

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



**DEPERTEMENT GENIE MINIER**

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie

Minier

**Sous le thème**

**Contribution à l'étude du rameau de connexion  
– Cas Métro d'Alger**

Réalisé par : **M<sup>lle</sup>. BACHIR Maghnia**

**M<sup>lle</sup>. TAGUIDA Aya**

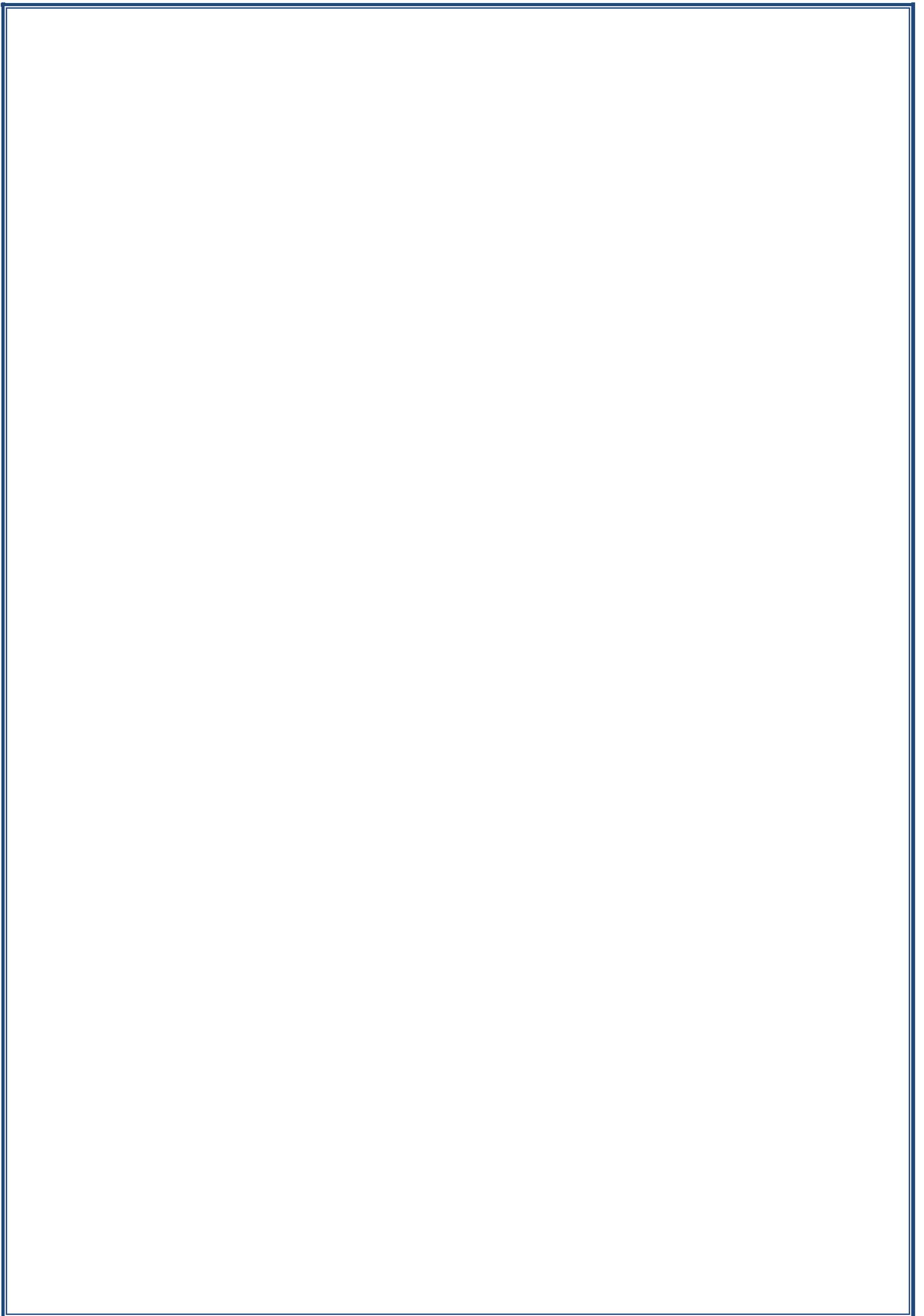
Sous la direction de Professeur Sami YAHYAOUI

Présenté et soutenu publiquement le 20 septembre 2025

**Composition du jury :**

Président	R. AKKAL	Professeur	E.N. P
Promoteur	YAHYAOUI Sami	Professeur	E.N. P
Examineur	Mr. L. CHANANE	M.A.A	E.N. P

**ENP 2025**



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



**DEPERTEMENT GENIE MINIER**

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie

Minier

**Sous le thème**

**Contribution à l'étude du rameau de connexion  
– Cas Métro d'Alger**

Réalisé par : **M<sup>lle</sup>. BACHIR Maghnia**

**M<sup>lle</sup>. TAGUIDA Aya**

Sous la direction de Professeur Sami YAHYAOUI

Présenté et soutenu publiquement le 20 septembre 2025

**Composition du jury :**

Président	R. AKKAL	Professeur	E.N. P
Promoteur	YAHYAOUI Sami	Professeur	E.N. P
Examineur	Mr. L. CHANANE	M.A.A	E.N. P

**ENP 2025**

# *Dédicace*

*Avant tout, nous remercions Dieu, notre créateur, de nous avoir donné la force,*

*la volonté et le courage nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.*

*Ce travail, fruit de notre collaboration, est dédié*

*A nos familles et amis, dont le soutien constant a été notre force motrice.*

*Nous remercions sincèrement nos encadrants pour leurs précieux conseils et leur  
guidance éclairée.*

*Que ce mémoire témoigne de notre engagement et de notre persévérance tout au  
long de ce parcours académique.*

*Nous espérons que nos réflexions apporteront une contribution, même modeste, à  
notre domaine d'étude.*

*Cette étape franchie ensemble est un souvenir que nous chérirons.*

*À toutes les personnes que nous connaissons, sans exception.*

*À tous nos enseignants, sans exception.*

*Enfin, nous adressons nos sincères bénédictions à tous ceux qui nous ont soutenus  
dans l'accomplissement de ce travail.*

# Remerciement

*Tout d'abord, je remercie avant tout le bon Dieu **ALLAH** de m'avoir donné la force,  
le courage et la bonne santé nécessaires pour mener à bien ce travail.*

*J'adresse mes sincères remerciements à **notre promoteur, M. SAMI YAHYAOUI**, pour son soutien,  
ses précieux conseils, sa disponibilité et sa patience tout au long de cette étude.*

*Je tiens également à exprimer ma gratitude à **l'équipe de monitoring** au sein de **l'entreprise***

***COSIDER Travaux Publics**, pour leur accompagnement et leur collaboration. Le cadre de travail  
qu'ils ont offert a été tout simplement idéal.*

*Mes remerciements vont aussi à **l'équipe du chantier PV#2**, pour leur disponibilité, leur accueil et  
l'aide précieuse qu'ils m'ont apportée.*

*Je tiens enfin à remercier **les membres du jury, Pr. R. AKKAL et M. LAROUSSE CHANANE**,  
d'avoir accepté de juger ce travail et de m'avoir honoré par leur présence.*

*Pour terminer, j'associe à ces remerciements **mes chers collègues et amis de la promotion**. Sans  
vous, cette belle aventure n'aurait pas eu la même saveur.*

## ملخص :

يندرج هذا البحث ضمن مشروع توسعة مترو الجزائر، ويُعنى بدراسة السلوك الجيوتقني والميكانيكي لفرع اتصال تحت الأرض. الهدف الرئيسي من هذه المذكرة هو تقييم استقرارية الحفر واقتراح تصميم مناسب للتدعيم، وذلك من خلال الاعتماد على ثلاث مقاربات متكاملة:

- المقاربة التجريبية، من خلال تصنيف الصخور RMR لبينياوسكي، والتي توفر تقييماً أولياً لظروف الكتلة الصخرية.
  - المقاربة العددية، باستخدام برنامج Plaxis 2D لمحاكاة سلوك التربة تحت تأثير الحفر.
  - المقاربة التحليلية، باعتماد طريقة التقارب-الحصر لتحليل تطور الإجهادات والتشوهات مع تقدم جبهة الحفر..
- الكلمات المفتاحية :** مترو الجزائر، فرع الاتصال، الاستقرار، طريقة التقارب-الحصر، الدعم، النفق.

## Abstract

This research is part of the Algiers Metro extension project and focuses on the geotechnical and mechanical behavior of an underground connection branch. The main objective of this sole work is to assess the stability of the excavation and propose an appropriate support design based on three integrated approaches:

- ✓ An empirical method, based on Bieniawski's RMR classification, to provide an initial geotechnical assessment.
  - A numerical method, using Plaxis 2D software, to simulate stress and deformation around the branch in a 2D model.
  - An analytical method, through the convergence-confinement approach, to model the excavation behavior as a function of advance and support pressure.

**Keywords :** Algiers metro, connection branch, RMR classification, Bieniawski, Plaxis 2D, convergence-confinement method, stability, support, geomechanics.

## Résumé

Ce travail s'inscrit dans le cadre du projet d'extension du métro d'Alger, et porte sur l'étude du comportement géotechnique et mécanique d'un rameau de connexion souterrain. L'objectif principal de ce mémoire est d'évaluer la stabilité de l'excavation et de proposer un dimensionnement adapté du soutènement, en s'appuyant sur trois approches complémentaires :

- L'approche empirique, à travers la classification RMR « Bieniawski » qui permet une évaluation préliminaire des conditions du massif rocheux.
- L'approche numérique, en utilisant le logiciel PLAXIS 2D, pour simuler le comportement du sol sous l'effet de l'excavation.
- L'approche analytique, en adoptant la méthode convergence-confinement, pour analyser l'évolution des contraintes et des déformations au fur et à mesure de l'avancement du front de taille.

**Mots-clés :** métro d'Alger, rameau de connexion, stabilité, RMR, Bieniawski, Plaxis 2D, convergence-confinement, soutènement, tunnel, géomécanique.

---

## ***Table de matières***

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des abréviations	
Liste des symboles	
Introduction générale.....	18

---

### *Première partie : Théorique*

---

#### ***Chapitre I : Revue de littérature et cadre théorique***

<b>1</b>	<b><i>Techniques de mise en oeuvre des ouvrages souterrains.....</i></b>	<b><i>21</i></b>
1.1	<i>Introduction.....</i>	<i>21</i>
1.2	<i>Ouvrages souterrains.....</i>	<i>21</i>
1.2.1	<i>Tunnel principal.....</i>	<i>21</i>
1.2.2	<i>Rameaux de connexion.....</i>	<i>22</i>
1.2.3	<i>Le puits de ventilation.....</i>	<i>22</i>
1.3	<i>Modes de creusement selon la nature du terrain.....</i>	<i>23</i>
1.3.1	<i>Techniques Creusement en terrains meubles et aquifères.....</i>	<i>23</i>
1.3.2	<i>Techniques Creusement en terrains durs ou rocheux.....</i>	<i>24</i>
1.4	<i>La Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM).....</i>	<i>30</i>
1.5	<i>Les modes de creusement.....</i>	<i>31</i>
1.5.1	<i>Creusement en plein section.....</i>	<i>31</i>
1.5.2	<i>Le creusement à demi-section.....</i>	<i>32</i>
1.5.3	<i>Le creusement en sections divisées.....</i>	<i>33</i>

#### ***Chapitre II : Soutènement des tunnels***

<b>2</b>	<b><i>Soutènement des tunnels.....</i></b>	<b><i>36</i></b>
2.1	<i>Introduction.....</i>	<i>36</i>
2.2	<i>Classifications des modes de soutènements.....</i>	<i>36</i>
2.2.1	<i>Les soutènements agissant par consolidation.....</i>	<i>37</i>

2.2.2	<i>Les soutènements agissant par supportage</i> .....	37
2.2.3	<i>Les soutènements agissant par confinement</i> .....	37
2.2.4	<i>Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme Armatures</i> .....	38
2.3	<i>Soutènement Provisoire</i> .....	38
2.4	<i>Types de soutènement des tunnels</i> .....	40
2.4.1	<i>Soutènement métallique</i> .....	41
2.4.2	<i>Des soutènements en béton</i> .....	47
2.4.3	<i>Armatures</i> .....	51
2.4.4	<i>Les voussoirs en béton</i> .....	51
2.5	<i>Pré-soutènement</i> .....	52
2.6	<i>Soutènement Définitif (Permanant)</i> .....	55
2.6.1	<i>Différentes fonctions du revêtement</i> .....	56
2.6.2	<i>Types de revêtements</i> .....	57

### **Chapitre III : Présentation du projet**

3	<i>Description du projet</i> .....	61
3.1	<i>Généralité</i> .....	61
3.2	<i>Caractéristiques du tracé du Lot 1</i> .....	61
3.3	<i>Présentation de la zone d'étude</i> .....	62
3.4	<i>Investigation préliminaire</i> .....	63
3.4.1	<i>Objectifs</i> .....	63
3.4.2	<i>Moyens de reconnaissance géologique</i> .....	63
3.5	<i>Conditions géologiques</i> .....	65
3.5.1	<i>Géologie générale de la région d'Alger</i> .....	65
3.5.2	<i>Géologie régionale du site (PV02)</i> .....	69
3.5.3	<i>Description géologique du site</i> .....	90
3.6	<i>Condition hydrogéologique</i> .....	91
3.6.1	<i>Hydrogéologie générale de la région d'Alger</i> .....	91
3.6.2	<i>Moyens de reconnaissances</i> .....	93
3.6.3	<i>Hydrologie de site</i> .....	94
3.7	<i>Conditions sismiques</i> .....	97
3.7.1	<i>Considérations générales</i> .....	97
3.7.2	<i>Zone sismique</i> .....	98
3.7.3	<i>Classification du site</i> .....	99
3.7.4	<i>Coefficient d'accélération</i> .....	99
3.8	<i>Conditions géotechniques</i> .....	100

3.8.1	Les essais in-situ .....	100
3.8.2	Les essais de laboratoire.....	105
3.8.3	Méthodologies adoptées dans le paramétrage effectué.....	109

## *Deuxième partie : Pratique*

### **Chapitre IV : Analyse Analytique par la méthode Convergence – Confinement**

4	Méthode Analytique Convergence Confinement .....	118
4.1	Introduction.....	118
4.2	Définition de la convergence.....	118
4.3	Définition du confinement .....	119
4.4	Principe de la méthode convergence - confinement .....	120
4.5	Procédure de calcul.....	121
4.6	Application De La Méthode Convergence –Confinement.....	124
4.7	Conclusion.....	139

### **Chapitre V : Analyse empirique par La Classification de Bieniawski**

5	Analyse empirique par la classification de Bieniawski.....	141
5.1	Introduction.....	141
5.2	Système RMR (Rock Mass Rating) .....	141
5.3	Estimation des caractéristiques mécaniques des massifs rocheux à partir du RMR.....	145
5.4	Limitations du système RMR .....	146
5.5	Classification du site selon la méthode de Bieniawski (RMR).....	147
5.5.1	Calcul le RMR.....	148
5.6	Conclusion.....	149

### **Chapitre VI : Analyse numérique par logiciel PLAXIS 2D**

6	MODELISATION PAR LE LOGICIEL PLAXIS 2D.....	152
6.1	Introduction.....	152
6.2	La Méthode des Éléments Finis (MEF) .....	152
6.2.1	concepts de base.....	153
6.2.2	Les avantages de la MEF.....	154
6.3	Présentation du logiciel Plaxis.....	155
6.3.1	Le logiciel PLAXIS.....	155
6.3.2	Les modules fonctionnels de PLAXIS.....	156
6.3.3	Types de calcul dans PLAXIS.....	157
6.3.4	Les modèles de comportements utilisés dans Plaxis.....	158
6.4	MODELISATION NUMERIQUE DE L'OUVRAGE .....	161

6.4.1	<i>Les données géotechniques de calcul introduites dans PLAXIS.....</i>	161
6.4.2	<i>Les étapes à suivre pour la modélisation .....</i>	162
6.4.3	<i>Résultats de calcul (OUTPUT) .....</i>	178
6.5	<i>VERIFICATION DE SOUTÈNEMENT PROVISOIRE.....</i>	182
6.5.1	<i>Paramètres de soutènement provisoire utilisé.....</i>	182
6.5.2	<i>Calcul de la rigidité Rigidités des cintres métalliques .....</i>	182
6.5.3	<i>Calcul de la rigidité du béton projeté.....</i>	183
6.5.4	<i>Repartition des efforts internes entre les cintres metallliques et le beton projete.....</i>	183
6.5.5	<i>Les efforts obtenus par la modélisation numérique (OUTPUT PLAXIS) .....</i>	185
6.6	<i>VERIFFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A (ELU) .....</i>	185
6.7	<i>VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT A (ELU).....</i>	188
6.8	<i>VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU FRONT DE TAILLE .....</i>	189
6.9	<i>VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DE LA VOÛTE PARAPLUIE .....</i>	190
6.10	<i>EVALUATION DE LA CHARGE MOYENNE AGGISANTE SUR LA CLE DE VOUTE .....</i>	192
	<i>Conclusion générale.....</i>	196
	<i>Bibliographie.....</i>	198
	<i>Annexe.....</i>	202

## ***Liste des tableaux***

### ***Chapitre I : Revue de littérature et cadre théorique***

Tableau 1. Caractéristiques des boulons à ancrage ponctuel .....	25
------------------------------------------------------------------	----

### ***Chapitre II : Soutènement des tunnels***

### ***Chapitre III : Présentation du projet***

Tableau 2: Le résultat du carottage S06.....	52
Tableau 3: Le résultat du carottage SC14 .....	56
Tableau 4: Le résultat du carottage SC15 .....	61
Tableau 5: Le résultat du carottage SC16 .....	66
Tableau 6 : Résumé des profondeurs des horizons existants.....	72
Tableau 7: Résumé des lectures piézométriques à tube ouvert dans la zone de la Station Pôle Universitaire(PV2).....	76
Tableau 8: Principaux séismes en Algérie.....	78
Tableau 9: Coefficient d'accélération selon la classe ouvrages et la zone de sismicité.....	80
Tableau 10 : Résumé des résultats des essais in situ réalisés dans plusieurs études – SPT.....	82
Tableau 11: Résumé des résultats des essais in situ réalisés dans plusieurs études – PMT.....	85
Tableau 12 : Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour obtentions des paramètres mécaniques des sols.....	86
Tableau 13 : Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour obtentions des paramètres physiques des sols.....	87

### ***Chapitre IV : Analyse Analytique par la méthode Convergence – Confinement***

Tableau 14. Valeurs du tracé de la courbe de confinement.....	114
---------------------------------------------------------------	-----

### ***Chapitre V : Analyse empirique par La Classification de Bieniawski***

### ***Chapitre VI : Analyse numérique par logiciel PLAXIS 2D***

Tableau 15 : Les données géotechniques de calcul introduites dans PLAXIS .....	134
Tableau 16 : Les caractéristiques du soutènement provisoire. ....	138
Tableau 17 : résultats de calcul suivant les phases de construction.....	149
Tableau 18 : Les caractéristiques du soutènement provisoire. ....	153
Tableau 19 : Résultats et Répartition des efforts internes. ....	156

## *Liste des figures*

### ***Chapitre I : Revue de littérature et cadre théorique***

Figure 1.La pelle hydraulique.....	6
Figure 2.Fonctionnement d'un bouclier. ....	7
Figure 3.Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif. ....	9
Figure 4.Machine à attaque ponctuelle. ....	11
Figure 5.Tunnelier TBM.....	13
Figure 6.Creusement en demi – section supérieure et inférieure. ....	16
Figure 7.Creusement en sections divisées.....	17

### ***Chapitre II : Soutènement des tunnels***

Figure 8.Mise en place de Soutènement provisoire. ....	22
Figure 9.Connexion des cintres entre eux. ....	22
Figure 10.Mise en place du béton projeté. ....	23
Figure 11.Risques encourus par l'excavation.....	23
Figure 12.Soutènement par boulonnage.....	24
Figure 13.Boulon à ancrage ponctuel. ....	25
Figure 14.Boulon à fente et à coin .....	26
Figure 15.Boulons à Coquille d'expansion.....	26
Figure 16.Têtes d'expansion.....	26
Figure 17.Boulons à ancrage réparti (Lenoir-Mernier).....	27
Figure 18.Les boulons à ancrage réparti. ....	27
Figure 19.Soutènement par cintre. ....	28
Figure 20.Cintre réticulés. ....	28
Figure 21.Cintres lourds. ....	29
Figure 22.Cintres TH. ....	30
Figure 23.Cintres coulissant.....	30
Figure 24.Projection par voie sèche. ....	32
Figure 25.Projection par voie humide.....	33
Figure 26.Opérateur de projection en voie humide.....	33
Figure 27.Exemple de voussoirs en béton. ....	34
Figure 28.Voussoirs préfabriqués en béton armé.....	35
Figure 29.Méthode de prédécoupage et prévôte. ....	36
Figure 30.Essai sur le terrain d'un jet grouting horizontal utilisant la méthode des tuyaux composites dans les dépôts meubles de Shanghai. ....	36
Figure 31.Processus de Jet grouting.....	37
Figure 32.Anneaux renforcés.....	37

### **Chapitre III : Présentation du projet**

Figure 33.Tracé du projet (Lot 1) et phasage des travaux.....	43
Figure 34.Tracé en plan du puits de ventilation #02 sur support de carte géographique. ....	44
Figure 35.Plan d'implantation du PV 2. ....	45
Figure 36.Grands ensembles morphostructuraux de la région d'Alger.....	49
Figure 37.Carte géologique de la région d'Alger (d'après Aymé', 1964) .....	50
Figure 38.Plan de localisation des investigations in situ. (Hentouri & Serier, 2020) .....	51
Figure 39.Caisse de carottage S06 N° 01.....	52
Figure 40.Caisse de carottage S06 N° 02.....	53
Figure 41.Caisse de carottage S06 N° 03.....	53
Figure 42.Caisse de carottage S06 N° 04.....	54
Figure 43.Caisse de carottage S06 N° 05.....	54
Figure 44.Caisse de carottage S06 N° 06.....	55
Figure 45.Caisse de carottage S06 N°07.....	55
Figure 46.Caisse de carottage SC14 N°01 .....	57
Figure 47.Caisse de carottage SC14 N°02 .....	57
Figure 48.Caisse de carottage SC14 N°03 .....	58
Figure 49.Caisse de carottage SC14 N°04 .....	58
Figure 50.Caisse de carottage SC14 N°05 .....	59
Figure 51.Caisse de carottage SC14 N°06 .....	59
Figure 52.Caisse de carottage SC14 N°07 .....	60
Figure 53.Caisse de carottage SC14 N°08 .....	60
Figure 54.Caisse de carottage SC14 N°09 .....	61
Figure 55.Caisse de carottage SC15 N°01 .....	62
Figure 56.Caisse de carottage SC15 N°02 .....	62
Figure 57.Caisse de carottage SC15 N°03 .....	63
Figure 58.Caisse de carottage SC15 N°04 .....	63
Figure 59.Caisse de carottage SC15 N°05 .....	64
Figure 60.Caisse de carottage SC15 N°06 .....	64
Figure 61.Caisse de carottage SC15 N°07 .....	65
Figure 62..Caisse de carottage SC15 N°08 .....	65
Figure 63.Caisse de carottage SC16 N°01 .....	67
Figure 64..Caisse de carottage SC16 N°02 .....	67
Figure 65.Caisse de carottage SC16 N°03 .....	68
Figure 66.Caisse de carottage SC16 N°04 .....	68
Figure 67.Caisse de carottage SC16 N°05 .....	69
Figure 68.Caisse de carottage SC16 N°06 .....	69
Figure 69.Caisse de carottage SC16 N°07 .....	70
Figure 70.Caisse de carottage SC16 N°08 .....	70
Figure 71..Caisse de carottage SC16 N°09 .....	71
Figure 72.Carte Hydrogéologique de la région d'Alger (Extrait de la carte HD, secrétariat d'état à l'hydraulique, Birmandrais, Alger). ....	73
Figure 73.piézomètre à tube ouvert. ....	74
Figure 74.Piézomètre à corde vibrante. ....	75

Figure 75.Lectures des piézomètres à corde vibrante SC16 (PV2) et SC17 (PU).....	77
Figure 76.: Extrait de la carte de zonage sismique du territoire national – RPA99/APRES ADDENDA. .....	79
Figure 77.Schéma descriptif de l’essai pressiométrique. ....	84
Figure 78.Courbe pressiométrique. ....	84
Figure 79.Corrélation entre $N$ et $su$ .....	90
Figure 80.Cercle de Mohr dans un essai à compression simple.....	91
Figure 81.Relation $Eu/su$ versus $OCR$ et $IP$ .....	92
Figure 82.Valeurs typiques de $c'$ et $\varphi'$ selon Wilun et Starzewski (1975).....	93

#### ***Chapitre IV : Analyse Analytique par la méthode Convergence – Confinement***

Figure 83.courbe de convergence. ....	99
Figure 84.courbe de confinement.....	100
Figure 85.Méthode convergence-confinement.....	100
Figure 86.Théorie des poids des terres.....	106
Figure 87.Classification des roches selon la résistance à la compression recommandée.....	107
Figure 88.Les différents soutènements recommandé pour la classe R5B. ....	107
Figure 89.Valeurs de courbe caractéristique de terrain. ....	110
Figure 90.Courbe caractéristique du terrain.....	110
Figure 91.Courbe de confinement pour notre soutènement. ....	114
Figure 92.La courbe finale de la convergence confinement.....	114

#### ***Chapitre V : Analyse empirique par La Classification de Bieniawski***

Figure 93.Illustration graphique des paramètres de caractérisation du RMR. ....	118
Figure 94.Paramètre de classification des roches et notes de pondération.....	120
Figure 95.Note d’ajustement pour l’orientation des joints.....	121
Figure 96.Classe de roche suivant la classification de Z. BIENIAWSKI. ....	121
Figure 97.Relations entre $[[RMR]]_{Sec}$ et la résistance à la compression simple. ....	122
Figure 98.Classification du massif rocheux selon le RMR ; Bieniawski (1989) .....	125

