutènement.

IV.7 Conclusion

Le présent chapitre a permis d'aborder de manière détaillée la modélisation numérique du creusement d'un tunnel en s'appuyant sur le logiciel PLAXIS 2D. À travers la définition d'un modèle de référence réaliste, calé sur les caractéristiques du tunnel du métro d'Alger, puis par l'introduction progressive d'une étude paramétrique et géométrique, une compréhension approfondie du comportement sol-structure a été établie.

L'analyse a démontré que le comportement du tunnel est particulièrement sensible à certains paramètres, en particulier la cohésion du sol, l'angle de frottement interne, la profondeur d'enfouissement, la taille de la cavité, et la position de la nappe phréatique. Ces paramètres influencent fortement les déplacements, les contraintes dans le sol, et les efforts internes dans le soutènement.

L'étude a mis en évidence:

- La nécessité de bien caractériser les propriétés mécaniques du sol;
- L'impact significatif des conditions hydrauliques (nappe phréatique);
- L'importance de choisir judicieusement la géométrie du projet.

Ces résultats permettent de mieux anticiper les déformations et les sollicitations lors du creusement, et fournissent des éléments clés pour l'optimisation du dimensionnement et la gestion des risques géotechniques.

Ce travail confirme que la simulation numérique, lorsqu'elle est couplée à une analyse paramétrique rigoureuse, est un outil puissant d'aide à la décision pour les projets d'ouvrages souterrains.

Conclusion générale

Le présent mémoire a porté sur la modélisation numérique du creusement d'un tunnel en sol cohérent à l'aide du logiciel PLAXIS 2D, avec pour objectif principal de mener une étude paramétrique et géométrique visant à évaluer l'influence des propriétés du sol et des choix de conception sur le comportement global de l'ouvrage.

Dans un souci de clarté et de progression logique, le travail a débuté par une présentation générale des tunnels (Chapitre I), incluant leurs définitions, classifications, fonctions et domaines d'application. Cette base théorique a été complétée dans le Chapitre II par un tour d'horizon des méthodes de construction des tunnels, en mettant l'accent sur les techniques de creusement, les critères de choix, ainsi que les types de soutènement couramment employés. Le Chapitre III a été consacré à la présentation du projet du métro d'Alger, qui a servi de cas d'étude et de référence pour l'ensemble de la modélisation numérique réalisée par la suite.

Dans le Chapitre IV, cœur technique du mémoire, un modèle numérique a été élaboré à partir des caractéristiques réelles du projet, et utilisé pour simuler plusieurs scénarios à travers une étude paramétrique et géométrique. Cette étude a porté sur l'effet de la variation de plusieurs paramètres clés : la cohésion, l'angle de frottement interne, le coefficient de Poisson, la profondeur, le rayon du tunnel, et la position de la nappe phréatique.

Les résultats ont mis en évidence que certains de ces paramètres exercent une influence significative sur :

- Les déplacements en voûte et en surface ;
- Les sollicitations dans le soutènement ;
- Et la zone plastifiée autour du tunnel.

Parmi les facteurs les plus sensibles, on peut citer :

- La géométrie de la cavité, dont l'agrandissement accroît fortement les efforts internes ;
- La profondeur, qui augmente la surcharge et les déplacements,

Et la nappe phréatique, dont la hauteur modifie les contraintes effectives et accentue les déformations dans certains cas.

Cette analyse permet de tirer plusieurs enseignements pratiques :

- L'importance de bien caractériser les paramètres géotechniques du sol en phase d'étude ;

- La nécessité de prendre en compte les conditions hydrauliques dans la conception du tunnel ;
- Et l'intérêt d'utiliser des outils de modélisation numérique avancés pour tester et optimiser différentes hypothèses de dimensionnement.

Ainsi, ce mémoire confirme que l'approche numérique, lorsqu'elle est appuyée par une étude paramétrique rigoureuse, constitue un outil fiable et puissant d'aide à la décision pour les projets d'ouvrages souterrains, notamment en contexte urbain ou géotechniquement complexe.