#### ***Chapitre VI : Analyse numérique par logiciel PLAXIS 2D***

Figure 99.Exemple d’un ensemble de maillage. ....	128
Figure 100.géométrie général du modèle.....	135
Figure 101.Boîte de dialogue onglet Material sets.....	136
Figure 102.Boîte de dialogue onglet afin d’entrer les paramètres de la couche Qag. ....	136
Figure 103.Boîte de dialogue onglet afin d’entrer les paramètres de la couche Qag. ....	137
Figure 104.Schéma de la coupe transversale du rameau de connexion .....	137
Figure 105.Boîte de dialogue du sous logiciel Tunnel designer. ....	138
Figure 106.: Caractéristique du cintre HEB 120 .....	139
Figure 107.Boîte de dialogue de caractéristiques du soutènement provisoire (la calotte).....	141
Figure 108.Boîte de dialogue de caractéristiques du soutènement provisoire (Le radier). ....	141
Figure 109.output génération de la mesh. ....	142

Figure 110.l'introduction du niveau phréatique. ....	142
Figure 111.La distribution de la Pression interstitielle.....	143
Figure 112.Distribution des contraintes initiales effectives (principales directions). ....	143
Figure 113.Distribution des contraintes totales initiales. ....	144
Figure 114.définition de la phase 01 et activation des surcharges en surface 15 KN/m2. ....	145
Figure 115.définition de la phase 02 et l'excavation de la section totale du rameau de connexion	145
Figure 116.définition de la phase 03 Installation du soutènement du rameau de connexion (la callote). .....	146
Figure 117.définition de la phase 04 Installation du radier provisoire.....	147
Figure 118.nœud « A » sélectionné pour la courbe de déplacement. ....	147
Figure 119.nœud « B » sélectionné pour la courbe de déplacement. ....	148
Figure 120.Boîte de dialogue PLAXIS CALCULATIONS.....	149
Figure 121.diagramme de l'effort Normal maximal $N_{max} = 1.14 \cdot 10^3$ KN.....	150
Figure 122.Diagramme de l'effort tranchant $T_{max} = 67.07$ KN. ....	150
Figure 123.Diagramme du moment de flexion $M_{max} = 35.90$ KN/m.....	151
Figure 124.Déplacement vertical maximal $U_{y-y} : 47.77 \cdot 10^{-3}$ m.....	151
Figure 125.Déplacement horizontal maximal $U_{x-x} : 7.41 \cdot 10^{-3}$ m. ....	152
Figure 126.Déplacement total maximal $U_{tot} : 47.77 \cdot 10^{-3}$ m.....	152
Figure 127.Critère de stabilité pour les matériaux argileux (Peck, 1969).....	160
Figure 128.Modèle de calcul pris en considération pour le dimensionnement de la voute parapluie (Daniel Peila, 1995) .....	161
Figure 129.Diagramme de la pression verticale moyenne agissante sur le soutènement provisoire sur la coupe A-A' $P_{max} = 263.40$ KPa dans la phase-01 de calcul.....	163

## ***LISTE DES SIGLES***

*A.F.T.E.S : Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain*

*C.C : Convergence Cnfinement*

*F.E.M : Finite element method*

*M.E.F : Méthode des éléments finis*

*N.A.T.M : New Austrian Tunneling Methode*

*PV : Puit de Ventillation*

*PMT : Essai Pression Ménard*

*Qs : Quaternaire-Sable limoneux Argileux*

*Qm : Quaternaire -Argiles marneuses*

*Qa : Quaternaire -Argile limoneuse peu sableuse*

*Qmsg : Quaternaire-Sable Limoneux Argileux*

*Re : Remblais*

*RQD : Rock Quatily Designation*

*TBM : Tunneling Boring Mashine*

*SPT : Standard Penetration Test*

*PU: Station pole universitaire*

## ***LISTE DES VARIABLES***

$\sigma_0$  : Contrainte naturelle

$\lambda$  : Taux de déconfinement

$u$  : Déplacement

$R_c$  : La résistance en compression simple du terrain.

$\sigma_0$  : Contrainte initiale du massif.

$\phi$  : angle de frottement .

$E$  : Module de Young.

$\nu$  : Coefficient de Poisson.

$R$  : Rayon d'excavation.

$\lambda_a$  : taux de déconfinement à l'apparition de la rupture

$K_p$  : coefficient de butée

$\sigma_s$  : Résistance de l'acier

$A_s$  : Section de cintre HEB 120

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier

$A$  : espacement des cintres

$F_{ck}$  : Résistance à la compression

$E_b$  : Module de Young (béton projeté)

$G$  : Module de cisaillement

$\nu_b$  : Coefficient de poisson (béton projeté)

$e$  : Epaisseur de béton

$h_i$  : hauteur de la couche

$\gamma_i$  : poids spécifique de la couche

$q$ : charge du chantier

$f_{bu}$  : contrainte limite à la rupture du béton.

$f_{c28}$  : résistance à la compression après 28 jours égale à 25 Mpa.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité il prend les valeurs suivantes :

$\gamma_b = 1.5$  dans le cas courant

$\gamma_b = 1.15$  en cas de combinaisons accidentelles

$\theta$  coefficient dépend de la durée

$K_c$  : raideur du cintre

$K_b$  : raideur du béton

$E$ : module de Young

$\nu$ : Coefficient de poisson

$\phi$  : angle de frottement

$c$  : cohésion

$C$  : cohésion (effective) [KN/m<sup>2</sup> ]

$\phi$  : angle de frottement effectif [°]

$\psi$  : angle of dilatance[°]

$K_0$  : Coefficient des terres en repos (par défaut  $k_0=1-\sin\phi$ )

$C$  increment : Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut  $C$  increment=0)

$R_{inter}$  : Coefficient d'interface

$EI$  : Rigidité à la Flexion

$EA$  : Rigidité à la compression

$E_b$ : Module d'élasticité du béton

$A_b$  :  $a \cdot e$  Section du béton.

$I'_b$ : Moment d'inertie de la section du béton

$a$  : la distance entre les cintres.

$E_c$ : Module d'élasticité de l'acier.

$A_c$  : Section du cintre HEB 120.

$I_c$  =: Moment d'inertie de cintre HEB 120.

$I_b$  : moment d'inertie du béton

$d_{eq}$  : Épaisseur équivalente du tunnel

$\alpha = \sum -M_{stage}$  = taux de déconfinement

$M_c$  : moment fléchissant sur la section du cintre métallique

$N_c$  : effort normal sur la section du cintre métallique

$T_c$  : effort tranchant sur la section du cintre métallique

$M_b$  : moment fléchissant du béton projeté

$N_b$  : effort normal porté sur le béton projeté

$T_b$  : effort tranchant porté sur le béton projeté

$\beta_N$  : Rapport de rigidité à la compression entre le béton projeté et le cintre

$\beta_M$  : Rapport de rigidité à la flexion entre le béton projeté et le cintre

$M$  : moment fléchissant

$N$  : effort normal

$T$  : effort tranchant

$\gamma_s$  : module de sécurité

$\sigma_e$  : Résistance de l'acier

$f_y$  : Limite d'élasticité

$I$  : Moment d'inertie du profilé.

$S$  : Moment statique du profilé

$t_w$  : Épaisseur de l'âme du profilé.

$W_p$  : Le module de flexion plastique

$A_t$  : L'aire résistante à l'effort tranchant.

## *Introduction générale*

Face à la croissance démographique rapide et aux embouteillages chroniques, Alger avait besoin d'une solution durable pour faciliter la mobilité de ses citoyens. Le métro, inauguré en 2011 après des décennies de travaux, a répondu à cette problématique avec brio. S'étendant sur plusieurs kilomètres, il relie aujourd'hui des quartiers stratégiques de la capitale comme El Harrach, Tafourah ou encore Place des Martyrs. Doté d'un système automatisé et de rames modernes, le métro offre un moyen de transport rapide, sécurisé et écologique, contribuant à réduire la dépendance aux voitures et les émissions de gaz à effet de serre.

Quiconque décide de construire un projet souterrain se retrouve forcément confronté à un problème d'ingénierie particulièrement complexe, car il est extrêmement difficile de déterminer à l'avance la conception de base d'un projet souterrain par rapport à une construction en surface. La perturbation de l'équilibre du terrain conduit naturellement à l'apparition de plusieurs phénomènes : tels que le tassement (conséquence du déplacement vertical du terrain au-dessus du tunnel), la dilatation (« l'effet renard » du soulèvement des fondations, l'instabilité de la base des piles), et les dolines, autrement dit l'effondrement (rupture partielle ou totale de la structure du tunnel, se propageant parfois jusqu'au sol). Cela forme un bassin d'effondrement ou un cratère.

Notre étude qui s'inscrit dans le cadre de projet de fin d'étude portera sur la construction du rameau de connexion (Tunnel transversal) qui connecte le puit de ventilation#02 'Pole universitaire ' avec le tunnel de voie principale. Il sera divisé en deux axes principaux suivants :

Dans la première phase, nous donnerons d'abord un aperçu du tunnel, puis définirons les modalités de mise en œuvre, l'ampleur du projet, les précautions particulières et/ou traitements particuliers à prendre en compte lors de la construction, et identifierons les principaux phénomènes d'instabilité.

Dans la deuxième phase l'objectif principal de ce travail est d'évaluer la stabilité de l'excavation et de proposer un dimensionnement adéquat du soutènement. Pour ce faire, trois approches complémentaires ont été mobilisées :

- L'approche empirique, à travers la classification géomécanique RMR de Bieniawski, permettant une évaluation préliminaire des conditions du massif rocheux ;
- L'approche analytique, basée sur la méthode convergence–confinement, pour analyser l'évolution des contraintes et des déformations en fonction de l'avancement du creusement ;
- L'approche numérique, en recourant au logiciel PLAXIS 2D, afin de modéliser le comportement du terrain et vérifier l'efficacité du soutènement proposé.

Cette recherche examine diverses stratégies et technologies pour booster l'efficacité des métros urbains. L'accent est mis sur la gestion des horaires, la maintenance des infrastructures, l'optimisation de la capacité et l'intégration numérique. En analysant ces pistes d'amélioration, cette étude ambitionne de proposer des recommandations concrètes pour des opérations de métro optimisées, contribuant à une mobilité urbaine plus fluide et durable.

*Chapitre I : Revue de la littérature  
et cadre théorique*

# **1 Techniques de mise en œuvre des ouvrages souterrains**

## **1.1 Introduction**

Le projet de métro, véritable prouesse d'ingénierie souterraine, se conçoit comme un organisme vivant enfoui sous le tissu urbain. Son cœur battant est le tunnel principal, une galerie oblongue méticuleusement creusée, dont les parois lisses guideront le ballet incessant des rames. C'est dans cet axe vital que l'énergie et le mouvement se concentreront, orchestrant les déplacements de milliers d'usagers. Se greffant à cette artère essentielle, les rameaux de connexion déploient une double fonctionnalité cruciale. Ils sont d'abord les conduits discrets qui relient le tunnel principal aux imposants puits de ventilation, permettant à l'air frais de s'infiltrer et à l'air vicié de s'échapper, garantissant une atmosphère respirable et sécurisée.

Mais au-delà de leur rôle aéraulique, ces ramifications secondaires se transforment en passages stratégiques, des voies d'évacuation potentielles, des chemins de repli pensés pour offrir une issue rapide et sécurisée en cas d'incident, témoignant d'une conception plaçant la sécurité au centre de son architecture. Enfin, les puits de ventilation, véritables cathédrales verticales creusées jusqu'à la surface, ne sont pas de simples conduits d'aération. Ils sont le siège de grandes machines de respiration, des systèmes mécaniques puissants qui aspirent et refoulent l'air avec une efficacité redoutable, assurant un renouvellement constant de l'atmosphère dans les profondeurs. Leur présence, souvent discrète en surface mais vitale en profondeur, est le gage du confort et de la pérennité de cette infrastructure complexe, un témoignage de la maîtrise humaine sur les éléments, même dans les entrailles de la terre, où la respiration artificielle devient une nécessité.

## **1.2 Ouvrages souterrains**

Les ouvrages souterrains constituent la solution la mieux adaptée à la création de nouvelles infrastructures en zone urbaine et au franchissement des zones montagneuses. En zone urbaine, le sous-sol devient une alternative quasi incontournable aux problèmes d'occupation et d'encombrement de surface. La réalisation des travaux en souterrain permet d'affranchir des obstacles, d'utiliser au maximum l'espace souterrain quasi illimité et de libérer la surface au sol.

### **1.2.1 Tunnel principal**

Le tunnel principal est la structure souterraine centrale dans un projet de métro. C'est une galerie de grande dimension creusée sous la ville, spécialement conçue pour permettre la

circulation des rames de métro. Il s'étend généralement sur plusieurs kilomètres et suit le tracé des lignes de transport urbain. Ce tunnel est construit à l'aide de techniques avancées, souvent avec des tunneliers, pour garantir sa solidité face à la pression du sol et aux conditions souterraines. Il est équipé de rails, de systèmes d'alimentation électrique, d'éclairage, de dispositifs de sécurité, et parfois de capteurs pour surveiller l'environnement intérieur. Le tunnel principal constitue l'épine dorsale du réseau de métro, permettant un transport rapide, fluide et sécurisé entre les différentes stations.

### **1.2.2 Rameaux de connexion**

Les rameaux de connexion sont des galeries secondaires qui relient le tunnel principal à d'autres structures du réseau souterrain, comme les puits de ventilation ou les locaux techniques. Leur rôle est multiple et essentiel. Sur le plan fonctionnel, ils permettent le passage de l'air entre le tunnel principal et les puits, contribuant ainsi à une ventilation efficace. Mais ils jouent aussi un rôle crucial en matière de sécurité : en cas d'incident (incendie, panne, ou autre urgence), ces rameaux peuvent être utilisés comme chemins d'évacuation ou accès pour les équipes de secours. Leur conception tient compte des normes de sécurité strictes, avec un éclairage de secours, des portes coupe-feu et parfois des équipements de surveillance. Même s'ils ne sont pas directement utilisés par les passagers au quotidien, les rameaux de connexion sont indispensables au bon fonctionnement, à la sécurité et à la ventilation du métro.

### **1.2.3 Le puits de ventilation**

L'aéragé ou la ventilation est l'alimentation en air frais d'une exploitation minière souterraine, d'un tunnel ou d'un métro (creusement et exploitation).

Le but de l'aéragé est de donner :

- aux hommes et aux animaux l'air nécessaire pour la respiration, et aux ampoules (d'éclairage ou de sécurité) l'air nécessaire pour leur combustion .
- l'air nécessaire aux machines avec moteur à combustion interne .
- de diluer les gaz toxiques ou dangereux .
- d'abaisser la température dans les mines profondes, qui peuvent atteindre plusieurs dizaines de degrés Celsius. (1)

### 1.3 Modes de creusement selon la nature du terrain

Le choix du mode de creusement dépend principalement de la nature géotechnique du sol traversé. On distingue deux grands cas :

- **Terrains meubles et aquifères** (sols sableux, argileux, gorgés d'eau)
- **Terrains durs ou rocheux** (massifs de granite, calcaire compact, etc.)

#### 1.3.1 Techniques Creusement en terrains meubles et aquifères :

Les terrains meubles (sableux, argileux, limoneux) ou gorgés d'eau présentent des risques d'effondrement et d'infiltration. Ils nécessitent souvent des techniques spécifiques de soutènement et d'étanchéité.

##### 1.3.1.1 La pelle hydraulique :

C'est un engin mécanique constitué d'un bras mobile (pelle) pouvant se déplacer aisément sur le front de taille et les parois latérales.

Dans le cas où l'on rencontrerait des passages de terrains durs, on peut prévoir un changement de la pelle par un marteau piqueur. (2)

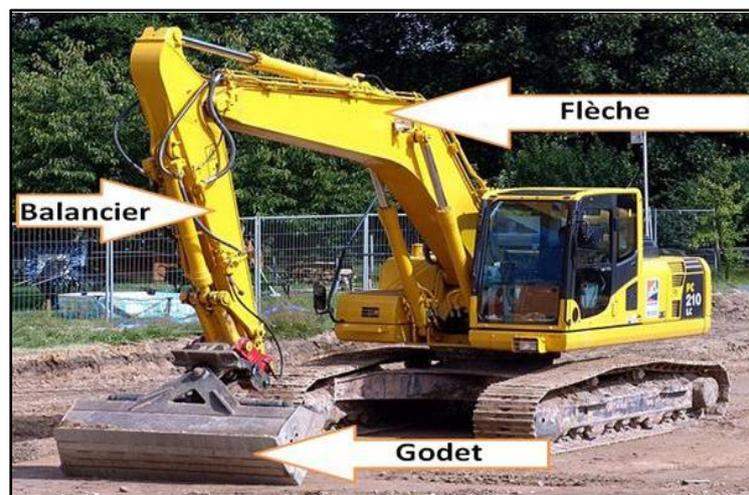


Figure 1.1- La pelle hydraulique.(2)

### 1.3.1.2 Les Boucliers :

Ce type de machine ne peut s'adapter que dans des terrains meubles et aquifères, le bouclier joue en plus un rôle de soutènement provisoire, sa progression est assurée par des vérins prenant appui sur le revêtement posé à l'arrière. (2)

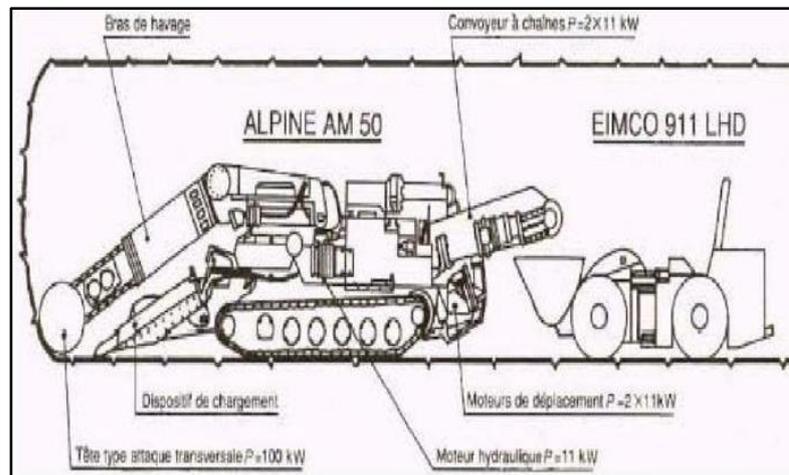


Figure 1.2- Fonctionnement d'un bouclier.(2)

## 1.3.2 Techniques Creusement en terrains durs ou rocheux :

### 1.3.2.1 Creusement d'un tunnel par explosif :

#### Principe général

L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution de tunnels situés dans les roches pour lesquels un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique (machine foreuse pleine section ou à attaque ponctuelle, brise roche) n'est plus envisageable du point de vue technique ou économique. (3)

#### Étapes détaillées :

##### 1. Étude géologique et préparation du plan de tir

Avant toute opération, un plan de tir est élaboré. Ce plan est un schéma précis de la voûte du tunnel sur lequel sont positionnés :

- Les emplacements des trous de forage (mines).
- La puissance et le type des charges explosives.

- L'ordre et le timing des détonations (avec des écarts de quelques millisecondes, souvent 25 ms) pour contrôler la séquence d'explosion et limiter les vibrations.

Ce plan est adapté en fonction des caractéristiques géologiques rencontrées sur le trajet du tunnel.

## **2. Foration des trous**

Des trous sont forés dans la roche selon le plan de tir. Ces trous ont différentes fonctions :

- Les trous chargés d'explosifs pour fragmenter la roche.
- Les « bouchons » qui sont des trous vides ou partiellement chargés, placés stratégiquement pour créer une surface libre après la première explosion, facilitant la fragmentation.

Il existe plusieurs types de bouchons, comme le bouchon canadien (plusieurs trous vides parallèles) ou le bouchon en V (deux trous chargés en forme de V).

## **3. Chargement des explosifs et mise en place des détonateurs**

Les charges explosives sont insérées dans les trous, puis reliées à des détonateurs programmés pour déclencher les explosions selon la séquence prévue.

## **4. Détonation et fragmentation**

Les charges explosent dans l'ordre défini, fragmentant la roche en blocs. La séquence d'explosion est conçue pour maximiser l'efficacité du tir tout en minimisant les vibrations et les risques pour la stabilité du tunnel.

## **5. Évacuation des déblais**

Après chaque tir, les débris de roche sont évacués du tunnel à l'aide d'engins de chantier (chargeuses, wagonnets, etc.) pour préparer la prochaine phase de forage et d'explosion.

## **6. Soutènement provisoire**

Après chaque avancée, un soutènement provisoire est mis en place pour sécuriser le front de taille et éviter les effondrements. Ce soutènement peut inclure des boulons d'ancrage, du béton projeté (gunite) et des cintres métalliques.

## 7. Répétition du cycle

Le cycle forage-charge-explosion-évacuation-soutènement est répété jusqu'à l'achèvement du tunnel.

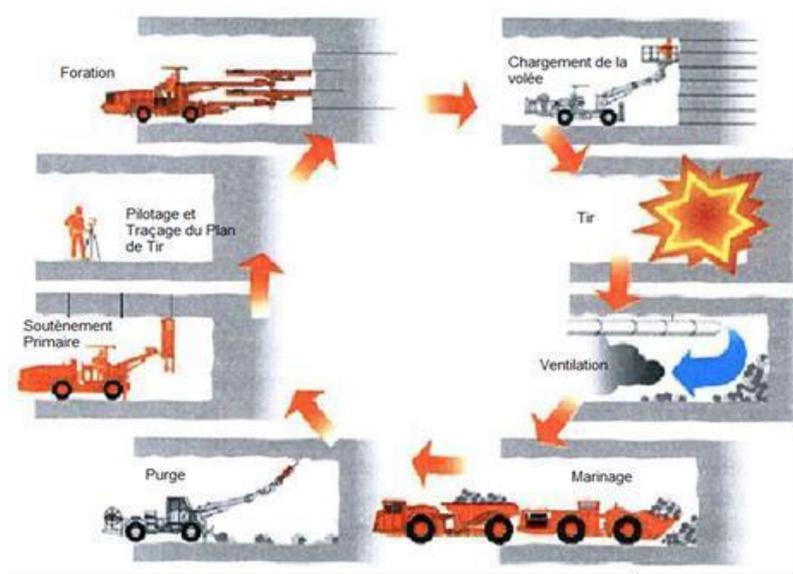


Figure 1.3- Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif.(3)

### 1.3.2.2 Creusement à l'aide du ciment expansif :

Le ciment expansif est un éclateur non explosif pour les matériaux durs et compacts. Son rôle est de fissurer le matériau en petites quantités. Il se présente sous forme de ciment composé notamment de chaux vive.

Le principe d'action du ciment expansif consiste à développer une montée de pression à volume constant pouvant varier de 15 MPa à 60 MPa suivant les conditions d'utilisation.

Quand cette pression devient supérieure à la résistance de traction les fissures s'amorcent puis se propagent dans le matériau jusqu'à rupture. (2)

#### ✓ Avantages:

- Découpage relativement précis;
- Pas de nuisance vis-à-vis du bruit de vibration;
- Sans danger pour l'environnement. (2)

✓ **Inconvénients :**

- Le facteur temps est plus important que dans les autres procédés;
- Main-d'œuvre hautement qualifiée;
- Coût élevé. (2)

### 1.3.2.3 Méthode par attaque ponctuelle :

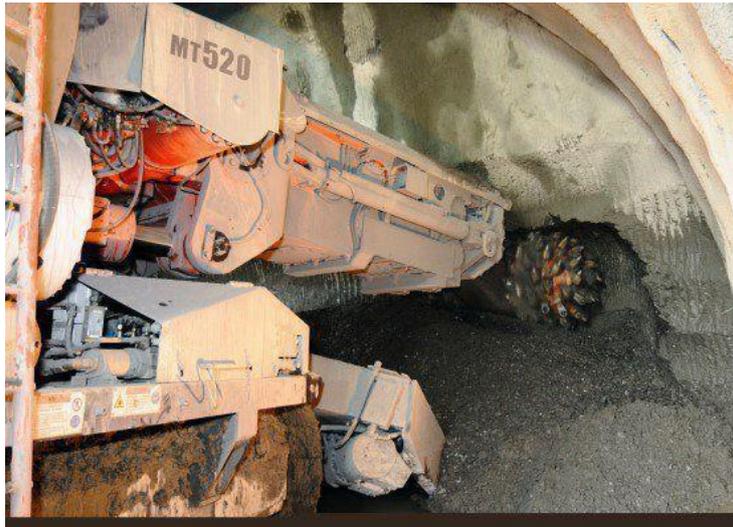
Les machines à attaque partielle ou ponctuelle (boom type machine – BTM) représentent les machines qui n'abattent qu'une partie de la section. Elles permettent de creuser n'importe quel profil de dimension variable, elles sont équipées d'une tête fraiseuse de faible dimension située à l'extrémité d'un bras mobile, le tout porté sur un châssis automoteur à roues ou à chenilles. Le principe du travail d'abattage de la machine consiste en un éclatement de la roche sous les effets conjugués (associé) d'une pénétration des pics dans le front de taille et du balayage du bras. Les déblais sont ensuite repris au front par un système d'évacuation propre ou non à la machine. Ce moyen d'abattage reste bien adapté aux travaux en site urbain, et à l'exécution de galeries de dimensions faibles à moyenne (reconnaissance, avancement, pilote ou travaux annexes, niches, garages, locaux techniques).

✓ **Les avantages :**

- Simultanéité des opérations d'abattage, de chargement et d'évacuation des roches .
- Grande vitesse d'avancement (6 m/jour) .
- La technique d'abatage n'entraîne pas d'ébranlement.
- Découpage soigné de la section (pas de hors profils). (4)

✓ **Les inconvénients :**

- Un coût élevé, mais plus avantageux que les tunneliers.
- Frais de démontage, de transport et de remontage du matériel en souterrain.
- Les têtes d'attaque s'usent très rapidement et leur changement est relativement coûteux. Beaucoup de poussières. (4)



**Figure 1.4- Machine à attaque ponctuelle.(5)**

#### **1.3.2.4 Méthodes par pré découpage mécanique :**

Cette méthode consiste à réaliser une succession de saignées d'épaisseur 15 à 30 cm et de 3 à 5m de longueur dont le tracé suit le profil théorique de l'extrados de la voûte à réaliser, à l'aide d'une haveuse (machine de pré-découpage constituée d'un bâti support rigide auquel est fixé un chariot mobile pouvant se déplacer sur le contour de la section à excaver et équipé d'une scie spéciale). La saignée est remplie de béton à prise rapide, mis en place par projection (béton projeté par voie sèche et éventuellement armé de fibres métalliques), afin de constituer une voûte porteuse dans le massif encaissant. (6)

#### **✓ Les avantages :**

- Assure un soutènement solide et immédiat grâce à la prévôte en béton projeté.
- Garantit la sécurité des ouvriers en stabilisant le terrain avant excavation complète.
- Permet un creusement progressif et contrôlé, limitant les risques d'effondrement.
- Réduit les tassements et déformations en surface grâce au pré-soutènement.

#### **✓ Les inconvénients :**

- Mise en œuvre complexe nécessitant un équipement spécialisé (haveuse, système de projection).
- Coût élevé lié à l'utilisation de béton à prise rapide et à la maintenance des machines.
- Avancement plus lent comparé à des méthodes mécaniques continues comme le tunnelier.

- Nécessite une planification rigoureuse et un suivi précis pour assurer la continuité des prévôtes.

### 1.3.2.5 Méthodes de creusement au tunnelier :

Un bouclier est un système de protection constitué d'une structure métallique complète ou partielle à l'abri de laquelle s'effectuent les opérations de terrassement. Le soutènement ou le revêtement peuvent également être mis en œuvre à l'abri du bouclier. Le tunnelier est un engin de génie-civil servant à creuser des tunnels, travaillant de manière continue et en pleine section, contrairement à la machine à attaque ponctuelle. Les tunneliers d'aujourd'hui sont de véritables bijoux de technologie. En effet, en plus de creuser les tunnels, cet engin permet de poser le soutènement du tunnel. Par exemple pour les tunnels ferroviaires, c'est cette technique qui est souvent utilisée car elle est très rapide. Après le passage du tunnelier, il reste à faire la galerie technique, comprenant l'évacuation des eaux, les câbles électriques et les accessoires relatifs à la signalisation et à la sécurité. (7)

#### ✓ **Avantages**

- Pas d'ébranlement et pas d'hors-profil, ce qui assure une bonne tenue de la galerie;
- Le soutènement est facile en plus la vitesse de creusement assez élevée de 15 à 30 m/jour;
- Les équipes de personnel sont réduites, ce qui permet d'augmenter le rendement;
- La sécurité des chantiers est accrue. (2)

#### ✓ **Inconvénients**

- Le temps de travail effectif de la machine ne dépasse pas 30%.
- Le tunnelier ne peut être valablement utilisé, qu'en terrain homogène.
- Tout accident géologique imprévu entraîne le blocage de la machine.
- Coût très élevé, d'où la difficulté ou la quasi impossibilité d'amortissement sur des tronçons, dont la longueur est inférieure à 2 Km.
- La géométrie du tunnel doit être circulaire.
- Le coût excessivement élevé des outils de forage (7)



**Figure 1.5- Tunnelier TBM (Tunnel Boring Machine).(8)**

#### **1.4 La Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM) :**

La Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM) est une technique de creusement de tunnels adaptée aux roches tendres et sols peu stables, qui combine plusieurs techniques de soutènement telles que le boulonnage, les cintres et le béton projeté. Elle repose sur la création d'un soutènement déformable constitué d'une armature de boulons ancrés dans le terrain et d'une coque mince de béton projeté (15 à 30 cm), souvent renforcée par un treillis soudé et parfois des cintres coulissants. Ce soutènement forme un anneau porteur en armant le terrain autour de l'excavation, limitant ainsi la décompression des sols et garantissant la stabilité du tunnel. L'excavation s'effectue par étapes, en pleine ou demi-section, pour permettre la mise en place rapide du soutènement. Les ancrages scellés créent une voûte armée qui protège le terrain contre les déformations, répartit les efforts et assure une pression radiale de confinement. Cette méthode nécessite une surveillance continue des déformations pour ajuster le soutènement en temps réel, ce qui la rend flexible et efficace dans des conditions géologiques variées, notamment en milieu urbain.

##### **✓ Les avantages :**

- Mise en œuvre rapide du soutènement.
- Revêtement souple et continue.
- Contrôle du comportement du terrain au cours de l'exécution.
- Apport d'un confinement stabilisateur. (6)

✓ **Les inconvénients :**

- Les venues d'eau excessives empêchent la mise en œuvre du béton projeté, soit en raison de gêne à la projection ou en raison des sous - pressions qui peuvent se développer derrière la couche de béton frais.
- Le terrain est trop peu cohérent.
- L'efficacité du boulonnage est insuffisante, la hauteur de couverture entraîne des pressions élevées et même le renforcement par des cintres légers ne pourra suffire. (6)

## **1.5 Les modes de creusement :**

Les méthodes de creusement dépendent de plusieurs paramètres, parmi lesquels on peut citer la nature du terrain, la profondeur et les dimensions de l'ouvrage, le matériel disponible, le délai d'exécution et l'environnement de l'ouvrage. Le creusement s'effectue selon des classes d'excavation qui appartiennent à trois (03) modes principaux :

- Creusement en pleine section.
- Creusement en demi-section supérieure.
- Creusement en sections divisées.

### **1.5.1 Creusement en pleine section :**

Le creusement en pleine section consiste à excaver la totalité de la section transversale du tunnel en une seule fois. Elle est généralement utilisée dans des terrains homogènes et stables, comme des roches de bonne tenue ou des sols suffisamment résistants, où un soutènement léger (boulonnage, béton projeté) suffit pour assurer la stabilité immédiate. Cette méthode permet un avancement rapide, mais nécessite une mise en place immédiate du soutènement provisoire pour sécuriser l'excavation.

Elle est couramment employée avec des machines à attaque ponctuelle ou des tunneliers, notamment pour des tunnels de diamètre moyen à grand (entre 2 et 20 mètres), et convient bien aux terrains où le front de taille peut être stabilisé efficacement sans découpage préalable. En revanche, dans des terrains instables ou très hétérogènes, cette méthode peut devenir risquée ou coûteuse, nécessitant alors des creusements par étapes (demi-section ou sections divisées).

En résumé, le creusement en pleine section est une méthode efficace pour des terrains stables, offrant rapidité et continuité dans l'excavation, mais qui demande un soutènement immédiat et adapté pour garantir la sécurité du tunnel.

✓ **Les avantages :**

- Facilite l'organisation du chantier en séparant clairement les équipes de creusement et celles du soutènement.
- Bien adaptée aux terrains homogènes et stables nécessitant un soutènement léger (boulonnage, béton projeté).
- Favorise la maîtrise des déplacements en évitant les reprises d'excavation dans un terrain déjà décomprimé.
- Méthode la plus rapide pour les tunnels de grande section (plus de 40 à 50 m<sup>2</sup>).

✓ **Les inconvénients :**

- L'évacuation des déblais nécessite plusieurs reprises, ce qui peut ralentir le chantier.
- Difficultés d'adaptation en cas de rencontre d'un accident de terrain sérieux.
- Mise en place des cintres métalliques compliquée pour les grandes sections.
- Nécessite l'utilisation de gros engins, rentable surtout sur des chantiers longs.
- Moins adaptée aux terrains instables, hétérogènes ou saturés en eau.

### **1.5.2 Le creusement à demi-section :**

Le creusement à demi-section consiste à excaver d'abord la moitié supérieure du tunnel, (calotte), avant de creuser la partie inférieure (STROSS). Cette méthode est particulièrement adaptée aux terrains hétérogènes ou de faible qualité, nécessitant un soutènement important et rapide, souvent par cintres métalliques et blindages. Elle permet de réduire la taille du front de taille, ce qui facilite la maîtrise de la stabilité et limite les déformations du terrain.

Le creusement en demi-section est souvent utilisé pour les tunnels de grande dimension ou dans des conditions géologiques difficiles où un soutènement provisoire doit être mis en place rapidement pour sécuriser l'avancement. La pose du soutènement peut être réalisée dans une excavation périphérique, parfois bétonnée provisoirement sur un merlon central, ce qui renforce la stabilité du front.

✓ **Les avantages :**

- Meilleure sécurité dans les terrains hétérogènes ou instables.
- Réduction de la taille du front de taille, facilitant le contrôle des déformations.
- Soutènement progressif et mieux maîtrisé (calotte puis stross).
- Adapté aux grandes sections de tunnel.
- Flexibilité dans la longueur d'avancement selon les conditions du terrain.

✓ **Les inconvénients :**

- Avancement plus lent que la méthode en pleine section.
- Organisation du chantier plus complexe avec plusieurs phases de soutènement.
- Difficultés d'adaptation en cas d'accidents géotechniques graves.
- Évacuation des déblais en plusieurs reprises, compliquant la logistique.

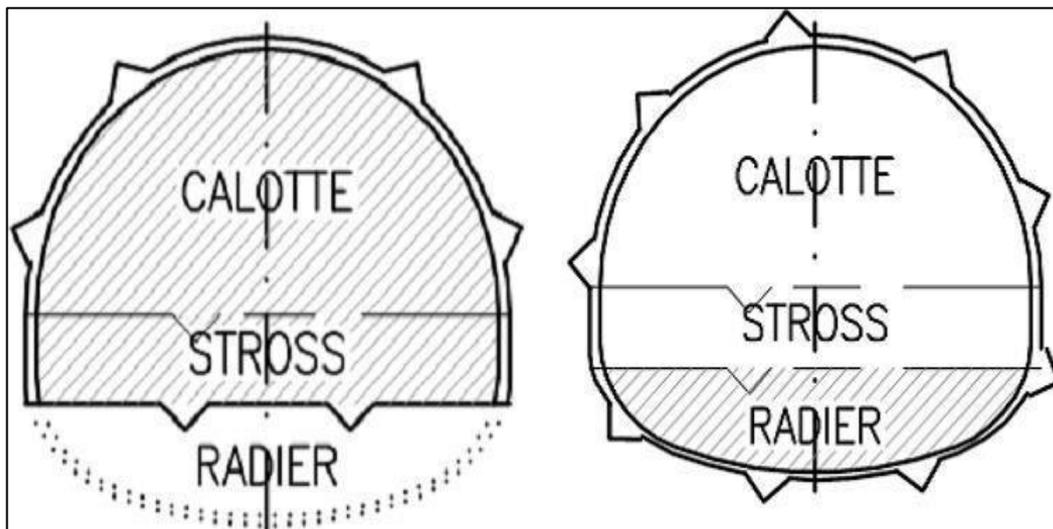


Figure 1.6- Creusement en demi – section supérieure et inférieure.(7)

### 1.5.3 Le creusement en sections divisées :

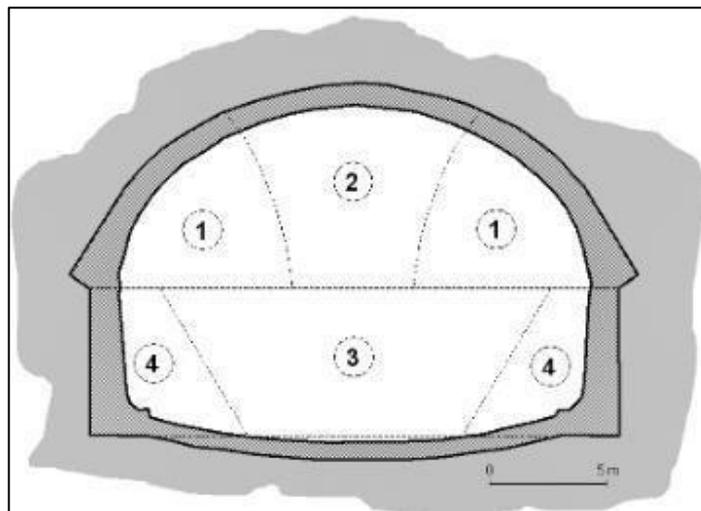
Le creusement en sections divisées consiste à excaver le tunnel par petites parties successives plutôt qu'en une seule fois. Cette méthode implique l'ouverture préalable d'une ou plusieurs galeries de petite section, permettant de stabiliser progressivement le terrain avant d'élargir l'excavation. Elle est particulièrement adaptée aux terrains très déformables, instables ou soumis à de fortes contraintes (faible module de déformabilité, forte épaisseur de couverture, terrains gonflants, présence d'eau importante, etc.)

✓ **Les avantages :**

- Meilleure maîtrise de la stabilité dans les terrains très déformables ou instables.
- Réduction des risques d'effondrement grâce à l'excavation progressive.
- Adaptée aux grandes sections et à des terrains complexes.
- Permet une adaptation flexible aux conditions géotechniques rencontrées.

✓ **Les inconvénients :**

- Avancement plus lent comparé au creusement en pleine ou demi-section.
- Organisation du chantier plus complexe avec plusieurs phases d'excavation et de soutènement.
- Coûts généralement plus élevés en raison de la complexité et de la durée des travaux.
- Nécessite une logistique rigoureuse pour l'évacuation des déblais et la mise en place du soutènement.



**Figure 1.7- Creusement en sections divisées.(6)**

*Chapitre II : Soutènement des  
tunnels*

## **2 Soutènement des tunnels**

### **2.1 Introduction**

Indispensable à la construction souterraine, le soutènement des tunnels est la clé de voûte pour la stabilité des excavations et la sécurité des personnes et des équipements, tant en phase de construction qu'ultérieurement. Sa fonction première est de prévenir tout effondrement du terrain environnant, qu'il s'agisse de sol ou de roche, et de garantir la pérennité structurelle de l'ouvrage. Un système de soutènement performant est non seulement vital pour la sécurité des équipes de travail, mais aussi pour la longévité du tunnel et la réduction des désagréments potentiels en surface. L'importance du soutènement va bien au-delà de la simple prévention des éboulements : il conditionne la faisabilité économique, la rapidité de réalisation et l'impact environnemental des projets. Un soutènement mal conçu ou inadapté peut entraîner une explosion des coûts due aux retards, aux accidents ou aux réparations majeures. À l'inverse, un choix pertinent des méthodes de soutènement, adapté aux spécificités du terrain, peut accélérer l'avancement du chantier et optimiser l'utilisation des ressources, diminuant ainsi l'empreinte écologique du projet.

Un système de soutènement efficace doit impérativement atteindre plusieurs objectifs. Immédiatement après l'excavation, il est crucial d'assurer la stabilité de l'ouverture souterraine grâce à un soutènement provisoire. Ce dernier permet de maîtriser les déformations du terrain inévitables lors du creusement. Un autre objectif majeur est de limiter au maximum les perturbations des structures avoisinantes ou situées au-dessus du tracé. À long terme, le système de soutènement doit garantir une stabilité permanente de l'ouvrage, lui permettant de résister aux diverses sollicitations durant toute sa durée de vie. Enfin, un soutènement bien pensé contribue à l'aménagement d'un espace intérieur exploitable, conforme à la destination du tunnel (transport, services, etc.). Les objectifs du soutènement évoluent au cours de la vie du tunnel, passant d'une stabilisation ponctuelle et immédiate à une pérennité structurelle et fonctionnelle globale. La conception du soutènement doit donc anticiper les charges à court terme liées à l'excavation, ainsi que les charges à long terme dues à la pression du terrain, aux infiltrations d'eau et aux contraintes d'exploitation.

### **2.2 Classifications des modes de soutènements**

On classe habituellement les soutènements en quatre catégories principales, définies par leur mode de fonctionnement. Le choix de la catégorie adéquate est dicté par la nature du terrain et

par la nécessité d'assurer la protection du personnel pendant la construction et celle des usagers ultérieurement.

Ces catégories sont :

- Les soutènements agissant par consolidation
- Les soutènements agissant par supportage,
- Les soutènements agissant par combinant confinement et armature.
- Les soutènements agissant par confinement. (6)

### **2.2.1 Les soutènements agissant par consolidation**

L'objectif des soutènements par consolidation est de rendre le terrain intrinsèquement stable en agissant sur ses caractéristiques géotechniques et hydrologiques. Plusieurs techniques permettent d'atteindre ce résultat :

- a. Les injections de consolidation** : un coulis liquide est introduit dans le sol ou la roche fissurée, se solidifiant pour diminuer la perméabilité (injection d'étanchement) ou augmenter la résistance mécanique.
- b. La congélation** : cette méthode, réservée aux sols contenant de l'eau, consiste à geler cette eau pour former une barrière rigide et étanche autour de la future excavation.
- c. L'air comprimé**
- d. Le drainage** (7)

### **2.2.2 Les soutènements agissant par supportage**

C'est le soutènement seul qui doit résister aux différents efforts, dans le cas où le terrain est de Mauvaise tenue, nous citerons :

- Cintres (lourds ou légers).
- Plaques métalliques assemblées.
- Voussoirs en béton.
- Tubes perforés (voûte parapluie).
- Boucliers. (7)

### **2.2.3 Les soutènements agissant par confinement**

Le soutènement développe le long des parois une contrainte radiale de confinement Généralement faible, c'est le terrain qui joue le rôle essentiel. On a généralement :

- Le béton projeté seul.
- Le béton projeté associé à des cintres légers. (7)

#### **2.2.4 Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme Armatures**

Il s'agit du boulonnage sous ses diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément :

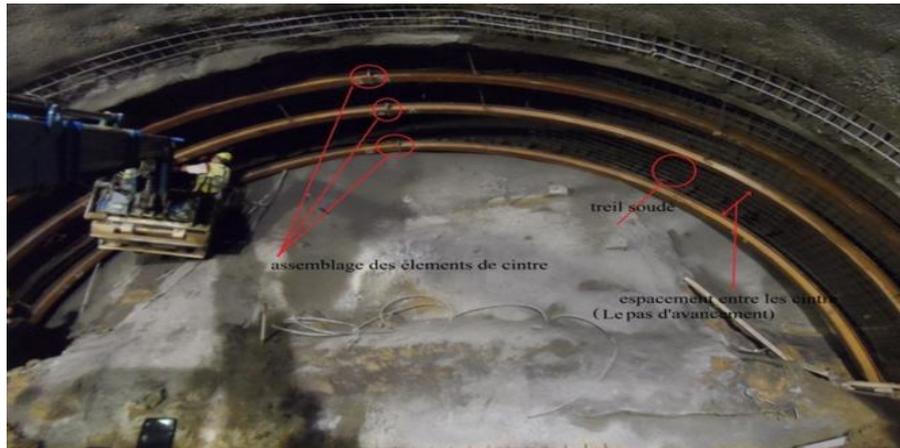
- Boulons à ancrage ponctuel.
- Boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier). (7)

### **2.3 Soutènement Provisoire**

On définit le soutènement provisoire comme tout dispositif conçu et déployé pour maintenir la stabilité de l'excavation d'un tunnel durant la phase transitoire précédant l'installation du revêtement permanent. Il est important de noter que, dans des situations spécifiques telles que l'utilisation de voussoirs préfabriqués par un tunnelier, ce soutènement initial peut avoir une vocation définitive.

Après une avance d'un pas de creusement, on passe à la mise en place de soutènement provisoire on suit les étapes suivantes : (9)

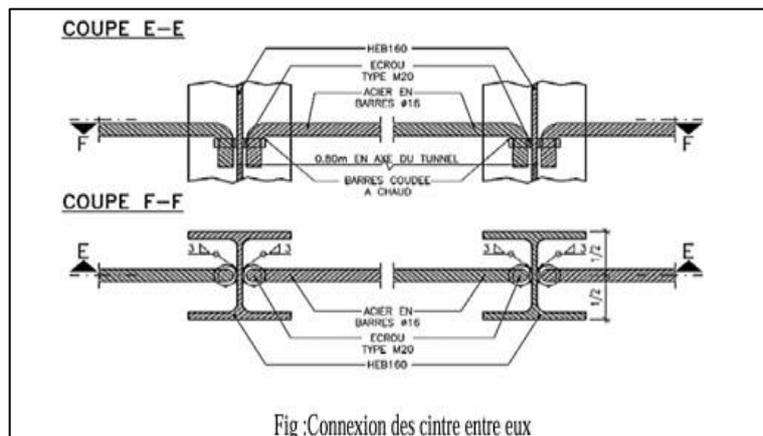
- réalisation d'une couche mince de béton projeté avec deux feuilles de treillis soudés qui servira comme un appui pour les cintres métalliques de la section supérieure et le remblaiement des vides pour donner une forme régulière de la section excavée.
- avant de placer les cintres on fait l'assemblage des éléments de cette dernière en utilisant quatre boulons de fixation. (9)



**Figure 2.1- Mise en place de Soutènement provisoire. (9)**

En utilise une Grue munie d'une cage qui porte l'équipe chargé de mettre les cintres dans leur place on les fixant sur les parois à l'aide des crochés spécial, tout en respecte l'espacement entre les cintres on se sert d'un appareillage muni d'un laser pour mettre en place les cintre correctement. (9)

Les cintres métalliques seront scellés entre eux à laide d'une tige en fer coudées aux deux bouts et ancrées dans des réservations prévues à cet effet dans le cintre Pour assurer la stabilité des et avoir un espacement régulier entre les cintres. (9)



**Figure 2.2- Connexion des cintres entre eux. (9)**

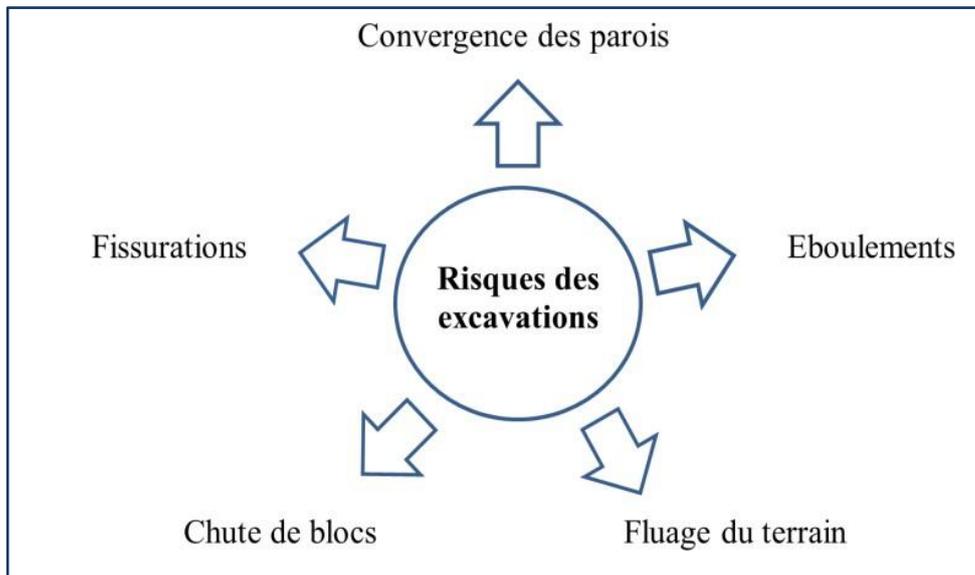
Le soutènement provisoire s'achève par l'application immédiate d'une couche de béton projeté à prise rapide (20 à 30 cm, selon les calculs) après la mise en place des cintres. Les charges croissantes seront alors transmises à ces derniers et à la voûte en béton en cours de durcissement.



**Figure 2.3- Mise en place du béton projeté. (9)**

## **2.4 Types de soutènement des tunnels :**

Lorsqu'on creuse une excavation dans un terrain fragile ou dur, initialement comprimé, il faut bien s'attendre, sauf cas très favorable, à quelques réactions :



**Figure 2.4- Risques encourus par l'excavation. (35)**

Face à ces risques, le soutènement est la solution préconisée. Il se décline en plusieurs types :

## 2.4.1 Soutènement métallique :

Le premier type de soutènement utilisé dans les ouvrages souterrains, c'est le soutènement métallique. Le soutènement métallique comprend deux catégories principales, soutènement par boulonnage et par cintre : (10)

### 2.4.1.1 Soutènement par boulonnage :

On appelle boulonnage le renforcement du terrain encaissant au moyen de barres généralement métalliques, de longueur comprise entre 1,50 à 10 m, placées à l'intérieur du terrain à partir de la surface libre. (10)

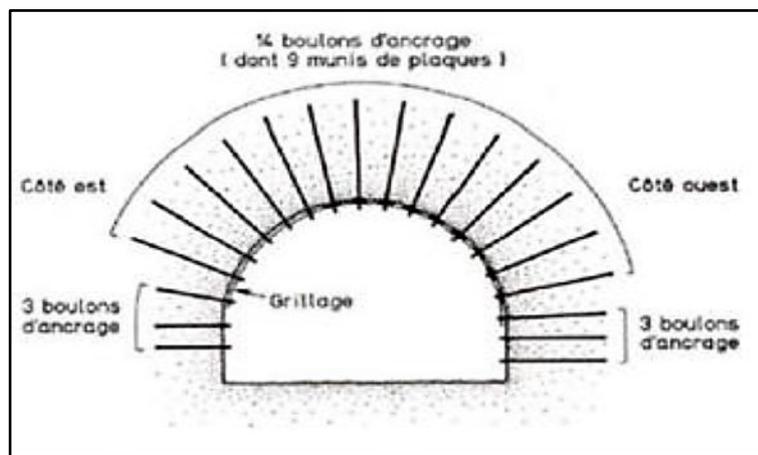


Figure 2.5- Soutènement par boulonnage. (10)

Les boulons agissent également comme armatures en améliorant la résistance au cisaillement du terrain fracturé et en lui conférant une sorte de cohésion fictive.