En perspectives, plusieurs axes de développement peuvent être envisagés afin de compléter et enrichir l'analyse numérique menée dans cette étude :

- Étude dynamique : notre analyse étant limitée au cas statique, il serait pertinent d'évaluer la réponse du tunnel en conditions sismiques, notamment en milieu urbain, où ce facteur peut devenir critique ;
- Modèles de comportement plus avancés : l'utilisation du modèle Cam-Clay permettrait d'intégrer les effets de consolidation et de plasticité plus réalistes ;
- Couplage hydromécanique : simuler l'interaction entre l'eau et le sol pour mieux prédire les déformations sous effets hydrauliques ;
- Carte géotechnique des déplacements : sur la base des résultats paramétriques obtenus, il serait possible de créer une carte permettant d'identifier les zones sensibles aux déformations et de mieux orienter les choix de conception et de soutènement.

Bibliographie

- AFTES. (1974).** *Choix d'un type de soutènement en galerie*. Groupe de travail n°7 (GT7R1F2). France: Association française des tunnels et de l'espace souterrain.
- AFTES. (1978).** *Emploi des cintres dans la construction des ouvrages souterrains*. Groupe de travail n°7 (GT7R3F2). France: Association française des tunnels et de l'espace souterrain.
- AFTES. (2014).** *Technologie du Boulonnage*. Groupe de travail n°6 (GT6R4F1). France: Association française des tunnels et de l'espace souterrain.
- ALIANE, M. L., & BRAHIMI, N. (2012).** *Etude d'un tunnel à ciel ouvert*. Alger: Ecole nationale polytechnique.
- BENAMAR, I. (1996).** *Etude des effets différés dans les tunnels profonds*. Paris, France: École national des Ponts et chaussées.
- BERKANE, A. (2020).** *Comportement des tunnels lors du creusement en zone instable*. Université Batna 2 Mostefa Ben Boulaïd.
- BOUDJELLAL, D. E. (2020).** *Etude de l'interaction du couple "Massif rocheux - Soutènement / Revêtement" d'un tunnel - Cas Métro d'Alger*. Annaba: Universié Badji Mokhtar - Département des Mines.
- BOUKHECHE, M., & IZRI, Z. (2020).** *ETUDE DE LA STABILITE DE RAMEAU DE CONNEXION DU PV01 "Cas du projet d'Extension du Métro d'Alger El Harrach Centre - Aéroport International"*. Alger: Ecole Nationale Polytechnique.
- BOUVARD-LECOANET, A., COLOMBET, G., & ESTEULLE, F. (1992).** *Ouvrages souterrains "Conception - réalisation - entretien"* (éd. 2e). Paris: Association Amicale des Ingénieurs Anciens Élèves de l'École Nationale.
- BRINKGREVE, R. (2003).** *PLAXIS: Manual de referencia* (éd. Version 8). Delft: Delft university of technology & PLAXIS BV.
- CETU. (1983).** *Guide du béton coffré en tunnel*. France: Ministère des transports direction des routes.
- CETU. (1990).** *Dossier pilote des tunnels génie civil, "Géometrie"*. France: Ministère de l'équipement, des transports et du logement direction des routes.
- CETU. (2000).** *Dossier pilote des tunnels "éclairage"*.
- CETU. (2003).** *Dossier pilote des tunnels "ventilation"*. France: Ministère de l'Équipement, des Transports, et du Logement direction des routes.
- CETU2. (1998).** *Dossier pilote des tunnels "géologie - hydrogéologie - géotechnique"*. Paris: Ministère de l'équipement, des transports et du logement direction des routes.