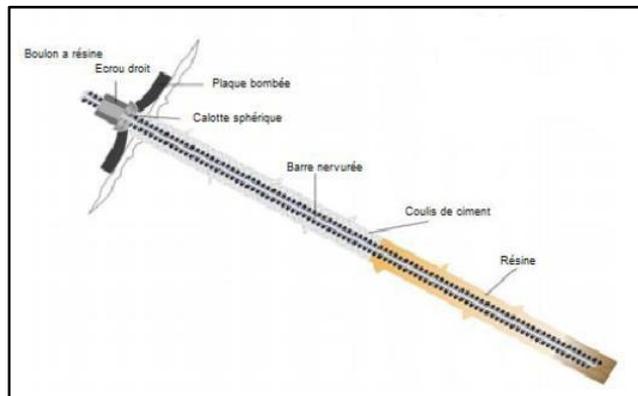
Ceux-ci sont de deux types :

- **Les boulons à ancrage ponctuel :**

Les boulons à ancrage ponctuel sont utilisés depuis de nombreuses années dans l'industrie minière. Les boulons à ancrage ponctuel sont principalement utilisés pour renforcer les murs et les toits des galeries, chantiers et sous niveaux. Les longueurs de boulon les plus souvent rencontrées sont 1.5, 2.1 et 2.7 m, avec une tige en acier de 16 mm de diamètre. Des boulons de faible longueur de 0.6 et 0.9 m, sont également posés pour installer le grillage. Le boulonnage à ancrage ponctuel consiste à placer dans un trou une tige ancrée à son extrémité en fond de trou et à munir l'autre extrémité d'une plaque que l'on serre contre le terrain. (11)

**Caractéristiques :**

- Nécessitent un terrain suffisamment résistant au niveau de l’ancrage.
- Plus rapidement mis en place et moins coûteux.
- Capables de subir une grande déformation avant la rupture.
- Niveau de force axial qu’ils peuvent supporter est relativement bas.
- Grande sensibilité de la qualité de l’ancrage au diamètre de la perforation. Aptitude à soutenir une charge.
- Importante perte de charge peu après leur mise en place. (11)



**Figure 2.5- Boulon à ancrage ponctuel. (11)**

**Tableau 2.1- Caractéristiques des boulons à ancrage ponctuel . (11)**

<b>Aptitude à soutenir une charge</b>	Charge de rupture des filets 100 kN.
<b>Durée de vie</b>	Durée de vie limitée en fonction de la corrosion vérification du couple de serrage dans les excavations temporaires.
<b>Paramètres critiques</b>	Angle d’installation couple de serrage Contact entre la plaque d’appui et la paroi rocheuse tolérance du trou de forage (-0.8 mm, +1.6 mm).
<b>Coût</b>	Faible.
<b>Types de terrain</b>	Roches modérément dures à durs, massifs rocheux pas trop fracturés.

Il y a deux catégories des boulons d'ancrage ponctuel :

Boulons à fente et à coin, Boulons à Coquille d'expansion (11)

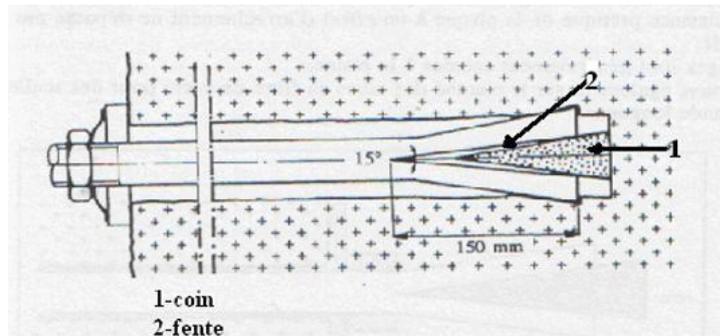


Figure 2.6- Boulon à fente et à coin. (11)

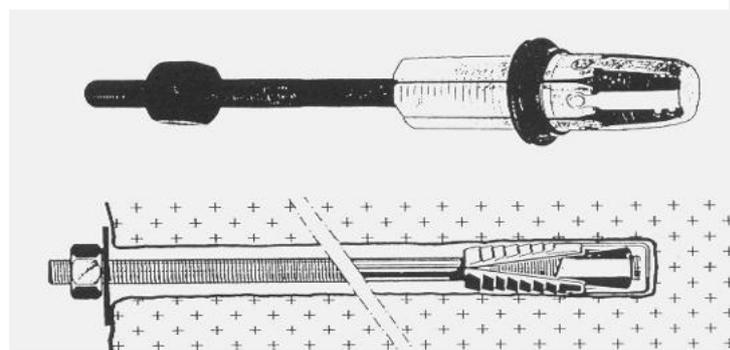


Figure 2.7- Boulons à Coquille d'expansion. (11)



Figure 2.8- Têtes d'expansion. (11)

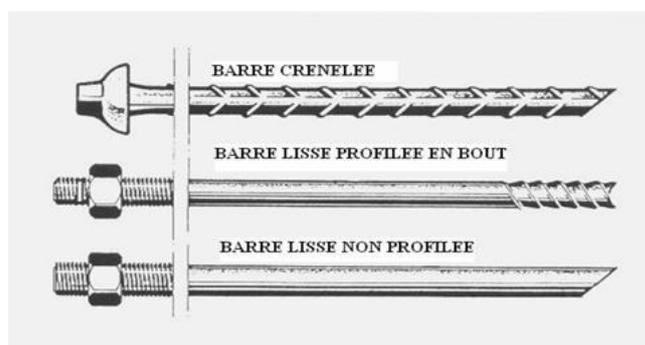
- **Les boulons à ancrage réparti :**

Un boulon à ancrage réparti est une tige que l'on place dans un trou et que l'on scelle au terrain sur toute sa longueur au moyen d'un produit de scellement, résine ou ciment. Une plaque est fréquemment fixée par un écrou et serrée contre la paroi bien que cette plaque ne soit pas essentielle au fonctionnement du boulon. Les tiges que l'on utilise sont :

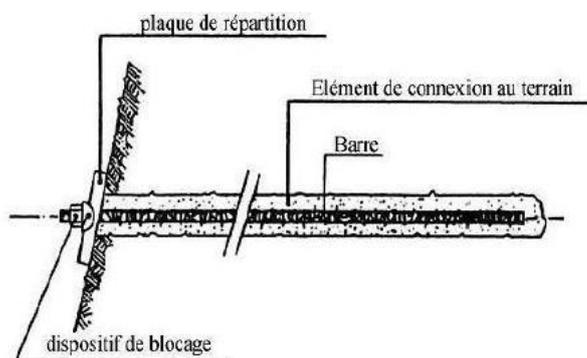
- soit des tiges lisses qui peuvent permettre un glissement entre l'acier et le matériau de scellement.
- soit des tiges crénelées qui procurent une très bonne adhérence entre l'acier et le produit de scellement. (11)

L'extrémité de la tige à recevoir la plaque peut être :

- soit filetée, ce qui permet de serrer la plaque avec un écrou.
- soit forgée avec une collerette supportant la plaque. (11)



**Figure 2.9- Boulons à ancrage réparti (Lenoir-Mernier).** (11)



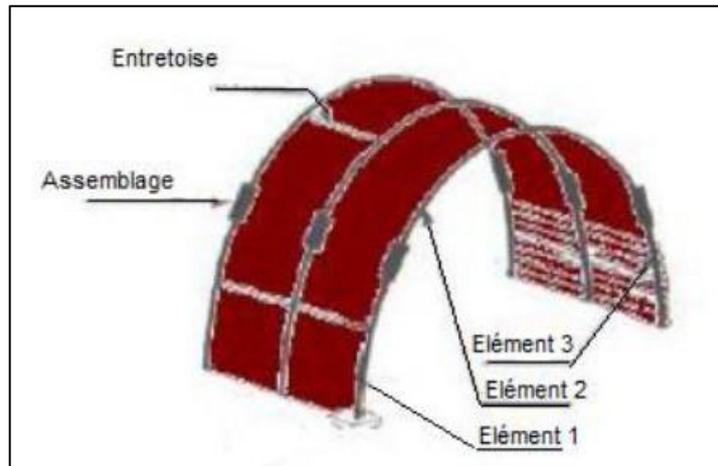
**Figure 2.10- Les boulons à ancrage réparti.** (35)

### 2.4.1.2 Soutènement par cintres métallique :

Ce sont des fers profilés en I ou H, cintrés à la demande selon la courbure de la voûte.

Le cintre peut être en plusieurs tronçons, éclissés entre eux pour des raisons de maniabilité.

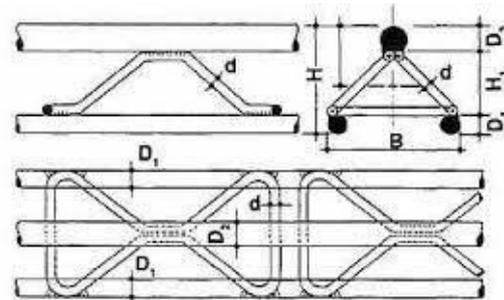
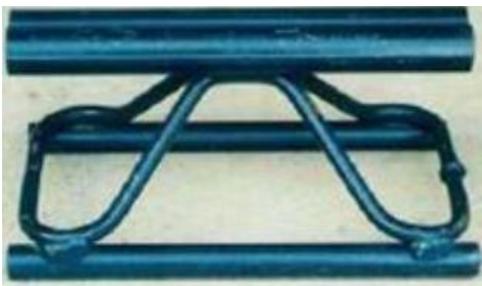
Il y a trois types de cintres : cintres réticulés, cintres lourds et cintres coulissants, ils sont donnés comme suit :



**Figure 2.11- Soutènement par cintre.**

### A. Cintres réticulés :

Dans certaines circonstances, notamment pour les mauvais terrains, les grandes sections et les sections divisées, il peut s'avérer nécessaire de renforcer le béton projeté-boulonné par des armatures plus résistantes qu'un simple treillis soudé. On a ainsi inventé des cintres constitués de 3 aciers HA reliés entre eux par des aciers de plus faible section et facilement cintre ables à la forme de l'excavation. Un fois placés contre le terrain, ces cintres réticulés avec ou sans treillis soudé sont recouverts de béton projeté pour former une coque solidaire. Les cintres réticulés présentent les deux avantages de facilité de mise en œuvre et de très bonne compatibilité avec le béton projeté. Ils sont déconseillés lorsque des fortes sollicitations sont prévisibles avant que le béton projeté puisse remplir son rôle. (6)



**Figure 2.12- Cintre réticulés. (6)**

## B. Cintres lourds :

Pour les terrains poussants, de mauvaise qualité, ou lorsqu'on traverse une zone plus difficile que prévue, les soutènements "classiques" présentés ci-avant, utilisant pleinement les propriétés de déformabilité du rocher trouvent leurs limites. On choisit alors des techniques de soutènements lourds plus rigides, qui se déforment moins et qui doivent par conséquent reprendre plus de charges. (12)

Ces soutènements sont toujours constitués de profils normalisés.



Figure 2.13- Cintres lourds.(6)

## C. Cintres coulissants :

À grande profondeur ou dans des terrains instables où les charges sur le soutènement deviennent excessives, une technologie de cintres métalliques issue de l'industrie minière est privilégiée. Au lieu d'un cintre unique ou d'un assemblage rigide, on utilise des éléments multiples qui peuvent glisser les uns dans les autres. Ce mécanisme permet, au-delà d'un certain seuil de charge, un mouvement relatif entre les composants par friction, prévenant ainsi la déformation plastique de l'ensemble. Pour optimiser ce fonctionnement et faciliter le glissement, ces cintres présentent un profil spécifique en forme de "v" et sont désignés sous le nom de cintres TH, d'après le premier fabricant à commercialiser ces profilés.



Figure 2.14- Cintres TH. (6)

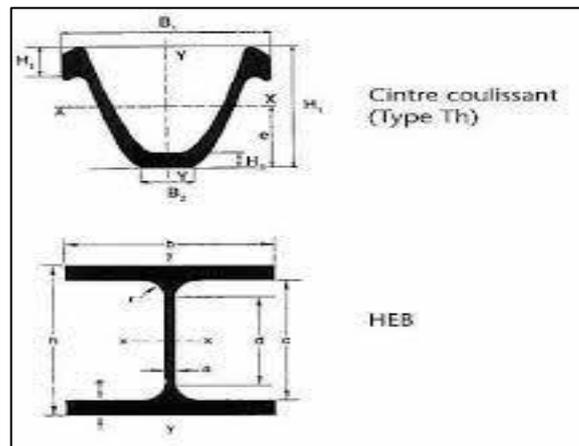


Figure 2.15- Cintres coulissant. (6)

## 2.4.2 Des soutènements en béton :

On y distingue principalement deux types de soutènements utilisant le béton

### 2.4.2.1 Béton projeté :

Le béton projeté est un mélange de ciment, de sable, de graviers (ou gravillons) et potentiellement d'eau, d'adjuvants et de fibres. Il est transporté sous pression dans une conduite et appliqué sur une surface par un jet d'air comprimé, ce qui assure son adhérence et son compactage grâce à l'énergie cinétique. L'impact des plus gros granulats renforce parfois cette densification. Cette méthode d'application élimine le besoin de coffrage, rendant le béton

projeté particulièrement adapté au soutènement de tunnels, à la stabilisation de talus et à la réparation de structures en béton ou en maçonnerie.

Au cours des dernières décennies, l'utilisation du béton projeté comme méthode de soutènement dans les travaux souterrains a connu une expansion significative. Alors que l'application de la gunite pour une simple protection du terrain est une pratique établie de longue date, l'emploi du béton projeté avec une granulométrie plus importante et une épaisseur suffisante pour former une couche de confinement améliorant la résistance de la roche encaissante est une innovation plus récente, datant d'environ vingt ans. Appliqué à proximité du front de taille, seul ou combiné avec le boulonnage et/ou des cintres légers, il constitue ce que l'on appelle la méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage, également connue sous le nom de Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA). (13)

Donc :

- Il s'agit d'une méthode rapide d'application du béton sans coffrage.
- Il permet de bétonner la surface excavée rapidement pour contenir la décompression du terrain et purger les éléments instables.
- Il est projeté sur une nappe de treillis soudés ancrée à la paroi, ce qui lui confère une flexibilité pour s'adapter aux déformations du massif. (13)

✓ **Les propriétés du béton projeté incluent :**

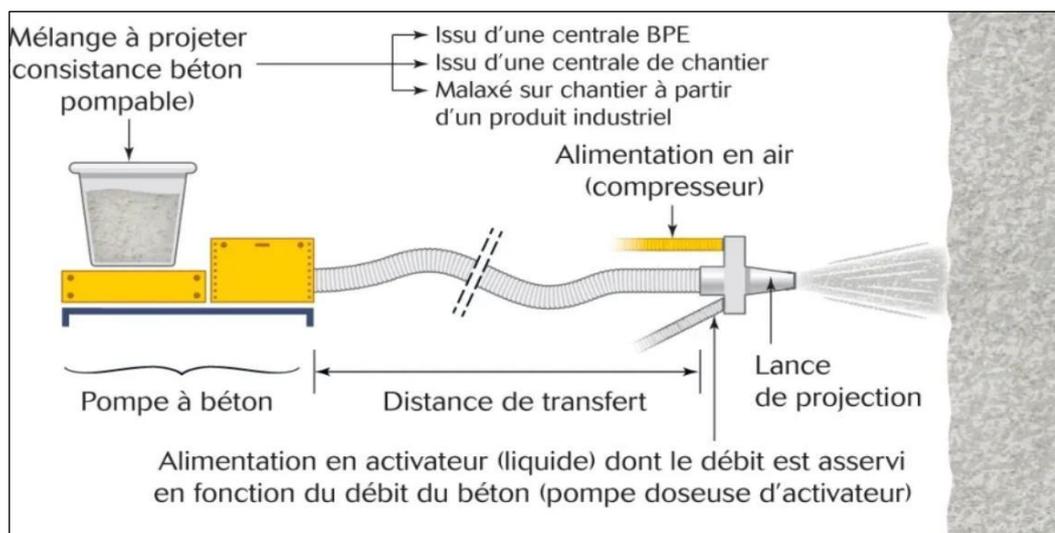
- Une forte pénétration dans les fissures.
- La protection de la roche de l'altération par l'air et l'humidité.
- Une bonne adhérence à la roche et une résistance au cisaillement.
- Une mise en œuvre rapide. (13)
- Une économie de main d'œuvre et de matériaux.
- La diminution de la détente, de la décompression, de la flexion et des contraintes de traction. (13)
- La reprise des moments fléchissant.

Il existe deux techniques de projection qui se différencient, entre autres, par le lieu d'introduction de l'air comprimé et de l'eau, ce qui induit des comportements très différents selon la technique. On distingue :

- La projection par voie sèche, avec ou sans pré-mouillage ou pré-humidification ;
- La projection par voie humide, qui elle-même se divise en deux méthodes :
- La projection par voie humide à flux dense,
- La projection par voie humide à flux dilué, cette méthode est rarement utilisée de nos jours. (13)

**a) Par voie sèche :**

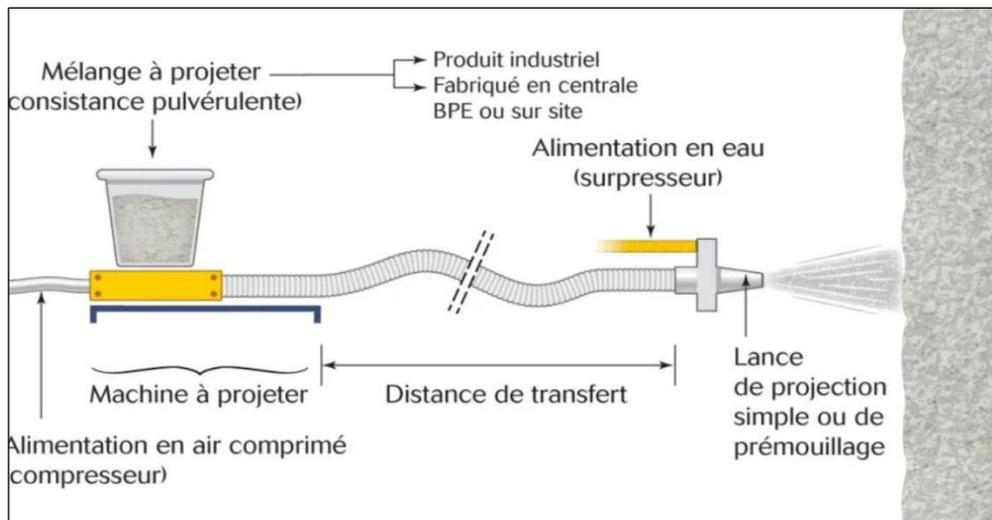
- Un mélange sec de ciment, d'agréats et d'adjuvant en poudre est homogénéisé dans un malaxeur, puis transporté rapidement dans un courant d'air comprimé jusqu'à la lance de sortie.
- L'eau est incorporée au mélange à la buse et le béton est projeté à grande vitesse sur la surface d'application.
- L'introduction d'adjuvants à la buse de sortie est facilitée grâce à des aménagements particuliers. (13)



**Figure 2.16- Projection par voie sèche. (13)**

## B- Par voie humide

La projection par voie humide consiste à préparer un mélange d'eau, d'agrégats et de ciment selon les méthodes classiques. Ce mélange humide est ensuite transporté dans une conduite. Sa propulsion vers la surface à traiter est assurée soit par de l'air comprimé (dans le cas d'un flux dilué), soit par une pompe à béton (pour un flux dense). (13)



**Figure 2.17- Projection par voie humide.** (13)



**Figure 2.18- Opérateur de projection en voie humide.** (13)

### 2.4.3 Armatures :

La résistance à la traction est un facteur clé de performance du béton projeté comme soutènement. Pour l'améliorer, on utilise souvent des armatures en treillis soudés. Cependant, leur présence complique l'application du béton, qui a tendance à s'accrocher au treillis, formant un écran qui peut empêcher une bonne pénétration du béton et entraîner des défauts de remplissage. De plus, les treillis soudés présentent d'autres inconvénients sur le chantier.

(14)

- **Il est relativement long à mettre en place et à fixer à la paroi, ce qui diminue sensiblement la vitesse de creusement d'un tunnel où le béton est placé à l'avancement.** Ce point souligne que l'installation et la fixation de cette solution de soutènement peuvent être des processus lents, ce qui a un impact négatif sur la vitesse globale de progression du creusement du tunnel. (14)
- **Sa rigidité l'empêche de coller parfaitement à la paroi.** Ce point met en évidence un problème d'adhérence. La rigidité du matériau ou du système de soutènement fait qu'il ne suit pas les irrégularités de la surface de l'excavation, ce qui peut entraîner un contact imparfait avec la paroi. (14)

### 2.4.4 Les voussoirs en béton :

Sont des éléments préfabriqués utilisés dans la construction de tunnels. Un voussoir est une coque en béton armé, fabriquée avec précision et conçue pour être mise en place par assemblage successif afin de former un anneau. Ces anneaux cylindriques servent d'appui longitudinal pour la progression du tunnelier grâce à des vérins hydrauliques qui prennent appui sur la face avant du dernier anneau posé. (14)



**Figure 2.19- Exemple de voussoirs en béton.** (14)

Il existe différents types de voussoirs en béton, principalement classés en deux catégories :

- **Les voussoirs alvéolaires :** Ils comportent des nervures longitudinales et transversales à travers lesquelles il est possible de passer des boulons pour l'assemblage et la transmission d'efforts de flexion d'un voussoir à l'autre. (14)
- **Les voussoirs pleins :** Ce sont des éléments formant des coques d'épaisseur constante et qui peuvent, par exemple, être articulés les uns sur les autres le long de leurs faces latérales courbes. (14)

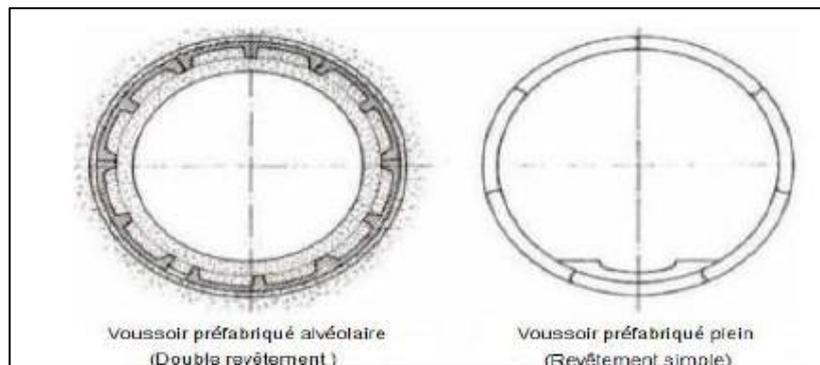


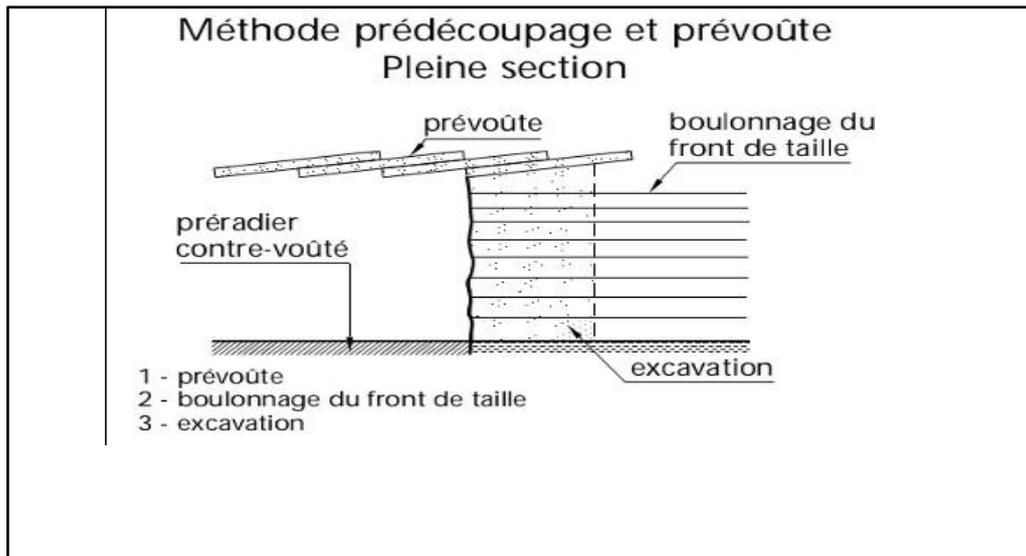
Figure 2.20- Voussoirs préfabriqués en béton armé. (14)

## 2.5 Pré-soutènement :

Dans la plupart des situations, le soutènement est installé après le passage du front de taille. Cependant, lorsque le front est instable ou qu'il est nécessaire de limiter les mouvements du sol (comme les tassements en surface), des techniques de pré-soutènement peuvent être utilisées.

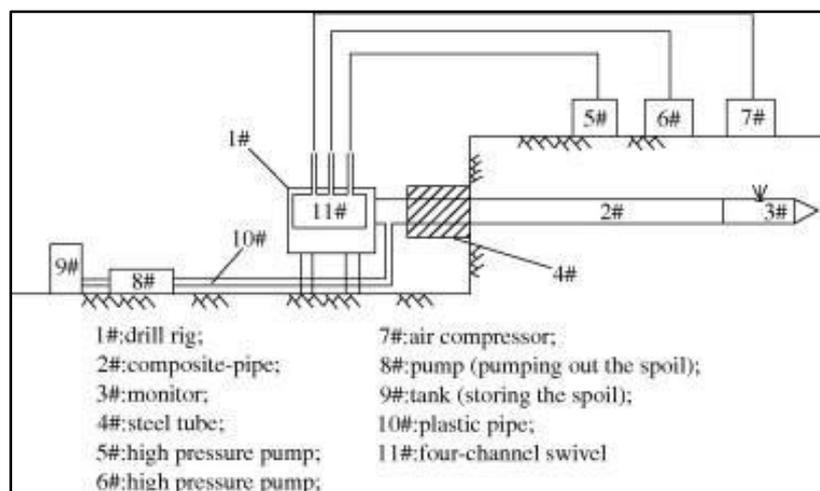
Deux méthodes principales de pré-soutènement sont présentées ici :

- **Le pré-découpage mécanique avec pré-voûte** crée une saignée périphérique à l'extrados futur, remplie de béton projeté à haute résistance. La coque ainsi formée soutient l'excavation, permettant souvent un terrassement en pleine section avec renforcement du front. La saignée mesure typiquement 15-25 cm d'épaisseur et 4-5 m de long, avec un recouvrement de 0,5 à 1 m. (15)



**Figure 2.21- Méthode de prédécoupage et prévôte.** (15)

- **La réalisation de colonnes de jet-grouting horizontales** consiste à injecter du coulis sous haute pression pour créer des zones tronconiques de sol traité (0,5-0,8 m de diamètre), quasi parallèles à l'axe du tunnel. Des colonnes sécantes forment une coque continue, dont l'épaisseur peut être augmentée. Ce système offre un bon report de charges transversal, agissant comme une voûte artificielle. (15)



**Figure 2.22- Essai sur le terrain d'un jet grouting horizontal utilisant la méthode des tuyaux composites dans les dépôts meubles de Shanghai.** (15)

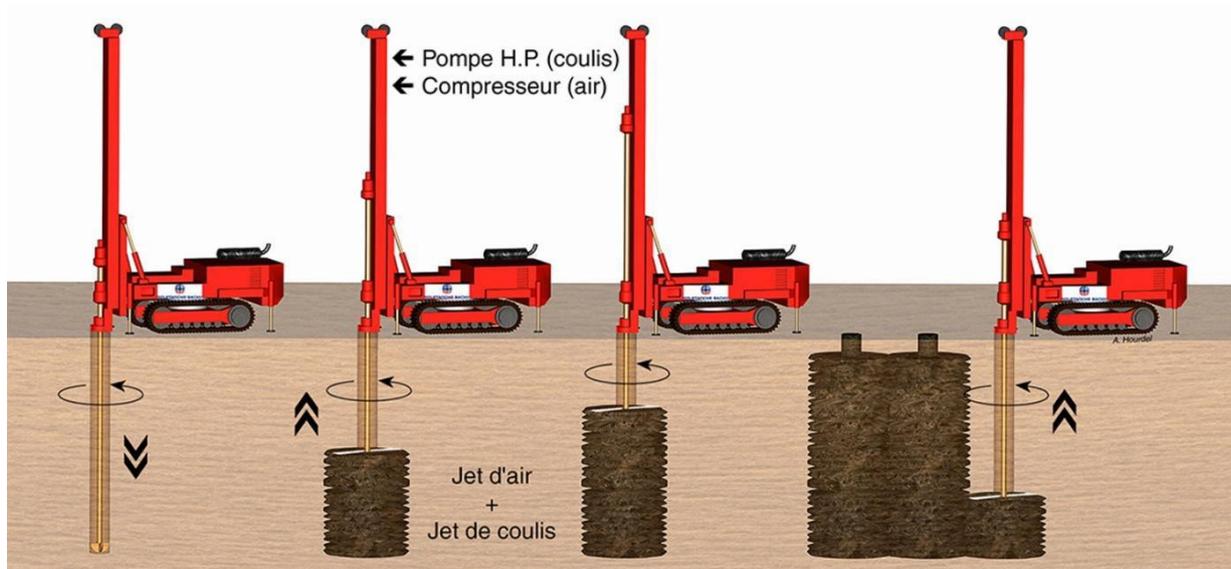


Figure 2.23- Processus de Jet grouting. (7)

- Anneau renforcé.** : Il s'agit de créer un anneau épais de terrain renforcé autour du tunnel et en avant de celui-ci, généralement par un boulonnage assez dense associé à des injections. Les boulons, de 5 m à 10 m de longueur environ, sont disposés en couronne inclinée vers l'avant du front. Ils peuvent être de même type que les boulons de renforcement du front de taille. L'anneau de terrain renforcé peut également être réalisé par boulonnage radial à partir d'une galerie pilote précédant l'excavation principale. (15)

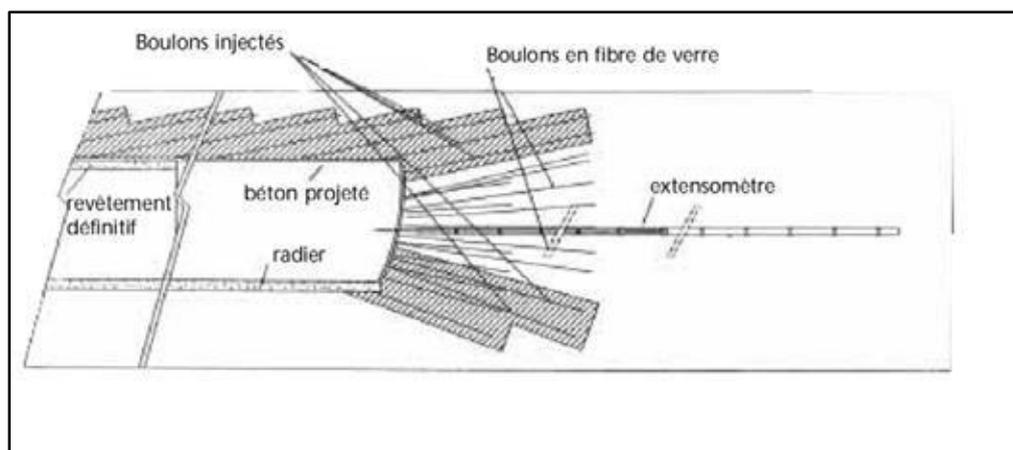


Figure 2.24- Anneaux renforcés. (15)

- **La voûte parapluie :** Pour sécuriser l'excavation des tunnels, on utilise la méthode de la voûte-parapluie. Elle implique l'introduction, depuis le front de taille, de barres ou de tubes métalliques presque horizontaux (inclinés de 8 à 10°) sur des longueurs typiques de 10 à 15 mètres, en veillant à un recouvrement de 2 à 5 mètres entre les installations successives. Ces éléments peuvent être mis en œuvre par fonçage ou par scellement au terrain via injection de coulis. Au fur et à mesure que le tunnel progresse, un soutènement, généralement constitué de cintres et de béton projeté, vient renforcer l'ensemble. L'efficacité de la voûte-parapluie réside dans sa capacité à stabiliser les terrains fracturés en redistribuant les charges longitudinalement : une partie est transmise au sol intact situé en avant du front, et l'autre est reportée sur le soutènement mis en place en arrière. En raison de sa conception non monolithique transversalement, elle ne peut pas agir comme une coque autoportante et doit donc être combinée avec un soutènement traditionnel. (15)

L'utilisation de ces méthodes de pré-soutènement est guidée par les caractéristiques des ouvrages à construire, notamment :

- De grandes ouvertures (jusqu'à 16,50 m).
- Des sites partiellement situés sous des immeubles, avec une faible couverture, en milieu urbain dense.
- Des terrains ancrés dans des alluvions anciennes composées de sables et graviers saturés par la nappe phréatique.

**Les objectifs essentiels du pré-soutènement sont de :**

- Assurer la stabilité de la travée en cours d'excavation.
- Améliorer la stabilité du front de taille en réduisant les contraintes agissant en avant de celui-ci.
- Limiter les tassements. (6)

## **2.6 Soutènement Définitif (Permanant)**

Le soutènement permanent est la structure conçue et construite pour maintenir la stabilité des tunnels sur le long terme. Il est intéressant de noter que certains éléments utilisés initialement comme soutènement provisoire peuvent, de par leur conception et leur durabilité (comme les

voussoirs préfabriqués ou certains boulons d'ancrage), devenir partie intégrante du soutènement permanent.

Cependant, d'autres techniques provisoires sont vulnérables à la dégradation au fil du temps (corrosion des boulons, désagrégation du béton projeté) et ne sont donc pas considérées pour la stabilité à long terme. La solution courante pour le soutènement permanent est la mise en place d'un revêtement continu en béton, réalisé par coulage à l'aide de coffrages mobiles.

Ce revêtement peut également remplir des fonctions pratiques, comme assurer des surfaces lisses pour la ventilation, la visibilité et l'esthétique dans les tunnels routiers, ou optimiser l'écoulement hydraulique dans les ouvrages dédiés. (7)

## **2.6.1 Différentes fonctions du revêtement**

### **A. Fonction mécanique**

C'est la fonction la plus traditionnelle du revêtement, conçu pour garantir la stabilité à long terme de l'ouvrage.

**B. Fonction d'étanchéité** Le revêtement joue un rôle important dans l'étanchement de l'ouvrage :

- soit qu'il l'assure à lui seul (voussoirs préfabriqués avec joints par exemple),
- soit qu'il assure l'étanchéité de surface (béton coffré dont seuls les joints de reprise sont traités en joints d'étanchéité),
- soit qu'il joue le rôle de support pour une étanchéité d'intrados ou de soutien et de protection pour une étanchéité d'extrados. (16)

### **C. Fonction liée à l'exploitation**

- L'intrados d'un tunnel reste la seule partie visible pour l'utilisateur et son aspect, voire sa forme doivent être pris en compte dans sa conception. En fonction du type de tunnel, de sa longueur, de la nature et de l'importance du trafic, il convient de choisir un niveau de confort de conduite auquel contribuent la qualité des parements et leur éclairage.
- Lorsque le tunnel possède un système de ventilation mécanique, un revêtement lisse contribue à minimiser les pertes de charge. (16)

## **2.6.2 Types de revêtements**

### **2.6.2.1 Revêtements en béton coffré non armé**

Dans tous les tunnels creusés de façon traditionnelle, un deuxième chantier suit généralement celui de l'excavation et de la pose du soutènement : c'est la réalisation du revêtement. Il s'agit d'un atelier de coffrage type grim pant à l'horizontale, sur roues et pliable pour le faire avancer, qui est élaboré spécialement pour le tunnel en construction. On réalise le bétonnage par plots successifs, chaque levée de bétonnage pouvant atteindre une dizaine de mètres. Cette longueur est pilotée par des choix économiques et par la fissuration due au retrait.

Le revêtement ne travaille pratiquement pas en tension, essentiellement en flexion composée. On tolère une petite partie fissurée sur l'épaisseur totale : il ne nécessite donc pas d'armatures en général. Certains endroits doivent tout de même résister en traction (aux angles saillants ou en clef de voûte pour les sections en ellipse par ex.) ; il est alors tout à fait possible d'y loger une plaque de treillis soudé. L'épaisseur d'un revêtement de tunnel est de l'ordre d'une trentaine de centimètres minimum. (16)

#### **2.6.2.1.1 Principales conditions à satisfaire**

-La recherche d'une bonne maniabilité du béton frais est nécessaire pour obtenir un bon remplissage du coffrage. En cas de mise en œuvre d'une étanchéité par feuille, il faut veiller à ce que cette feuille soit bien plaquée au soutènement lors du bétonnage et ne conduise pas à des défauts qui peuvent être graves de conséquences pour la pérennité de l'ouvrage.

- On demande également au béton une bonne compacité de façon à résister à l'agressivité du milieu ambiant ; cette compacité facilite notamment l'obtention d'un état de parement apte à recevoir des solutions d'habillage légères, par peinture notamment. (16)

### **2.6.2.2 Revêtements en béton coffré armé**

Les revêtements en béton coffré armé sont tout à fait exceptionnels ; on se contente parfois d'armer localement certaines zones du revêtement lorsque les calculs laissent prévoir des contraintes de traction ou de cisaillement notables. C'est ainsi que, très généralement, seuls les ouvrages possédant un radier comportent des armatures et souvent uniquement à la jonction radier-piédroits qui est une zone de fort changement de courbure et de reprise de bétonnage. L'exécution de béton armé en voûte est toujours délicate, à plus forte raison en présence d'une feuille d'étanchéité. Les anneaux armés complets sont réservés au franchissement d'accidents

ou de zones singulières (gonflement, trop faible couverture...). (16)

### **2.6.2.3 Voussoirs préfabriqués**

On utilise généralement des voussoirs préfabriqués en béton armé de 30 à 40 centimètres d'épaisseur, boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre voussoirs d'un même anneau et anneaux successifs. Dans la solution dite "à voussoirs universels", ces anneaux sont légèrement pincés parallèlement à l'axe du tunnel (c'est-à-dire que leur longueur - de l'ordre de 1 à 2 mètres - est légèrement variable de façon à permettre de suivre le tracé imposé aux tunnels dans toutes les directions, par rotation de la position des voussoirs d'un anneau au suivant. Le vide subsistant entre voussoirs et terrain doit bien sûr être soigneusement rempli par un produit de bourrage, dont la composition est fonction des objectifs fixés ; il peut s'agir d'un coulis actif (faisant prise) ou d'un coulis "inerte". (16)

### **2.6.2.4 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. Pour les tunnels routiers, il ne peut donc s'agir que d'ouvrages assez peu circulés, réalisés dans un rocher de bonne qualité.

En revanche le béton projeté est largement utilisé lors des travaux de rénovation des tunnels anciens :

- soit en constituant des coques armées adhérentes au support (maçonnerie, rocher)
- soit pour la réalisation de coques minces non adhérentes, supportant une feuille d'étanchéité

(16)

*Chapitre III : Présentation du  
projet*

### 3 Description du projet

#### 3.1 Généralité

Le groupement Doha retenu pour l'appel d'offre relatif au Lot 1 lancé par l'EMA (Entreprise Métro d'Alger) exécutera les prestations des études préliminaires, d'APS et d'APD. Le tracé dans le Lot 1 dessert le centre-ville d'Alger, et la zone d'habitation de Bab Ezzouar avant d'arriver à l'aéroport international d'Algérie et constitue la ligne prolongée de l'extension B en construction. 9 stations souterraines seront implantées le long de ce tracé de 9,4 km de long. (17)

#### 3.2 Caractéristiques du tracé du Lot 1

Les travaux de **construction du lot 1** se dérouleront en **deux étapes** distinctes :

1. **Première Étape** : Cette phase concerne le tronçon allant de la station El Harrach Centre jusqu'à la station Oued Smar.
  - Un puits d'introduction pour le tunnelier à bouclier sera installé sur les 25 premiers mètres de la station Oued Smar. Ce tunnelier sera utilisé pour la construction de l'intégralité du tronçon de cette première étape.
2. **Deuxième Étape** : Cette phase couvre le tronçon allant de la station Oued Smar à la station Aéroport d'Alger. (17)



Figure 3.1- Tracé du projet (Lot 1) et phasage des travaux .(17)

### 3.3 Présentation de la zone d'étude

Le puits de ventilation n°2 (PV02) est stratégiquement implanté sur le tracé de l'extension LOT-1 de la ligne 1 du métro d'Alger, dans la commune d'El Harrach, à proximité de la route de la Radieuse et du quartier Cinq-Maisons (point kilométrique PK 1+260.00). Ce puits, d'une profondeur de 32 m, est essentiel à la ventilation du tunnel, dont l'objectif est double : d'une part, maintenir une qualité de l'air requise en conditions normales de fonctionnement, et d'autre part, assurer la sécurité des usagers en cas d'incendie en évacuant les fumées pour faciliter leur évacuation et l'intervention des services d'urgence. Le PV02, qui fait partie des ouvrages de ventilation et d'accès de cette extension, comprend une gaine dédiée et une sortie de secours connectée au tunnel principal par un rameau de 11 m de longueur. Il est à noter que le projet d'extension du métro d'Alger LOT-1 inclut **dix** puits de ventilation au total.

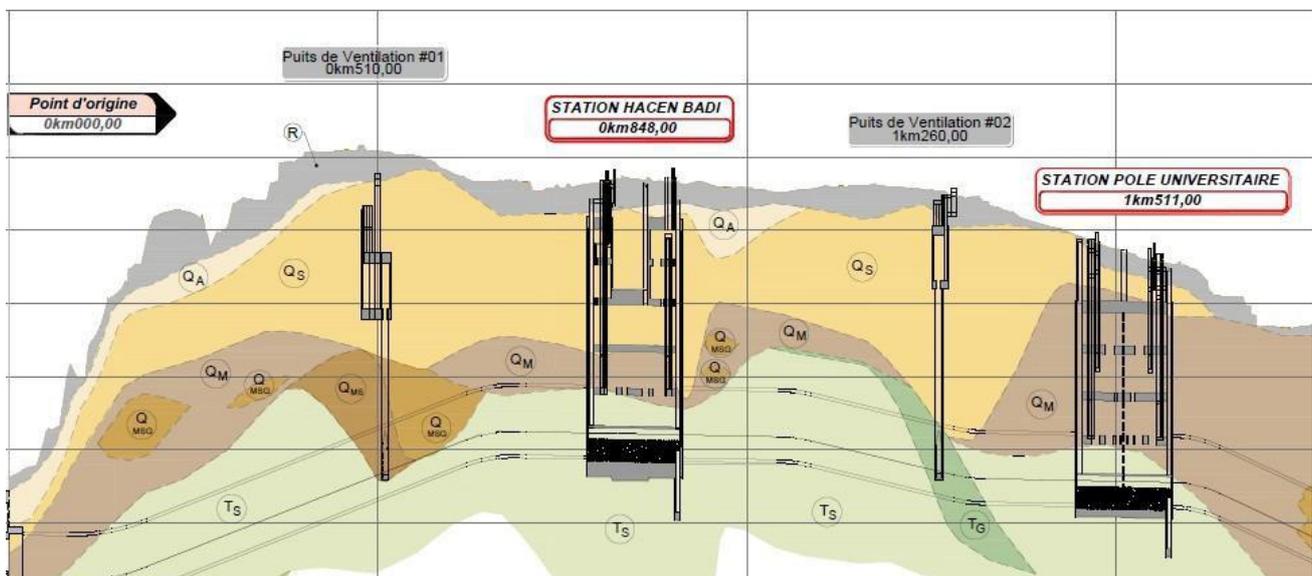


Figure 3.2- Tracé en profil du puits de ventilation #02 sur support de carte géographique.

Au nord du puits de ventilation se trouve l'Ecole Nationale Supérieure d'Agronomie (ENSA), au sud l'Institut Technique des Grandes Cultures, à l'est l'Institut National de la Recherche Agronomique d'Algérie (INRA), et à l'ouest une route. (18)



Figure 3.3- Plan d'implantation du PV 2.(18)

### 3.4 Investigation préliminaire :

#### 3.4.1 Objectifs :

- Fournir une première idée de la nature et de la stratigraphie des sols.
- Identifier les zones potentiellement problématiques, notamment les failles, les zones fracturées ou broyées.
- Évaluer la faisabilité géotechnique du projet.
- Déterminer la nécessité d'investigations plus détaillées, en précisant leur type, profondeur et localisation.

#### 3.4.2 Moyens de reconnaissance géologique :

Ces **moyens** sont les différentes techniques et méthodes utilisées pour étudier et caractériser le sous-sol et les formations géologiques présentes sur un site donné.

##### A. Études documentaires et cartographiques

Il est indispensable de réunir la quasi-totalité des données et documents existants sur le massif étudié et la géologie, morphologie et tectonique régionales. Leur liste est généralement la suivante :

- cartes géologiques (1/50 000, 1/25 000);
- photographiques aériennes (1/15 000 environ);
- documents et études géologiques, des Facultés et Ecoles : par exemple banque de données de sondages, études structurales, reconnaissance par télédétection;

- documents spéléologiques éventuels;
- documents climatiques et météorologiques;
- archives de construction d'ouvrages souterrains dans des conditions analogues ou situés proximité, et éventuellement des constructions de surface;
- relevés de carrières souterraines. (2)

## **B. Levé géologique de surface**

Le levé géologique de surface consiste en une observation rigoureuse et une cartographie détaillée des affleurements rocheux, des formations superficielles ainsi que des structures géologiques apparentes telles que failles et plis. Cette démarche permet d'identifier la nature lithologique, la disposition stratigraphique et les éventuelles déformations tectoniques, constituant ainsi une base essentielle pour orienter les investigations géotechniques ultérieures.

## **C. Méthodes géophysiques**

Les prospections géophysiques sont un complément habituel du levé géologique.

Leur résultat ne peut être qu'une image globale sur la prévision de l'épaisseur des zones altérées, la structure du massif, l'appréciation de la qualité du rocher en profondeur, la détermination et la géométrie d'un accident.

Ces résultats devront être systématiquement étalonnés par des sondages.

Les méthodes les plus couramment employées dans le cadre du projet d'ouvrage souterrain sont la sismique réfraction et la résistivité électrique. (2)

## **D. Télédétection**

Son but est la recherche, d'une manière générale, de toutes les informations de caractère structural telles que failles anciennes ou actives, zones mylonitisées, anomalies mécaniques, cavités souterraines naturelles ... etc.

Les informations provenant de l'interprétation d'un levé infrarouge thermique sont regroupées sur un document cartographique dont l'échelle est fonction de l'ouvrage concerné, mais aussi de la nature des accidents repérés. (2)

## **E. Sondages**

Les renseignements tirés des sondages (en particulier des sondages carottés) permettent d'observer la roche et de prélever des échantillons. Cependant, ils ne fournissent que des informations ponctuelles qui sont généralement insuffisantes à elles seules.

En effet le nombre des sondages est forcément limité vu leur coût élevé, surtout lorsque la couverture dépasse plusieurs centaines de mètres. L'exécution des sondages doit être envisagée en liaison étroite avec le levé géologique et les prospections géophysiques. Ils restent utilisés seuls quand on ne peut effectuer ni levé de surface ni géophysique, par exemple en zone très urbanisée.

Dans les cas les plus fréquents, les résultats des sondages doivent permettre, avec un maximum d'efficacité, la confirmation des hypothèses concernant la structure du massif faites à partir du levé de surface et l'étalonnage de la géophysique.

Géologiquement parlant les sondages sont directement utilisés pour déterminer la nature du sol ou de la roche et le degré de fissuration des ... etc. (2)

L'ensemble de ces moyens, employés de manière combinée ou complémentaire, permet d'obtenir une connaissance approfondie et fiable du sous-sol, condition sine qua non à la réussite technique et économique de tout projet d'ingénierie ou d'aménagement.