- CETU3. (1998).** *Dossier pilote des tunnels génie civil "Conception et dimensionnement"*. France: Ministère de l'équipement, des transports et du logement direction des routes.
- CETU4. (1998).** *Dossier pilote des tunnels "Procédés de creusement et de soutènement"*. France: Ministère de l'équipement, des transports et du logement direction des routes.
- CETU5. (1998).** *Dossier pilote des tunnels "étanchement et revêtement"*. France: Ministère de l'équipement, des transports et du logement direction des routes.
- CHAPMAN, D., METJE, N., & STARK, A. (2010).** *Introduction to Tunnel Construction*.
- DAVID, B. E. (2018).** *Construction management subsurface excavation*. American society of civil engineers.
- DONALD, P. (2015).** *Earth retention systems handbook*. New York: McGraw-Hill.
- DWA. (2020).** *Guide to diaphragm wall construction*. London: Diaphragm wall association.
- FORSAT, M., TAGHIPOOR, M., & PALASSI, M. (2021, Juin 23).** 3D FEM Model on the Parameters' Influence of EPB-TBM on Settlements of Single and Twin Metro Tunnels During Construction. *Chinese society of pavement engineering*.
- Geology Science. (s.d.).** La sciencede la géologie. <https://fr.geologyscience.com>
(Consulté en mars 2025).
- Getty Images. (s.d.).** Banque d'images et photos libres de droits. <https://www.gettyimages.fr>
(Consulté le 03 février 2025).
- GUILLOUX, A., LE BISSONNAIS, H., CAHN, M., & JANIN, J. (2021).** *Creusement des tunnels - Méthodes de construction et géotechnique*. France: Techniques de l'Ingénieur.
- HABIB, P. (2010).** L'effondrement du tunnel de chemin de fer de Vierzy. *Revue française de géotechnique*.
- HE, R., ZHOU, Z., LI, S., & VANAPALLI, S. (2024, Décembre 24).** Investigating Surface Settlements During Shield Tunneling Using Numerical Analysis. *Sustainability*.
- IDRIS, J. (2007).** *Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains - Méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique*. France: Ecole des Mines de NANCY - INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE.
- Infrastructures. (s.d.).** Actualités et dossiers sur les infrastructures. <https://www.infrastructures.com>
(Consulté en février 2025).
- JANIN, J.-P. (2017).** Apports de la simulation numérique tridimensionnelle dans les études des tunnels. *Revue française de géotechnique*.

- KAHOUL, I. (2021).** *Etude et évaluation du soutènement d'un tunnel de communication cas: Métro d'Alger*. Annaba: Université Badji Mokhtar.
- KERIKECH, I., & BENARFA, F. (2007).** *Conception et calcul d'un tunnel cas du métro d'Alger*. Alger: Ecole nationale polytechnique.
- KIRSCH, K., & BELL, A. (2016).** *Ground improvement techniques*. London: Institution of civil engineers.
- KITCHAH, F. (2017).** *Contribution à la modélisation numérique du front de tunnel renforcé par boulonnage*. Biskra: Université Mohamed Khider.
- MetroMaps.ru. (s.d.).** Plans de métro du monde entier. <https://www.metromaps.ru>
(Consulté en avril 2025).
- MEZOUE, A. (2019).** *Le Métro d'Alger et l'articulation mobilité, transport et urbanisme*. Belgique: Université de Louvain.
- SALAH, M.-M., & ZEBIRECHE, M. (2014).** *Etude et conception d'un tunnel ferroviaire sous habitation R+3*. Alger: Ecole Nationale Polytechnique.
- SERRATRICE, J.-F., & MAGNAN, J.-P. (2002, Mars - Avril).** Analyse et prévision des tassements de surface pendant le creusement du tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon. *BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSEES*.
- Schwandl, R. (s.d.).** UrbanRail.net – Métros du monde. <https://www.urbanrail.net>
(Consulté en avril 2025).
- TIKIALINE, B. (2008).** *Calcul d'un tunnel avec couverture, cas du tronçon de Haï El Badr – El Harrach*. Alger: Ecole Nationale Polytechnique.
- UITP. (2025).** *Global Metro FIGURES 2024*. The International Association of Public Transport.
- Waldmann, R. (2004, Septembre 28).** L'histoire des tunnels. *Académie des Sciences Belles Lettres et Arts*.
- ZHU, C. (2014).** Analysis of surface settlement control with shield tunneling method. *Japanese Geotechnical Society Special Publication*.