### **3.5 Conditions géologiques :**

#### **3.5.1 Géologie générale de la région d'Alger**

##### **Le cadre morphologique**

Cette région peut être subdivisée en plusieurs grands ensembles géographiques identiques par des caractéristiques morpho-structurales spécifiques :

##### **✓ Le massif d'Alger**

Correspond au massif de la Bouzaréah qui s'étend sur une longueur de 20 km et sa largeur maximale est de 6 km selon une direction Est -Ouest. Ce massif est métamorphique, constitué principalement par des schistes cristallophylliens. Il est très tectonisé, boisé et recoupé par un

réseau de thalwegs profonds, sa topographie est très accidentée et son sommet qui culmine à 407 m constitue le point le plus haut de la région. (6)

#### ✓ **Le Sahel d'Alger**

Il englobe tous les petits reliefs qui s'étendent entre, le massif d'Alger au nord, et la rive gauche d'Oued El Harrach au sud, et la rive droite d'Oued Mazafran au sud-est. Il est constitué principalement de trois parties suivantes :

- Le Sahel Marneux : Il est d'âge plaisancien du pliocène inférieur et présente une topographie mamelonnée (collines et pentes douces) et est parcouru par un réseau hydrographique diffus typique des terrains peu perméables.
- Le plateau molassique : limité par de grandes falaises comme celles du Hamma et du Télémy (qui résultent d'une érosion naturelle) et celle de Hydra et de Bir Mourad Rais (conséquentes à l'ouverture d'axes routiers ou qui sont d'anciens fronts de taille de carrières de tuf).
- Le Piedmont Sud du Sahel : formé par des dépôts argilo-caillouteux et forme des pentes assez fortes qui témoignent de sa faible érodabilité'. (6)

#### ✓ **La plaine littorale orientale**

Elle se développe entre la mer (au NE), la corniche molassique du Hamma (au Sud – Ouest), la Place du 1er Mai (au Nord – Ouest) et la rive gauche de l'Oued El – Harrach (au Sud – Est). Son altitude varie de 2 à 15 m. (6)

#### ✓ **Le cordon littoral dunaire**

Il se développe entre deux zones

- La rive droite de l'oued El Harrach et Bordj El Kiffan, il sépare la rive maritime des zones basses septentrionales de la Mitidja. Dans cette zone, il forme une petite barrière sablo-gréseuse allongée parallèlement au rivage.
- A l'ouest de Ain El Benian jusqu'à Zeralda, il forme les piémonts du Sahel marneux. Dans cette zone, il forme le plateau dunaire. (6)

### ✓ 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. (6)



Figure 3.4- Grands ensembles morphostructuraux de la région d'Alger.(6)

### ✚ Le cadre Géologique (Lithologique)

La région d'Alger présente une structure géologique assez complexe (Figure 37). Elle peut être présentée comme un dôme métamorphique primaire borde' par des terrains sédimentaires tertiaires et quaternaires. (6)

### ✓ Le Primaire

Il est représenté par un socle métamorphique constitué de roches cristallophylliennes très tectonisées. Ces roches affleurent entre Ain Benian, Bouzaréah et le port d'Alger et réapparaissent à l'Ouest à Sidi Ferruch et à l'Est à Bordj El Bahri. (6)

### ✓ Le tertiaire (terrains sédimentaires)

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 tectonisée 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 argilomarneux. Il affleure dans le Sahel, son épaisseur dépasse 200 mètres. Il est recouvert par des sédiments astiens ou par des formations plus récentes. (6)

### ✓ Le quaternaire

Il englobe de nombreux termes lithologiques : 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. (6)

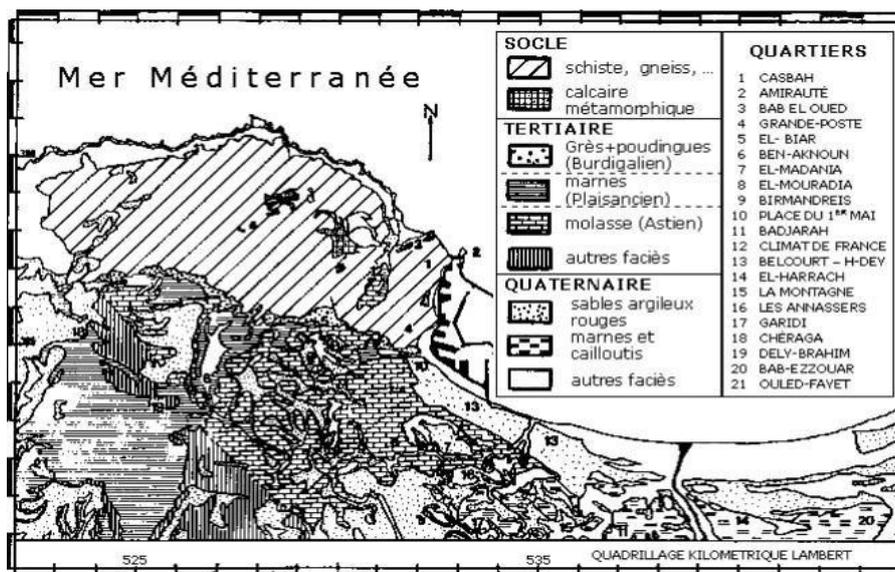


Figure 3.5- Carte géologique de la région d'Alger (d'après Aymé', 1964).(6)

### 3.5.2 Géologie régionale du site (PV02)

Pour la reconnaissance du site deux campagnes géotechniques ont été effectuées, une campagne pendant la réalisation de l'avant-projet détaillé (APD) en 2013, une autre pendant la phase de réalisation du PV2 en 2015. Dans la campagne APD, un seul sondage carotté a été réalisé pour la reconnaissance du sol sondage S6, noté S6.

une autre campagne de prospection a été menée en 2015 avec le début de l'exécution des travaux de réalisation du puits de ventilation 2, celle-ci est complémentaire à la première et apporte plus d'informations sur les caractéristiques du sol en place. Le programme de cette reconnaissance consiste en la réalisation de :

- Trois (03) sondages carottés de 52m de profondeurs notés, SC14, SC15 et SC16.
- Trois (03) essais au Standard Pénétration Test 'SPT'.
- Deux sondages pressiométriques<sup>2</sup> de 50m de profondeurs, notés SP09 et SP10.
- La mise en place d'un piézomètre à corde vibrante pour surveiller le niveau de la nappe phréatique.
- Des essais en laboratoire (essais physiques, essais chimiques et mécaniques). (19)

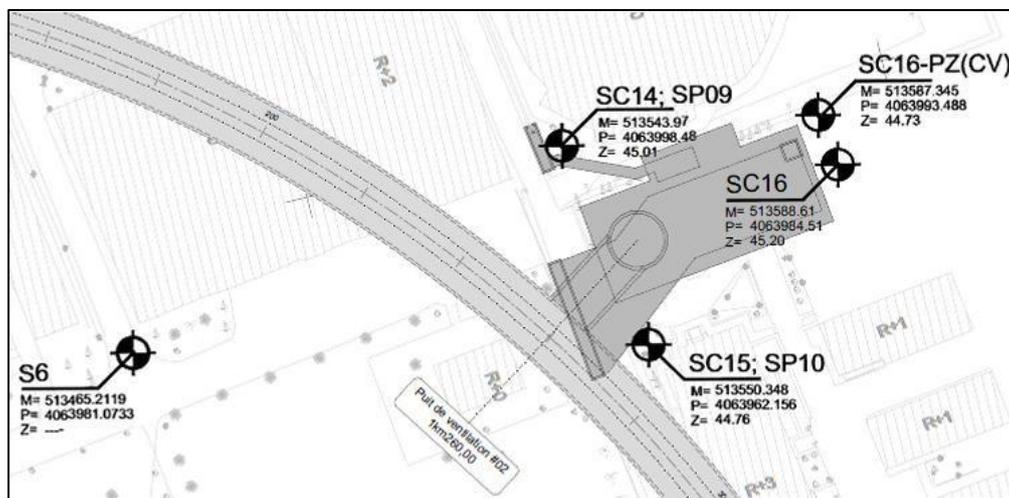


Figure 3.6- Plan de localisation des investigations in situ. (18)

#### 3.5.2.1 Les forages carottés

Les sondages constituent une méthode essentielle de reconnaissance géologique, fournissant des informations considérables, enrichies par des systèmes d'acquisition complémentaires.

Leur but est de caractériser les aspects géologiques, hydrologiques et hydrogéologiques du

site, de décrire les terrains traversés et de collecter des échantillons intacts pour les essais en laboratoire. Au niveau du puits de ventilation n°2 (PV02), quatre sondages carottés (S04, SC14, SC15, SC16) ont été réalisés et permettent de déterminer la géologie de ce site.

**Les résultats des essais de carottage :**

**Tableau 3.1: Le résultat du carottage S06 (19)**

Profondeur (m)	Description	Caisses à carottes
0-3	Remblais.	1
3-4.2	Argile caillouteuse, brunâtre avec concrétions carbonatées.	
4.2-5	Sable fin limoneux blanchâtre à jaunâtre.	
5-20	Argile limoneuse, rougeâtre, légèrement sableuse, contenant parfois des graviers.	2-3
20-31	Argile limoneuse, rougeâtre, légèrement sableuse, contenant parfois des graviers.	3-4-5
31-32	Argile graveleuse à sableuse, beige.	5
32-38	Sable moyen à grossier, beige, contenant parfois des galets et des graviers.	6
38-42	Limon sableux à argileux, rougeâtre.	6-7
42-46	Argile sableuse blanchâtre.	7
	Fin du sondage	7



**Figure 3.7- Caisse de carottage S06 N° 01.(19)**



Figure 3.8- Caisse de carottage S06 N° 02.(19)



Figure 3.9- Caisse de carottage S06 N° 03.(19)



**Figure 3.10- Caisse de carottage S06 N° 04.(19)**



**Figure 3.11- Caisse de carottage S06 N° 05.(19)**



Figure 3.12- Caisse de carottage S06 N° 06.(19)



Figure 3.13- Caisse de carottage S06 N° 07.(19)

## Campagne de Prospection Complémentaire

### ✚ Le résultat du carottage SC14 :

*Tableau 3.2 : Le résultat du carottage SC14 (19)*

Profondeur (m)	Description
0-1.50	Remblais.
1.50-4.50	Argile limoneuse sableuse graveleuse rougeâtre.
4.50-6.20	Galets à matrice argileuse.
6.20-7.50	Sable limoneux argileux peu graveleux jaunâtre à marron claire.
7.50-10.50	Sable argileux limoneux graveleux jaunâtre à marron claire.
10.50-12.00	Grès broyé fissuré sous forme de graviers par endroit jaunâtre.
12.00-15.00	Sable moyen à grossier peu limoneux peu graveleux jaunâtre.
15.00-16.70	Sable limoneux argileux avec présence de marne grisâtre à brunâtre.
16.70-20.50	Sable argileux limoneux avec trace de graviers rougeâtre à marron foncé.
20.50-23.00	Sable graveleux avec trace d'argile jaunâtre.
23.00-25.50	Sable limoneux graveleux jaunâtre.
25.50-27.00	Galets.
27.00-29.00	Sable limoneux graveleux jaunâtre.
29.00-34.20	Conglomérats avec un petit passage de gravier.
34.20-36.00	Grès à ciment calcaire sain à fissuré blanchâtre à jaunâtre.
36.00-37.50	Gré sain à fissuré friable jaunâtre.
37.50-42.00	Sable graveleux avec trace de limons jaunâtre.
42.00-43.50	Sable moyen à grossier avec présence de grès sous forme fragments.
43.50-52.00	Sable moyen a grossier jaunâtre avec présence de grès sous forme de fragments
	Fin du forage à une profondeur de 52 m



Figure 3.14- Caisse de carottage SC14 N°01.(19)



Figure 3.15- Caisse de carottage SC14 N°02.(19)



Figure 3.16- Caisse de carottage SC14 N°03.(19)



Figure 3.17- Caisse de carottage SC14 N°04.(19)



Figure 3.18- Caisse de carottage SC14 N°05.(19)



Figure 3.19- Caisse de carottage SC14 N°06.(19)



Figure 3.20- Caisse de carottage SC14 N°07.(19)



Figure 3.21- Caisse de carottage SC14 N°08.(19)



**Figure 3.22- Caisse de carottage SC14 N°09.**

(19)

**✚ Le résultat du carottage SC15 :**

**Tableau 3.3 : Le résultat du carottage SC15 (19)**

Profondeur(m)	Description
0-4.50	Remblais à aspect tuffeux.
4.5-6.50	Sable graveleux peu limoneux marron claire.
6.50-7.65	Grés sous forme de graviers.
7.65-9.00	Sable limoneux avec trace d'argile marron clair.
9.00-12.00	Sable limoneux graveleux avec un petit passage de grés broyé.
12.00-15.00	Sable peu limoneux de couleur marron claire.
15.00-16.20	Sable grossier graveleux brunâtre.
16.20-16.70	Grés fissuré jaunâtre.
16.70-19.50	Sable argileux peu graveleux marron foncé.
19.50-22.50	Sable argileux limoneux marron foncé.
22.50-24.30	Sable limoneux avec trace d'argile marron foncé.
24.30-26.00	Galets à matrice argileuse.
26.00-28.00	Sable limoneux avec trace d'argile de couleur marron clair à foncé.
28.00-30.00	Sable avec trace d'argile et trace limon marron clair.
30.00-33.00	Sable peu argileux limoneux peu graveleux marron claire.
33.00-36.50	Grés sain fissuré blanchâtre.
36.50-37.50	Grés friable sain à fissuré marron claire.
37.50-39.00	Gré sain à fissuré broyé par endroit marron clair.
39.00-45.40	Grés lumachellique fissuré broyé par endroit de couleur marron clair à
45.40-52.00	Sable fin a moyen jaunâtre avec des petit passage de sable consolidé sous forme de cailloux.
	Fin du forage à une profondeur de 52 m



Figure 3.23- Caisse de carottage SC15 N°01.(19)



Figure 3.24- Caisse de carottage SC15 N°02.(19)



**Figure 3.25- Caisse de carottage SC15 N°03.(19)**



**Figure 3.26- Caisse de carottage SC15 N°04.(19)**



**Figure 3.27- Caisse de carottage SC15 N°05.(19)**



**Figure 3.28- Caisse de carottage SC15 N°06.(19)**



Figure 3.29- Caisse de carottage SC15 N°07.(19)



Figure 3.30- Caisse de carottage SC15 N°08.(19)

✚ Le résultat du carottage SC16 :

*Tableau 3.4 : Le résultat du carottage SC16 (19)*

Profondeur (m)	Description
0-3.00	Remblais à aspect tuffeux.
3.00-6.00	Argile limoneuse sableuse peu graveleuse rougeâtre.
6.00-7.00	Sable moyen jaunâtre à marron claire.
7.00-8.00	Grès poreux fissuré broyé jaunâtre.
8.00-10.50	Sable argileux limoneux avec peu de graviers et trace de marne.
10.50-12.00	Sable avec trace de limons jaunâtre.
12.00-13.40	Grès broyé sous forme de graviers jaunâtre.
13.40-16.50	Sable fin à moyen limoneux jaunâtre.
16.50-18.00	Sable grossier limoneux jaunâtre.
18.00-19.00	Sable limoneux graveleux jaunâtre.
19.00-21.00	Sable argileux limoneux graveleux jaunâtre.
21.00-21.80	Sable fin à moyen caillouteux jaunâtre.
21.80-22.60	Galets à matrice argileuse.
22.60-25.50	Argile limoneuse sableuse avec trace de graviers marron.
25.50-27.00	Argile limoneuse sableuse créreuse brunâtre à grisâtre.
27.00-29.50	Argile marneuse avec trace de limons et trace de sable grisâtre à brunâtre.
29.50-30.00	Sable limoneux argileux de couleur marron claire.
30.00-31.50	Sable moyen à grossier jaunâtre avec présence de grès broyé sous forme de graviers jaunâtre.
31.50-34.50	Sable peu argileux limoneux rougeâtre à marron foncé.
34.50-36.00	Grès fissuré broyé sous forme de graviers par endroit marron claire.
36.00-41.50	Sable graveleux caillouteux avec présence de grès fissuré sous forme de graviers.
41.50-43.50	Sable limoneux moyen à grossier jaunâtre avec présence de grès sous forme de fragments.
43.50-44.80	Sable peu limoneux jaunâtre à brunâtre.
44.80-48.00	Sable fin avec trace de limons jaunâtre.
48.00-52.00	Sable moyen jaunâtre avec présence de fragments de grès de couleur grisâtre.



**Figure 3.31- Caisse de carottage SC16 N°01.(19)**



**Figure 3.34- Caisse de carottage SC16 N°02.(19)**



Figure 3.35- Caisse de carottage SC16 N°03.(19)



Figure 3.36- Caisse de carottage SC16 N°04.(19)



Figure 3.37- Caisse de carottage SC16 N°05.(19)



Figure 3.38- Caisse de carottage SC16 N°06.(19)



**Figure 3.39- Caisse de carottage SC16 N°07.(19)**



**Figure 3.40- Caisse de carottage SC16 N°08.(19)**



**Figure 3.41- Caisse de carottage SC16 N°09.(19)**

### **3.5.3 Description géologique du site**

Selon l'information disponible jusqu'à ce jour, la zone d'implantation du Puit de Ventilation 2 est constituée par des terrains quaternaires et du pliocène récent. Les matériaux géologiques du Tertiaire, plus profonds, sont constitués par des sables avec passages grésifiés, sur lesquelles a été déposée une couche de grès lumachelique à la base et de grain fin en haut. Sur l'ensemble antérieur, nous avons identifié les niveaux plio-pleistocéniques constitués par deux couches, une argileuse et une autre argilo-limoneuse, intercalées par un niveau conglomératique. Au-dessus, la séquence du plio-pléistocène est constituée par une couche gréseuse de petite épaisseur. Le quaternaire récent englobe un niveau argileux peu graveleux et peu sableux surmonté par les remblais argileux et graveleux.

Les données disponibles ont permis d'établir un zonage en profondeur des sols selon ces caractéristiques géotechniques et de déterminer les paramètres géomécaniques caractéristiques de chaque horizon. Le dispositif géologique-géotechnique est constitué, de haut en bas, par des argiles peu graveleuses et peu sableuses, jusqu'aux 11,0-15,5 m de profondeur, par du grès friable, jusqu'aux 14,0-16,5 m de profondeur, par une couche argileuse limono-sableuse, jusqu'aux 24,0-25,0 m et par un niveau conglomératique d'épaisseur très variable, jusqu'aux 23,0-34,0 m de profondeur. En dessous, on trouve un niveau d'argile sableuse, entre les 34,0 m et les 35,0 m de profondeur, environ. Ce niveau n'a pas été détecté dans le sondage SC14. Sous ces niveaux, on trouve le substratum gréseuse, jusqu'aux 46,0 m de profondeur, environ, sous laquelle nous avons identifié un niveau plus

profond de sable raide avec concrétions gréseuses. Ce zonage est résumé dans le Tableau 6.

(19)

**Tableau 3.5 : Résumé des profondeurs des horizons existants.** (19)

Localisation (PK)	Profondeur atteinte par les sondages (m)	Horizon géotechnique	Symboles utilisés dans les dessins	Réponse drainée ou non-drainée	Profondeurs moyennes (m)
1+260	0,0 – 52,0	Remblais	R	Non-drainée	0,0 – 8,0
		Argile peu sableuse et peu graveleuse	Qag	Non-drainée	6,2 – 15,4
		Grès friable	QM-Gr	-	10,5 – 16,6
		Argile limono-sableuse	QM	Non-drainée	13,5 – 25,5
		Conglomérat	QM-C	-	21,0 – 34,3
		Argile sableuse avec passages de sable	QM	Non-drainée	22,6 – 34,5
		Grès compact	TG	-	33,0 – 36,9
		Grès lumachéllique	TG	-	39,9 – 46,3
		Sables avec passages de grès	TS	Drainée	> 37,0

### 3.6 Condition hydrogéologique

#### 3.6.1 Hydrogéologie générale de la région d'Alger

Il existe dans le socle métamorphique d'Alger (massif cristallophyllien), un réseau hydrique localisé dans les fissures, les fractures et les diaclases. A des profondeurs très variées. Les niveaux d'eau mis en évidence par les levés piézométriques, montrent l'absence d'une nappe continue, mais cela traduit aussi l'existence des circulations locales, comme en témoignent les puits domestiques que l'on rencontre à la Casbah.

La molasse astienne (tertiaire) présente l'aquifère le plus important de la région algéroise. Ce dernier est mis en évidence par l'existence de puits dans cette formation, et par les résurgences au niveau des marnes qui constituent le mur de la nappe astienne. (6)

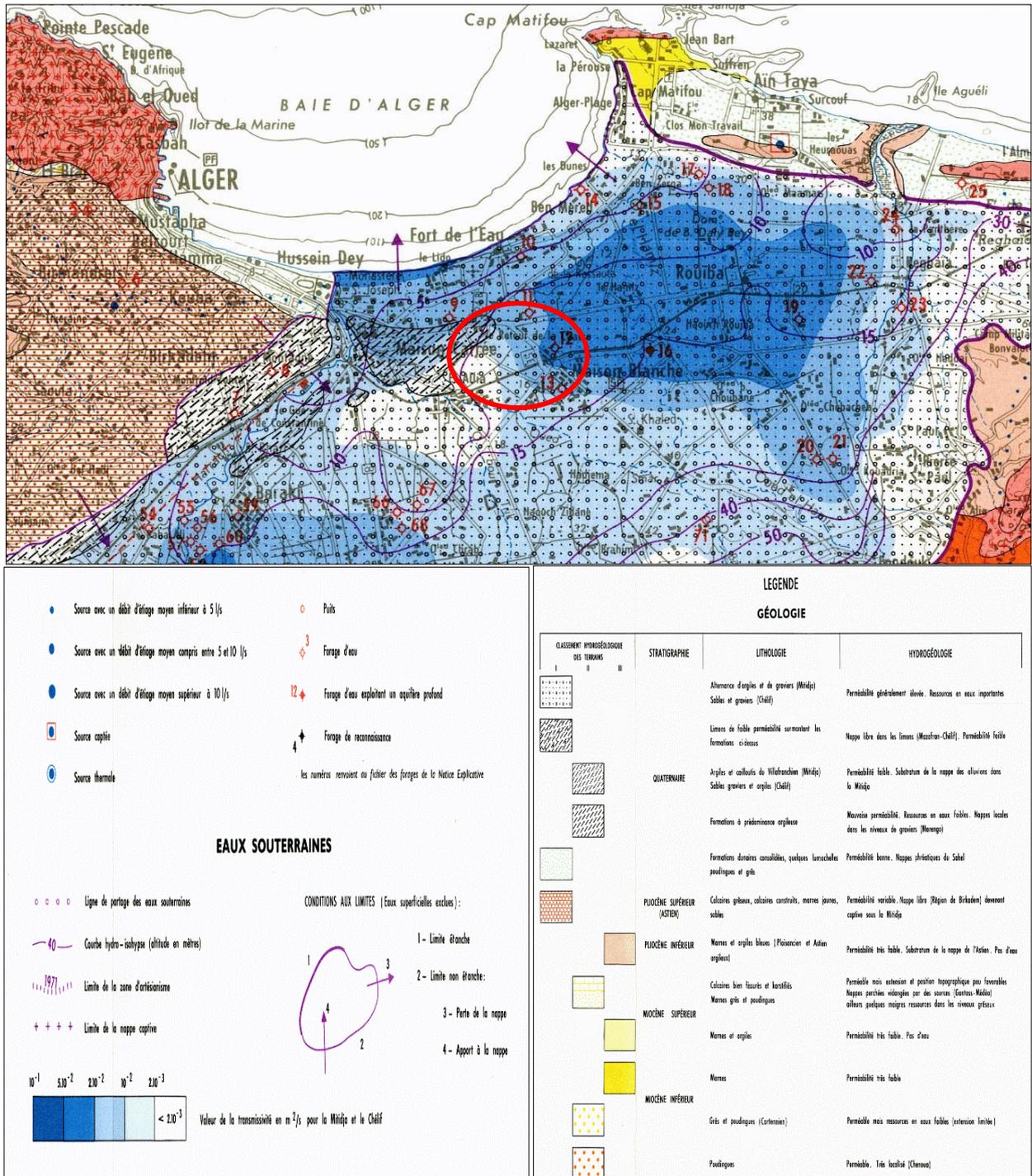


Figure 3.42- Carte Hydrogéologique de la région d'Alger (Extrait de la carte HD, secrétariat d'état à l'hydraulique, Birmandrais, Alger).(7)

## 3.6.2 Moyens de reconnaissances

### 3.6.2.1 Le piézomètre à tube ouvert

#### ✚ Principe

La mesure consiste à déterminer le niveau d'eau dans le sol grâce à un tube piézométrique posé spécifiquement à cette fin, et mis à la pression atmosphérique.

L'opération consiste :

- À placer dans un forage un tube crépiné dans un horizon saturé.
- À mesurer, après stabilisation, la distance entre le toit de l'eau dans le tube et la surface du sol.
- À mesurer la pression hydrostatique en un point du tube. (20)

#### ✚ Application

La pose d'un piézomètre permet la détermination du niveau d'eau dans un tube ouvert placé dans un horizon dont la perméabilité globale estimée est supérieure à  $1 \times 10^{-7}$  m/s. (7)

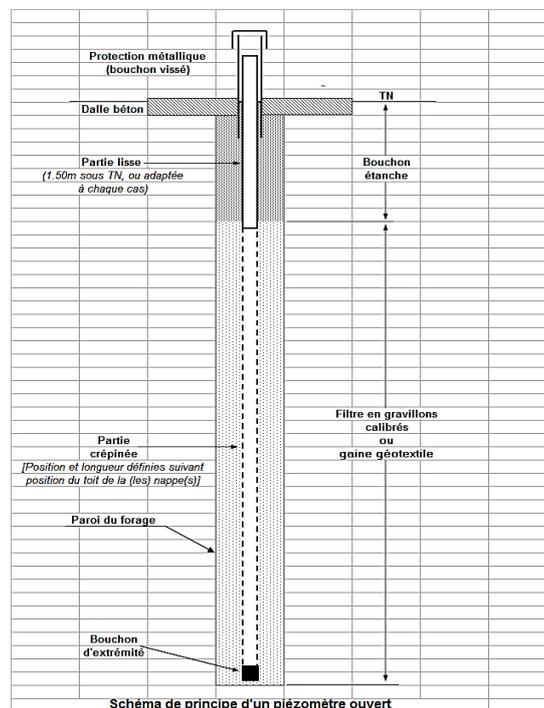


Figure 3.43- piézomètre à tube ouvert.(20)

### 3.6.2.2 Le piézomètre à corde vibrante

Les piézomètres à corde vibrante sont utilisés pour surveiller la pression interstitielle dans les sols. Ils sont généralement isolés dans des forages mais peuvent être également intégrés dans un remblai ou suspendus dans un puit. Les applications typiques comprennent l'évaluation de la stabilité des pentes, les opérations de drainage, les surpressions dans les sols limoneux et argileux, la perméabilité et les gradients hydrauliques des barrages, les niveaux de nappe phréatique, et la surveillance de la poussée ascensionnelle sous les barrages. (7)

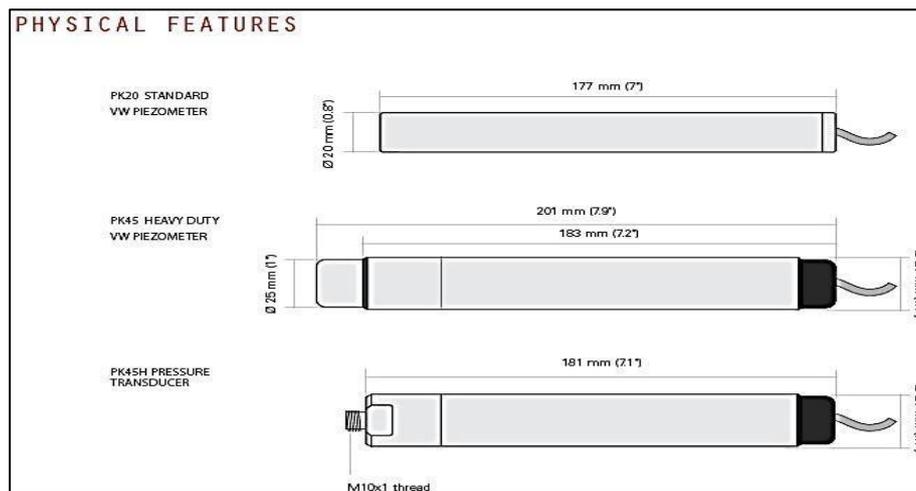


Figure 3.44- Piézomètre à corde vibrante.(20)

### 3.6.3 Hydrologie de site

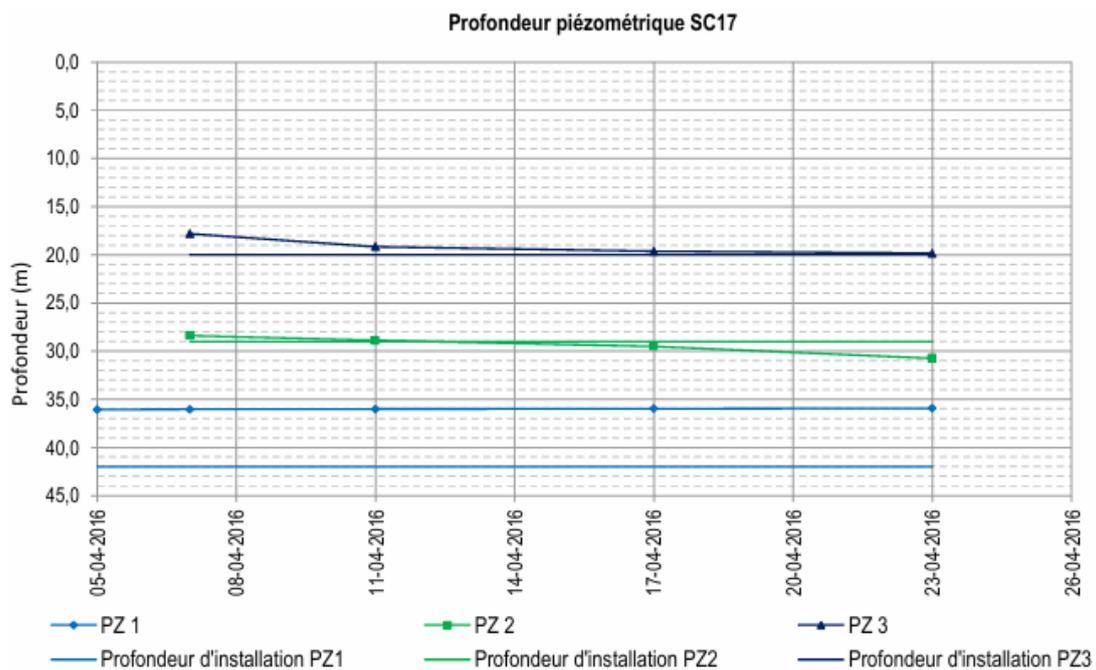
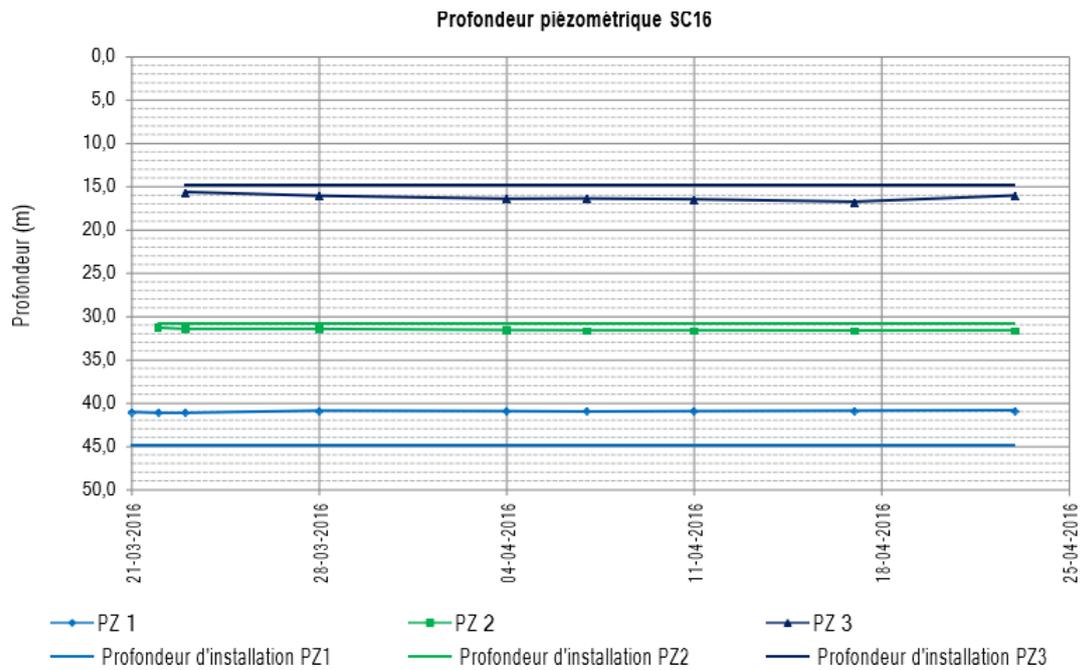
Pour la définition du modèle hydrogéologique dans l'endroit du Puits de Ventilation 2, nous avons fait une analyse globale des piézomètres SC16 (Puit de Ventilation 2), SC17 et SC19 (Station Pôle Universitaire). Nous avons constaté que toutes les cellules à corde vibrante installés au-dessous des niveaux poliorcétiques, c'est-à-dire, au-dessous des horizons TS et TG, sont secs. D'autre part, les piézomètres à corde vibrante installés dans le TG et TS montrent la présence d'une nappe phréatique entre le niveau 4 m (SC16 PZ1) et le niveau 3 m (SC17 PZ1). Ces mesures sont en ligne avec le piézomètre à tube ouvert installé dans le sondage SC19 (Zone percé 31,0-53,0m), où le niveau d'eau est à 31,5 m de profondeur (niveau 5,0 m).

Ainsi, étant donné l'analyse présentée ci-dessous, nous avons adopté une nappe phréatique située au niveau 4,0 m pour le PV2. Ces conclusions sont en ligne avec le modèle

hydrogéologique établi pour le PV1 et Station Pôle Universitaire, où nous avons considéré que la nappe phréatique est coïncidant avec la limite supérieure de la séquence tertiaire. Dans le Tableau 7 nous présentons la surveillance du piézomètre à tube ouvert SC19 et dans le Figure 76 les mesures réalisées dans les piézomètres à tube ouvert SC16 et SC17.

**Tableau 3.6 : Résumé des lectures piézométriques à tube ouvert dans la zone de la Station Pôle Universitaire (PV2). (19)**

Sondage			SC19		
Niveaux terrain			36,59		
Profondeur zone percée			31,0 - 53,0		
Profondeur   Niveaux zone percée			5,59	16,41	
Date	Lecture		Date	Lecture	
	Prof (m)	Niveaux (m)		Prof (m)	Niveaux (m)
26-08-2015	11.2	25.39	25-11-2015	32.42	4.17
27-08-2015	32.9	3.69	01-12-2015	32.22	4.37
03-09-2015	32.93	3.66	23-12-2015	30.16	6.43
17-09-2015	33.04	3.55	28-12-2015	30.7	5.89
28-09-2015	33.6	2.99	05-01-2016	31.4	5.19
06-10-2015	33.06	3.53	12-01-2016	31.85	4.74
19-10-2015	33.05	3.54	18-01-2016	31.2	5.39
26-10-2015	33.05	3.51	27-01-2016	31.64	4.95
28-10-2015	-	-	01-02-2016	30.6	5.99
02-11-2015	-	-	08-02-2016	31.3	5.29
03-11-2015	33.54	03.05	15-02-2016	31.76	4.83
09-11-2015	32.1	4.49	01-03-2016	28.38	8.21
12-11-2015	-	-	28-03-2016	30.7	5.89
14-11-2015	-	-	04-04-2016	31.62	4.97
16-11-2015	32.28	4.31	17-04-2016	31.5	05.09



**Figure 3.45- Lectures des piézomètres à corde vibrante SC16 (PV2) et SC17 (PU) ,(19)**

D'après les résultats le niveau de la nappe phréatique a été détecté au-delà de vingt mètres (20m) au-dessous de terrain naturel.

## 3.7 Conditions sismiques

### 3.7.1 Considérations générales

L'Algérie est connue pour être une zone sismique très active. L'activité sismique en Algérie du Nord connue remonte au 02 janvier 1365, date à laquelle s'est produit un premier séisme recensé à Alger. Depuis, de nombreux séismes se sont produits, parmi eux certains violents et meurtriers .

Parmi ces séismes, nous pouvons citer ceux qui ont touché Alger en 1716, Oran en 1790, Gouraya en 1891. Dans une période plus récente, on peut citer les séismes d'Orléansville (09.09.1954), d'El Asnam (10.10.1980) de Constantine (27.10.1985), de Tipaza (29.10.1989), de Mascara (17.08.1994), d'Alger (04.09.1996), de Ain Temouchent (22.12.1999, de Beni Ouartilane (10.11.2000) et de Boumerdès-Alger, 21.05. 2003).<sup>(19)</sup>

**Tableau 3.7- Principaux séismes en Algérie** <sup>(19)</sup>

Localité	Date	Magnitude ou Intensité	Dégâts
Alger	03/01/1365	Fort	Plusieurs victimes, avec 100 répliques dans la même nuit
Alger - Mitidja	03/02/1716	X	20000 morts Alger détruite
Oran	09/10/1790	IX-X	2000 morts ressentis à Malte
Blida	02/03/1825	X	7000 morts destruction de Blida peu de dégâts à Alger
Jijel	22/08/1856	X	Raz de Marée le long du littoral d'Alger à Annaba.
Orléansville	09/09/1954	6,7	1243 morts et 20000 habitations détruites
M'Sila	12/02/1946	5,6	264 morts et 1000 maisons détruites
El Asnam	10/10/1980	7,3	2633 morts, 8369 blessés, 348 Disparus, des milliers sinistrés
Mascara	18/08/1994	5,7	171 morts et plusieurs habitations détruites
Ain Temouchent	22/12/1999	5,7	28 morts et plusieurs habitations détruites
Zemmouri	21/05/2003	6,8	Plus de 2200 morts et des milliers de personnes sinistrées

Le Nord de l'Algérie est connu pour son intense activité sismique qui se trouve localisée dans les zones côtières et en mer Méditerran. Cette sismicité est liée aux mouvements tectoniques de convergence de la plaque africaine au Sud et de la plaque eurasienne au Nord, la tectonique de compression qui en découle génère de nombreuses failles actives dont le rejet provoque les séismes. Elle est essentiellement marquée par des séismes superficiels qui causent des dégâts considérables dans la zone épiscopentrale. Le violent séisme du 21 mai 2003 de Boumerdès, de par son intensité, a causé des dégâts matériels et des pertes humaines considérables. (19)

### 3.7.2 Zone sismique

Le niveau minimal de protection parasismique est caractérisé conventionnellement par le coefficient d'accélération et déterminé en fonction de la classe des ouvrages et de la zone de sismicité dans laquelle l'ouvrage se trouve.

En Algérie, cinq zones sont définies en fonction de leur sismicité croissante (Figure 76) :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible
- Zone IIa : sismicité moyenne
- Zone IIb : sismicité élevée
- Zone III : sismicité très élevée (19)

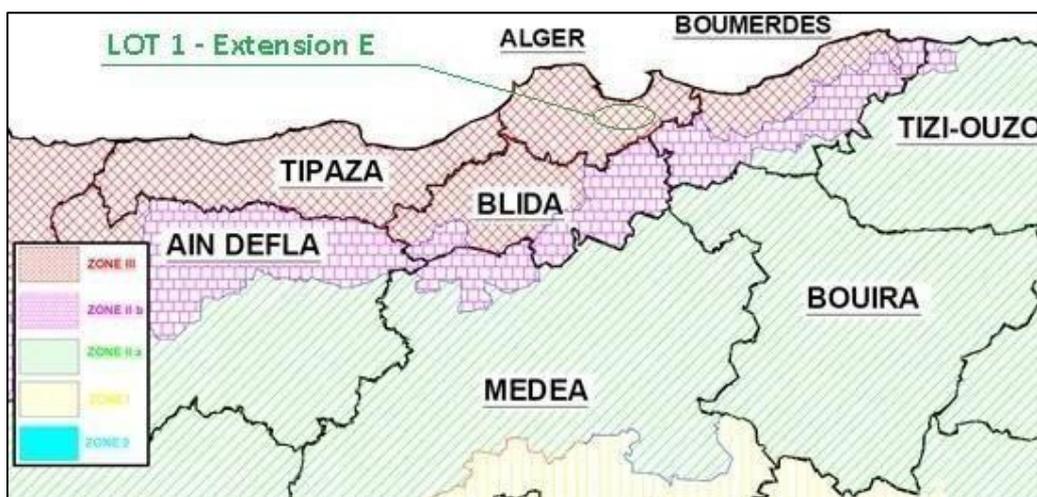


Figure 3.46- Extrait de la carte de zonage sismique du territoire national – RPA99/APRES ADDENDA.(21)

Tell qu'indiqué dans la Figure 3.46, la région d'étude est située dans la zone sismique III, caractérisée par une sismicité très élevée.

### 3.7.3 Classification du site

Pour la prise en compte du risque sismique et en particulier de la valeur du coefficient d'accélération, les tunnels et puits, selon la partie II des RPOA 2008 – Règles Parasismiques Applicables au Domaine des Ouvrages d'Art, sont classés en deux groupes :

- **Groupe 1 Tunnels stratégiques** - Ce groupe recouvre les tunnels stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire.
- **Groupe 2 Tunnels importants** - Dans ce groupe sont classés les tunnels qui se trouvent sur les chemins de wilaya, chemins communaux ou autre voie. Cet ouvrage s'encadre dans le Groupe 1. (19)

### 3.7.4 Coefficient d'accélération

Le coefficient d'accélération est défini en fonction de la zone sismique et de la classe des ouvrages selon le Tableau ci- dessous :

**Tableau 3.8 : Coefficient d'accélération selon la classe ouvrages et la zone de sismicité** (19)

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

La région d'étude est située dans la zone sismique III et dans le groupe 1 – tunnels stratégiques, pour cette zone la valeur d'accélération sismique a adopté sera de 0,4g. Il est impératif de tenir compte de la sismicité régionale avant d'entreprendre toute action de construction définitive dans la région d'étude.

Cette valeur de 0,4g sera considérée pour tous les calculs des structures internes. Pour les phases provisoires, selon l'indication de l'EMA, une valeur de 0,1g devra être considérée. (19)

## **3.8 Conditions géotechniques**

### **3.8.1 Les essais in-situ**

#### **3.8.1.1 Essai SPT (Essai de Pénétration Standard)**

Il est connu sous le nom de Standard Pénétration Test (SPT). Il a été normalisé en France en 1991 sous le nom d'essai de pénétration au carottier (NF P 94-116).

L'essai permet, d'une part, de tracer un profil de pénétration et, d'autre part, de fournir des échantillons de sol remaniés qui peuvent servir à la reconnaissance des horizons traversés et sur lesquels on peut pratiquer les essais d'identification classiques (granulométrie, limites d'Atterberg et teneur en eau).

L'essai consiste à battre faire pénétrer dans le sol un échantillonneur sous les coups, à l'aide d'un mouton de masse  $M$  tombant d'une hauteur fixe  $H$ , et mesurer le nombre de coups  $N$  nécessaire pour faire pénétrer le carottier de 30cm.il permet aussi d'extraire des échantillons remaniés du sol.

 **Les résultats d'essai SPT :**

**Tableau 3.9 : Résumé des résultats des essais in situ réalisés dans plusieurs études – SPT<sup>(19)</sup>**

Phase	Essai SPT					
	Code	Sondage		$N_{SPT}$	$N_{60}$	$(N_1)_{60}$
		Profondeur (m)				
	Code	Debut	Fin	$N_{SPT}$	$N_{60}$	$(N_1)_{60}$
Campagne de Prospection Complémentaire	SC14	1,50	2,0	40	28	-
		3,00	3,5	33	23	-
		4,50	5,0	26	20	-
		6,00	6,5	R		-
		7,50	8,0	39	34	-
		9,00	9,5	31	27	-
		10,50	11,0	R	-	-
		12,00	12,5	29	27	-
		13,50	14,0	R	-	-
		15,00	15,5	R	-	-
		16,50	17,0	R	-	-
		18,00	18,5	40	37	-
		19,50	20,0	17	16	-
		21,00	21,5	41	38	-
		22,50	23,0	R	-	-
		24,00	24,5	R	-	-
		25,50	26,0	R	-	-
		27,00	27,5	R	-	-
		28,50	29,0	R	-	-
		30,00	30,5	R	-	-
		31,50	32,0	R	-	-
		33,00	33,5	R	-	-
		34,50	35,0	R	-	-
		36,00	36,5	R	-	-
		37,50	38,0	R	-	-
		39,00	39,5	R	-	-
		40,50	41,0	R	-	-
		42,00	42,5	R	-	-
		43,50	44,0	R	-	-
		45,00	45,5	R	-	-
		46,50	47,0	R	-	-
		48,00	48,5	R	-	-
49,50	50,0	R	-	-		
51,00	51,5	R	-	-		
52,00	52,5	R	-	-		
SC15	SC15	3,00	3,5	33	23	-
		4,50	5,0	58	45	-
		6,00	6,5	11	10	-
		7,50	8,0	R	-	-
		9	9,5	R	-	-
		10,5	11,0	R	-	-
		12	12,5	41	38	-
		13,5	14,0	R		-
		15	15,5	49	45	-
		16,5	17,0	R		-
		18	18,5	41	38	-
		19,5	20,0	33	30	-
		21	21,5	R	-	-
		22,5	23,0	R	-	-
		24	24,5	49	45	-
		25,5	26,0	R	-	-
		27	27,5	R	-	-
		28,5	29,0	41	38	-
		30	30,5	40	37	-
		31,5	32,0	R	-	-
		33	33,5	R	-	-
		34,5	35,0	R	-	-
		36	36,5	R	-	-
		37,5	38,0	R	-	-
39	39,5	R	-	-		
40,5	41,0	R	-	-		
42	42,5	R	-	-		
43,5	44,0	R	-	-		
45	45,5	R	-	-		
46,5	47,0	R	-	-		
48	48,5	36	33	17		
49,5	50,0	R	-	-		
51	51,5	R	-	-		
52	52,5	R	-	-		

Phase	Essai SPT					
	Code	Sondage		$N_{SPT}$	$N_{60}$	$(N_1)_{60}$
		Profondeur (m)				
		Debout	Fin			
Campagne de Prospection Complémentaire	SC16	3	3,5	R	-	-
		4,5	5,0	R	-	-
		6	6,5	R	-	-
		7,5	8,0	R	-	-
		9	9,5	R	-	-
		10,5	11,0	R	-	-
		12	12,5	R	-	-
		13,5	14,0	35	32	-
		15	15,5	R	-	-
		16,5	17,0	29	27	-
		18	18,5	R	-	-
		19,5	20,0	R	-	-
		21	21,5	R	-	-
		22,5	23,0	R	-	-
		24	24,5	56	51	-
		25,5	26,0	R	-	-
		27	27,5	R	-	-
		28,5	29,0	R	-	-
		30	30,5	R	-	-
		31,5	32,0	R	-	-
		33	33,5	R	-	-
		34,5	35,0	R	-	-
		36	36,5	R	-	-
		37,5	38,0	R	-	-
		39	39,5	R	-	-
		40,5	41,0	R	-	-
		42	42,5	R	-	-
		43,5	44,0	R	-	-
45	45,5	R	-	-		
46,5	47,0	R	-	-		
48	48,5	R	-	-		
49,5	50,0	R	-	-		
51	51,5	R	-	-		
52	52,5	R	-	-		

### 3.8.1.2 Essai pressiométrique Menard (PMT)

L'essai pressiométrique est un essai in situ qui consiste en l'introduction d'une sonde cylindrique gonflable dans un trou de forage soigneusement calibré. On mesure ensuite la variation du volume du sol (à la profondeur voulue) en fonction de la pression appliquée. (6)

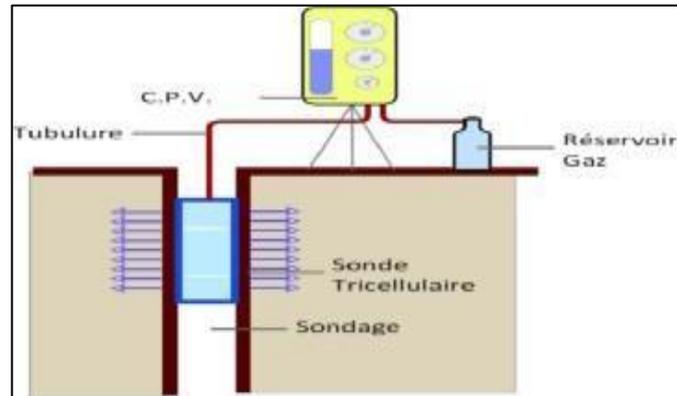


Figure 3.47- Schéma descriptif de l'essai pressiométrique.(6)

Les principales caractéristiques déduites de l'essai pressiométrique sont :

- Le module pressiométrique « E » qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.
- La pression de fluage « Pf » qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et la phase plastique.
- La pression limite « PL » qui définit la résistance du sol à la rupture. (6)

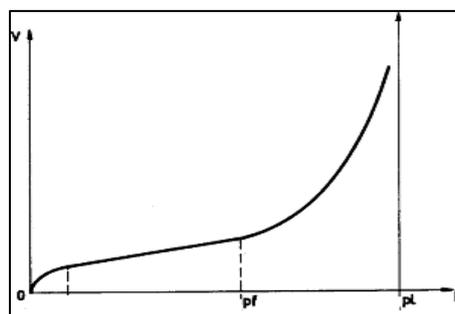


Figure 3.48- Courbe pressiométrique.(6)

✚ Les résultats des essais pressiométriques :

**Tableau 3.10 : Résumé des résultats des essais in situ réalisés dans plusieurs études – PMT.(19)**

Phase	Essai Préssiometrique					
	Sondage		$P_f$	$P_l$	$E_{PMT}$	$E_{PMT}/P_l$
	Code	Profondeur (m)				
			kPa	kPa	MPa	-
Campagne de Prospection Complémentaire	SP09	3	1539,0	2587,0	34,3	13,3
		6	4960,0	4960,0	197,3	39,8
		9	1164,0	1774,0	24,8	14,0
		12	5007,0	5007,0	191,4	38,2
		15	2724,0	4137,0	62,7	15,2
		18	2410,0	3465,0	77,8	22,5
		21	1766,0	2882,0	63,2	21,9
		24	4327,0	6146,0	156,6	25,5
		27	5168,0	5168,0	292,9	56,7
		30	5201,0	5201,0	314,9	60,5
		35	5258,0	5258,0	321,5	61,1
		40	4889,0	5234,0	186,2	35,6
		45	3464,0	5723,0	90,5	15,8
		50	4225,0	6211,0	86,5	13,9
	SP10	3	1384,0	1920,0	46,1	24,0
		6	317,0	363,0	10,0	27,7
		9	3201,0	4258,0	101,0	23,7
		12	1578,0	2363,0	55,1	23,3
		15	2125,0	2893,0	60,3	20,9
		18	1474,0	2443,0	62,8	25,7
		21	3533,0	5229,0	91,6	17,5
		24	1991,0	3173,0	47,7	15,0
		27	3944,0	7093,0	111,3	15,7
		30	4781,0	5175,0	138,4	26,7
		35	5239,0	5710,0	296,7	52,0
		40	5302,0	9784,0	265,0	27,1
45	4120,0	6027,0	117,4	19,5		
50,5	5379,0	5379,0	164,1	30,5		

### 3.8.2 Les essais de laboratoire :

À partir des échantillons prélevés lors des sondages et dans les puits de reconnaissance, un programme complet d'essais en laboratoire a été mis en place. L'objectif principal de ces essais est de caractériser les propriétés géotechniques des matériaux présents dans la zone du projet.

Les essais réalisés se répartissent en quatre grandes catégories :

- Essais visant à identifier les propriétés physiques du sol.
- Essais permettant de déterminer ses caractéristiques mécaniques.
- Analyses chimiques.
- Analyses minéralogiques.

#### 3.8.2.1 Essais mécaniques

##### Paramètres mécaniques du sol

- La résistance en compression simple sur échantillons de sol.
- Les essais de compressibilité à l'œdomètre.
- Essais de pression de gonflement et gonflement libre.
- Essais de cisaillement à la boîte (CU et CD).
- Les essais triaxiaux.

**Tableau 3.11 : Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour obtentions des paramètres mécaniques des sols. (19)**

RÉSUMÉ DES RESULTATS AU LABORATOIRE																
(Essais mécaniques)																
Phase	Sondage		Résistance à la compression simple	Cisaillement triaxial (CU+u)		Cisaillement à la boîte (CU)		Cisaillement à la boîte (CD)		Gonflement libre			Essai Œdométrique			Perméabilité
				$\varphi'$	$c'$	$\varphi'_{su}$	$c_{su}$	$\varphi'$	$c'$	$e_0$	$e_r$	$P_g$	$C_c$	$C_g$	$\sigma'_p$	
	Code	Profondeur (m)	$q_u$	°	°	kPa	kPa	°	kPa			kPa	%	%	kPa	$m \cdot s^{-1}$
	Debout	Fin	kPa			kPa	kPa					kPa	%	%	kPa	$m \cdot s^{-1}$
APD	S6	3,3	3,6	87	-	-	22	39	-	-	-	-	-	-	-	-
		15,4	15,6	129	-	-	18	21	-	-	-	-	-	-	-	-
		21,0	21,2	152	-	-	22	37	-	-	-	-	-	-	-	-

SC1 5	7,95	8,3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16,65	6,99	189	-
	26,53	26,8	185	-	-	-	-	-	-	0,647	0,729	69,0	-	-	-	-
	29,8	29,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,371·10 <sup>-8</sup>
SC1 6	25	25,5	-	-	-	-	-	16	45	-	-	-	-	-	-	-
	27,8	28,3	-	14	53	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

### 3.8.2.2 Essais physiques

#### Paramètres physiques du sol

- Analyse granulométrique.
- Teneur en eau.
- Degré de saturation.
- Poids volumique des particules solides.
- Poids volumique humide.
- Limite d'Atterberg (WL ; WP ; WR ; IP).
- VBS. (6)

**Tableau 3.12 : Résumé des résultats des essais en laboratoire réalisés dans plusieurs études pour obtentions des paramètres physiques des sols. (19)**

RÉSUMÉ DES RESULTATS AU LABORATOIRE															
(Essais d'identification et physiques)															
Phase	Sondage		Analyse Granulométrique		Teneur en eau	Degré de saturation	Poids volumique des particules solides	Poids Volumique		Limites d'Atterberg				VBS	
	Code	Profondeur (m)		<4,75 mm				<0,08 mm	humide	Sec	WL	WP	WR		IP
		Debout	Fin	%	%	%	%	kN·m <sup>-3</sup>	kN·m <sup>-3</sup>	kN·m <sup>-3</sup>	%	%	%	%	g bleu/100 g
APD	S6	3,3	3,6	98,0	79,0	15	99	-	21,3	18,5	65	21	-	44	-
		6,0	6,45	100,0	59,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		10,0	10,45	100,0	95,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		34,0	34,45	94,0	45,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ca		7	7,2	94,1	74,0	-	-	-	-	-	43	22	17	21	-
		9,45	9,6	100,0	87,0	-	-	-	-	-	45	22	18	23	-

SC14	16,3	16,5	92,0	68,0	-	-	-	-	-	40	20	17	20	-
	19	19,5	95,0	72,0	-	-	-	-	-	42	21	19	21	-
SC15	7,95	8,3	99,6	89,7	12	65	2,64	19,8	17,7	48	24	19	24	2,49
	12,31	12,52	99,6	72,6	-	-	2,63	-	-	41	20	17	21	1,19
	26,53	26,8	97,9	91,1	13	68	2,64	19,8	17,6	50	25	18	25	1,47
	29,8	29,2	99,8	95,3	20	89	2,63	19,9	16,7	52	26	19	26	1,29
SC16	9,94	10,15	99,7	95,2	17	80	2,59	19,6	16,7	54	27	19	27	2,57
	20,37	20,6	99,7	86,3	-	-	2,62	-	-	43	21	18	22	2,28
	25	25,5	98,3	90,9	16	78	2,65	19,7	17,1	49	24	19	25	2,48
	27,8	28,3	95,9	95,9	19	86	2,62	19,9	16,8	54	27	17	27	2,67

### 3.8.2.3 Analyses chimiques

Les analyses chimiques des sols sont effectuées afin de déterminer leur composition. Elles permettent d'identifier la nature du sol, d'évaluer son agressivité potentielle vis-à-vis des matériaux de construction, comme le béton, et de vérifier sa compatibilité avec le projet.

**Tableau 3.13 : Résumé des résultats des analyses chimiques** (19)

Analyse Chimique des Sols	
Campagne de prospection	Complémentaire
Sondage	SC16
Profondeur (m)	27,8-28,3
Silice $SiO_2$	46,80%
Alumine $Al_2O_3$	12,13%
Hématite $Fe_2O_3$	6,80%
Chaux $CaO$	13,44%
Sulfates $SO_4^{2-}$	0,54%
Chlorure $Cl^-$	0,028%
Carbonates $CaCO_3$	27,24%
Gypse ( $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ )	-
Insolubles	58,69%
Sels solubles	-
Perte au feu à 1000°C	17,46%

Les résultats obtenus dans l'analyse du sondage SC16 (27,8-28,30 m) indiquent :

- Une teneur en sulfates de 0,54% (soit 5400 mg/kg). En référence aux normes de

construction, cette concentration peut être considérée comme une agressivité modérée pour les bétons. Il est donc recommandé d'utiliser un ciment résistant aux sulfates pour les ouvrages de fondation.

- La teneur en carbonates de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ) est de 27,24 %, ce qui se situe dans la plage [10 % – 30 %]. Associée à la présence notable d'alumine (12,13 %) et de silice (46,80 %), cette composition indique que le sol à cette profondeur correspond probablement à une marne ou à une argile marneuse.

### 3.8.2.4 Analyses minéralogiques

Les analyses minéralogiques sont réalisées afin d'identifier les minéraux présents dans le sol ou la roche, déterminer leur proportion et comprendre leur influence sur le comportement mécanique et chimique du terrain.

Elles permettent aussi de détecter d'éventuels minéraux problématiques (comme les argiles gonflantes ou les sulfates) afin d'anticiper les risques pour la stabilité et la durabilité des ouvrages.

**Tableau 3.14 : Résumé des résultats des analyses minéralogiques** <sup>(19)</sup>

Analyse Minéralogique	
Campagne de prospection	Complémentaire
Sondage	SC16
Profondeur (m)	9,94-10,15
Quartz ( $\text{SiO}_2$ )	25%
Calcite ( $\text{CaCO}_3$ )	33%
Albite ( $\text{NaAlSi}_3\text{O}_8$ )	6%
Orthose ( $\text{K}_2\text{OSiO}_2\text{Al}_2\text{O}_3$ )	-
Illite ( $2\text{K}_2\text{OAl}_2\text{O}_3\text{4SiO}_2\text{2H}_2\text{O}$ )	14%
Kaolinite ( $\text{Al}_2\text{SiO}_5(\text{OH})_4$ )	17%
Montmorillonite $\text{Al}_2(\text{Si}_2\text{Al})\text{O}_{10}(\text{OH})_2\text{H}_2\text{O}$	-
Minéraux ferrugineux + autres	5%

L'analyse minéralogique indique que l'échantillon prélevé entre 9,94 et 10,15 m est un sol calcaire argileux ou une marne. La présence de calcite à 33% le classe comme un matériau à teneur élevée en carbonates. La fraction argileuse est composée principalement d'illite et de kaolinite, ce qui suggère un comportement relativement stable et non sujet à un gonflement

important, en raison de l'absence de montmorillonite. Le sol contient également une part significative de quartz, ce qui lui confère une certaine rigidité.

### 3.8.3 Méthodologies adoptées dans le paramétrage effectué

Les paramètres géotechniques ont été établis en se basant sur les données des essais de pénétration dynamique (SPT), essais pressiométriques Menard (PMT), essais de cisaillement à la boîte et triaxial de la CPC, et les essais de compression simple (RCU) provenant de l'APD et de la CPC.

Nous avons considéré que la couche sableuse a un comportement drainé (sols granulaires) à court terme et que les couches argileuses-limoneuses ont un comportement non-drainée (sols fins). Ce critère a été à la base de la décision sur le type de traitement des données du SPT et du PMT adopté et, par conséquent, des paramètres géomécaniques obtenus.

#### 3.8.3.1 PARAMÈTRES NON-DRAINÉS DES SOLS COHÉSIFS

##### ✚ Corrélation à partir du *NSPT* pour déterminer $s_u$

La corrélation la plus utilisée entre la cohésion non drainée ( $s_u$ ) d'une argile et les résultats de l'essai SPT est donnée par Terzaghi & Peck et est approximativement de  $s_u/p_a \approx 0,06 \cdot NSPT$ , où  $p_a$  est la pression atmosphérique. De nombreux d'autres corrélations ont été proposées, tel qu'illustré dans la Figure 79. Ces corrélations montrent une grande dispersion de relations entre  $N$  et  $s_u$ , qui sont liées avec la nature des matériaux, mais également avec les différents équipements et énergies de l'essai utilisés.

À cette phase, on a adopté une approche conservative et on a admis que la corrélation des données pour les argiles et marnes objet de ce document et proche de la corrélation de Terzaghi & Peck, c'est-à-dire,  $Su/p_a = 0,06 \cdot N_{SPT}$

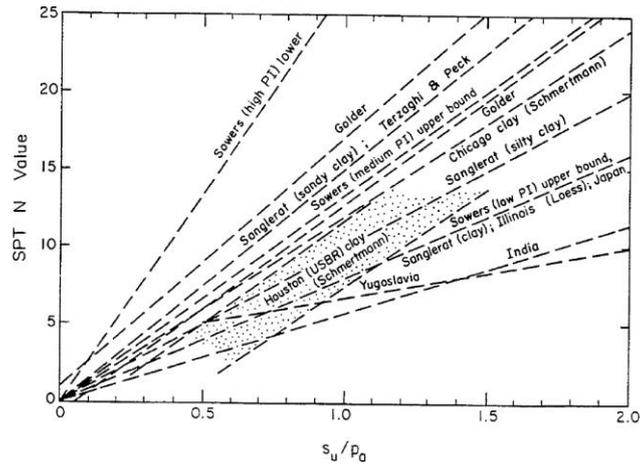


Figure 3.49- Corrélation entre  $N$  et  $s_u$ .(19)

### ✚ Corrélation à partir du PMT pour déterminer $su$

Pour estimer la valeur de ( $su$ ) à partir des données des essais pressiométriques nous avons utilisé la corrélation établie par (Baguelin, et al., 1978 ; Briaud et al., 1985):

$$\left(\frac{Su}{Pa}\right) = 0.21 \cdot \left(\frac{pl^*}{pa}\right)^{0.75}$$

Où la pression limite nette ( $pl^*$ ) est calculée à partir de  $pl^* = pl - \sigma_{0H}$  et  $\sigma_{0H}$  est la contrainte totale horizontale au niveau d'essai. (19)

### ✚ Détermination du $su$ à partir de la $Rc$

En raison de la rapidité avec laquelle cet essai est exécuté, il peut être considéré que ceci est un essai non drainé. Puisque qu'il s'agit d'un essai non-confiné, la tension totale minimale  $\sigma_3 = 0$  et la résistance à la compression simple ( $Rc$ ) est égal à  $\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_1$ . Ainsi, le rayon du cercle de Mohr correspond à la résistance non drainée, c'est-à-dire,  $su = Rc/2$  (Figure 80) . (19)

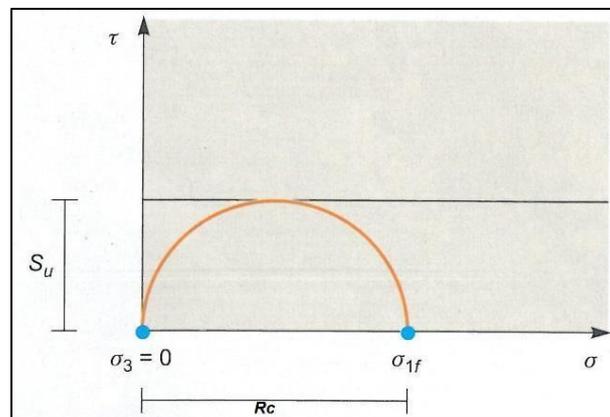


Figure 3.50- Cercle de Mohr dans un essai à compression simple.(19)

### ✚ Corrélations pour déterminer $Eu$

Pour estimer le module de déformabilité non drainé ( $Eu$ ), nous avons utilisé l'abaque de Duncan & Buchignani (1976), dans lequel le quotient ( $Eu/Su$ ) est corrélé avec le degré de sur consolidation ( $OCR$ ) et l'indice de plasticité ( $IP$ ), comme illustré dans la Figure 81.

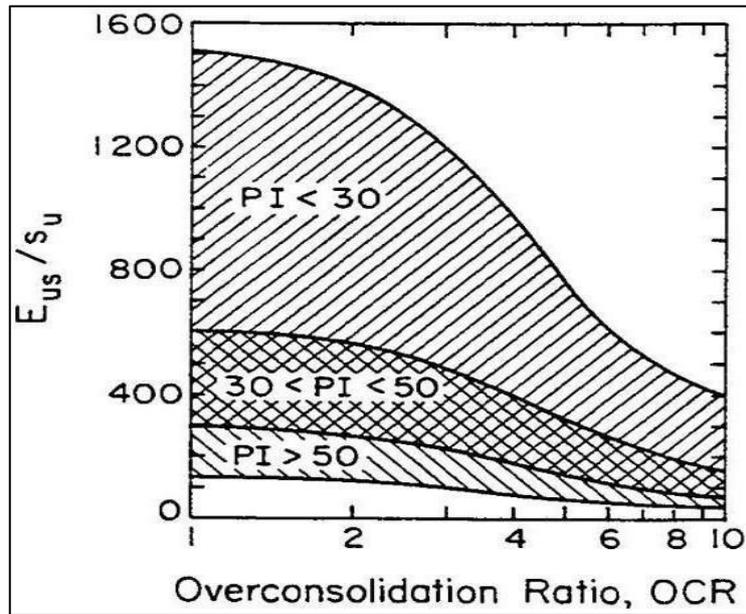


Figure 3.51- Relation  $E_u/s_u$  versus  $OCR$  et  $IP$ .<sup>(19)</sup>

### 3.8.3.2 Paramètres drainés des sols cohésifs

#### ✚ Corrélation à partir du $IP$ pour déterminer $\varphi'$

Plusieurs auteurs ont démontré que l'angle de frottement effectif ( $\varphi'$ ) peut être corrélé avec l'indice de plasticité ( $IP$ ). Pour déterminer le  $\varphi'$  des sols fins, nous avons utilisé la corrélation proposée par Mitchell (1976):

$$\sin \varphi' = 0,8 - 0,094 \cdot \ln(IP)$$

#### ✚ Détermination de la cohésion effective ( $c'$ )

Pour l'estimation de la cohésion effective ( $c'$ ) et balisage de l'angle de frottement effectif ( $\varphi'$ ) calculé selon la équation de Mitchell (1976), nous avons utilisé les recommandations de Wilun & Starzewski (1975) que, en fonction de la consistance des sols fins, indique les valeurs typiques de  $\varphi'$  et  $c'$ , tel que montre la Figure 82.

<sup>(19)</sup>

Type of soil		$I_D =$	Density index of cohesionless soils				
			1.0	0.67	0.33	0	
cohesionless	inorganic	gravels, tills, hoggins, etc.	$\phi'$	45°-40°	40°-37°	37°-35°	
		sands: coarse and medium	$\phi'$	40°-38°	38°-35°	35°-32°	
		sands: fine and silty	$\phi'$	37°-35°	35°-32°	32°-28°	
	organic	sands, organic	$\phi'$	30°-25°	25°-22°	22°-18°	
		Consistency of cohesive soils					
			hard or very stiff	stiff	firm	soft to very soft	
			$w = w_g$	$I_c = 1.0$	0.75	0.50 0.0	
cohesive	inorganic	slightly clayey sands, sandy silts, silts $J < 10\%$	$\phi'$	28°-24°	24°-22°	22°-19°	19°-5°
			$c'$	40°-30	30-20	20-15	15-2
			$\phi_u$	25°-20°	20°-16°	16°-10°	10°-7°
			$c'$	26°-22°	22°-19°	19°-15°	15°-12°
		clayey sands, clayey sandy silts, clayey silts, $J = 10-20\%$	$c'$	50-40	40-30	30-20	20-3
		$\phi_u$	20°-16°	16°-12°	12°-7°	7°-5°	
	sand-clays, sand-silt-clays, silt-clays $J = 20-30\%$	$\phi'$	23°-20°	20°-17°	17°-12°	12°-8°	
		$c'$	60-50	50-40	40-30	30-5	
		$\phi_u$	15°-12°	12°-9°	9°-5°	5°-2°	
	sandy clays, clays, silty clays $J > 30\%$	$\phi'$	19°-17°	17°-14°	14°-5°	10°-5°	
		$c'$	80-60	60-50	50-40	40-10	
		$\phi_u$	10°-8°	8°-5°	5°-2°	2°-0°	
organic	organic silts, peats, etc.	all strength parameters to be determined from laboratory tests					

Figure 3.52- Valeurs typiques de  $c'$  et  $\phi'$  selon Wilun et Starzewski (1975).<sup>(19)</sup>

### ✚ Détermination du module de déformabilité drainée

La détermination de la valeur du module de déformabilité drainée  $E'$  a été faite selon la Loi de Hooke, à travers de l'équation suivant :

$$E' = \frac{Eu}{1,15}$$

L'expression présentée ci-dessus, prend en compte les coefficients de Poisson drainé et non drainé de 0,3 et 0,5, respectivement. (19)

### 3.8.3.3 Paramètres drainés des sols non-cohésifs

#### Calcul de l'angle de frottement effectif ( $\varphi'$ ) à partir de l'essai SPT

Le paramétrage des couches des sols granulaires non-cohésifs a été effectué sur la base des données des essais SPT et PMT, en utilisant des corrélations depuis longtemps éprouvées. Les corrélations utilisées entre l'angle de frottement effectif ( $\varphi'$ ) et les résultats de l'essai SPT sont :

-Hataka & Uchida, (1996):  $\varphi' = \sqrt{20 \cdot N1} + 20$  ou  $N1 = \left(\frac{N_{spt}}{\sigma_v}\right) \cdot 0,5$

- Schmertmann (1990) :  $\varphi' = \arctan \left[ \frac{N60}{12,2+20,3 \cdot \frac{\sigma_v}{Pa}} \right]^{0,34}$

- Peck, et al. (1974):  $\varphi' = 27,1+0,3 \cdot (N1)_{60} - 0,00054 ((N1)_{60})^2$

#### Calcul de l'angle de frottement effectif ( $\varphi'$ ) à partir de l'essai PMT

La corrélation utilisée entre l'angle de frottement effectif ( $\varphi$ ) et les résultats de l'essai PMT est :

-Ménard, in Baguelin et al. (1978) :  $\varphi' = 4,0 \cdot \log_2 \left( \frac{Pl}{2,5} \right) + 24$

#### Calcul du module de déformabilité drainé ( $E'$ ) à partir de l'essai SPT

Les corrélations utilisées entre le module de déformabilité drainé ( $E'$ ) et les résultats de l'essai SPT ( $NSPT$ ) sont :

-Bowles, J.E. (2002) :  $E' = 1200 \cdot (NSPT+6)$  (sables et sables graveleux)

-Bowles, J.E. (2002) :  $E' = 6000 \cdot NSPT$  (sables NC)

-Mezenbach (1961) :  $E = C1 + C2 \cdot NSPT$  ; où  $C1$  et  $C2$  sont des coefficients dépendants du type de sol

-Papadopoulos (1992) :  $E' = 75 + 8 \cdot N_{SPT}$  (19)

### ❖ Calcul du module de déformabilité drainé ( $E'$ ) à partir de l'essai

#### PMT

Les corrélations utilisées entre le module de déformabilité drainé ( $E'$ ) et les résultats de l'essai

PMT sont :

-Baud et Gambin (2013) :  $E = (pl^*)^{0.5} \cdot pl^*$  ; où la pression limite nette ( $pl^*$ ) est calculée à  $\Sigma h_o$  partir de  $pl^* = pl - \sigma_{oh}$  et  $\sigma_{oh}$  est La contrainte totale horizontale au niveau d'essai.

-Ménard (1965) :  $E = \left( \frac{EPMT}{\alpha} \right)$  ; où  $\alpha$  est un coefficient rhéologique dépendant du type de sol.

Nous avons aussi utilisé des corrélations indirectes entre la résistance à la pénétration statique ( $q_c$ ) et le ( $E'$ ), pour aider dans l'évaluation des valeurs obtenues avec les corrélations directes. Les valeurs de  $q_c$  ont été estimées à partir des valeurs du  $N_{SPT}$ , et après elles ont été corrélées avec le  $E'$  selon les équations suivantes :

-Robertson(1986) :  $q_c = N_{60} \cdot pa \cdot a$  ; où  $a$  est un coefficient dépendant du type de sol

-Schmertmann (1978) :  $E' = 2,5 q_c$

-Webb (1970) :  $E' = 7.17 + 2,5 \cdot q_c$  (6)

### 3.8.3.4 Résumé des paramètres

*Tableau 3.15 : Paramètres géotechniques de calcul – sols. (19)*

Horizon géotechnique	Remblais (Re)	Argile peu sableuse et peu graveleuse (Qag)	Argile limono-sableuse (QM)	Argile Sableuse (QM)	Sables avec passages de grès (TS)
----------------------	------------------	---------------------------------------------------------	-----------------------------------	----------------------------	-----------------------------------------

Profondeurs moyennes (m)	0,0 - 8,0	6,2 - 15,4	13,5 - 25,5	22,6 - 34,5	>36
Poids vol. humide $\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,0	20,0	21,0	20,0	21,0
Poids vol. sec $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,0	17,0	17,5	17,0	18,0
Cohésion non-drainée $s_u$ (kPa)	30,0	130,0	$S_u = 144 + 2,2 \cdot (z - 13,5)$	153,0	-
Module de déformabilité non-drainé $E_u$ (MPa)	12,0	75,0	$E_u = 92 + 1,4 \cdot (z - 13,5)$	100,0	-
Angle de frottement effectif $\phi'$	20,0	21,0	25,0	21,0	36,0
Cohésion effective $c'$ (kPa)	0,0	25,0	35,0	45,0	10,0
Module de déformabilité drainé $E'$ (MPa)	10,0	65,0	90,0	87,0	100,0
Coefficient $K_0$	0,65	0,65	0,65	0,65	0,50

**Tableau 3.16 : Paramètres géotechniques de calcul – roche.** (19)

Horizon géotechnique	Grès friable (QM-Gr)	Conglomérat (QM-C)	Grès compact (TG)	Grès lumachellique (TG)
Profondeurs moyennes (m)	10,5 - 16,6	21,0 - 34,3	33,0 - 36,9	39,9 - 46,3
Poids spécifique $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	24	24	25	24
Angle de frottement $\phi$	39°	39°	45°	41°
Cohésion $c$ (kPa)	60,0	60,0	200,0	150,0
Module de déformabilité $E$ (MPa)	135,0	135,0	1000,0	320,0

*Chapitre IV : Analyse  
Analytique par la méthode  
Convergence – Confinement*

## 4 Méthode Analytique Convergence Confinement

### 4.1 Introduction :

La méthode de convergence-confinement est utilisée pour analyser le comportement des tunnels en trois dimensions. Elle repose sur l'étude bidimensionnelle de l'interaction entre le soutènement et le terrain. Cette méthode permet de calculer le "convergence-confinement" en parallèle de l'utilisation de méthodes de soutènement efficaces (béton projeté, boulonnage, cintres légers) qui assurent la stabilité immédiate. L'approche se concentre sur la stabilité privilégiée du terrain dans l'ensemble terrain-soutènement et s'efforce de prendre en compte la progression du creusement et son aspect tridimensionnel. Il est postulé que le but du soutènement n'est généralement pas de s'opposer à la déformation élastique du terrain autour de la cavité, ni même à la formation d'une zone en déformation pseudo-plastique dans laquelle les critères de rupture sont dépassés.

### 4.2 Définition de la convergence :

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

La convergence est fonction de :

$$C = \text{fct} (\sigma ; x ; t ; d ; K_s)$$

Où :

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

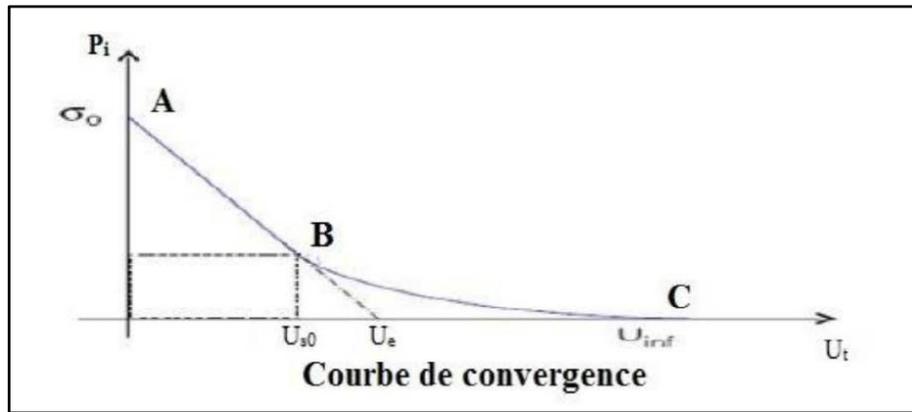


Figure 4.1- courbe de convergence. (9)

### 4.3 Définition du confinement :

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

Les particularités de ce terrain confiné sont :

- Un état d'équilibre relatif des contraintes ou terrain au repos où  $\sigma_v = \sigma_h$
- Une protection relative du terrain des actions de l'érosion/altération, ou bien ces processus sont très minimes.
- Généralement stabilité relative de ce terrain et absence de déformation (exception pour les cas de terrains sous consolidés, ou de présence d'instabilité).

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

Les particularités de ce terrain déconfiné sont :

- Un déséquilibre des contraintes appliquées sur le terrain.
- Diminution de la protection du terrain aux actions de l'érosion/altération, ce qui se traduit par une évolution des caractéristiques géotechniques de ce terrain.
- Une déstabilisation de ce terrain à cause du déséquilibre des contraintes, ce qui se traduit par l'apparition de déformation. (22)

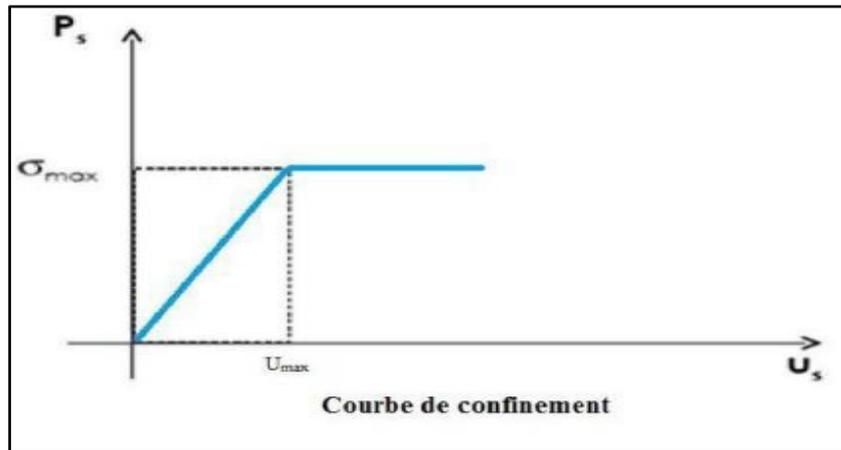


Figure 4.2- courbe de confinement. (9)

#### 4.4 Principe de la méthode convergence - confinement :

Le terrain a une contrainte Initiale ( $\sigma_0$ ) et une contrainte radiale ( $\sigma_r$ ), lorsque  $(\sigma_0) = (\sigma_r)$ , (en équilibre), mais après excavation du terrain, la contrainte radiale ( $\sigma_r$ ) diminue de manière progressive selon la formule :  $\sigma_r = (1 - \lambda) * \sigma_0$ . Où  $\lambda$  est le coefficient de déconfinement. Le processus de déconfinement ne se produit pas immédiatement, mais plutôt progressivement.

Le déplacement radial ( $U_r$ ) en un point de la paroi du tunnel n'est plus nul, mais augmente en fonction ( $\lambda$ ) selon le comportement du terrain environnant jusqu'à atteindre sa valeur maximale ( $\lambda = 1$ ). (22)

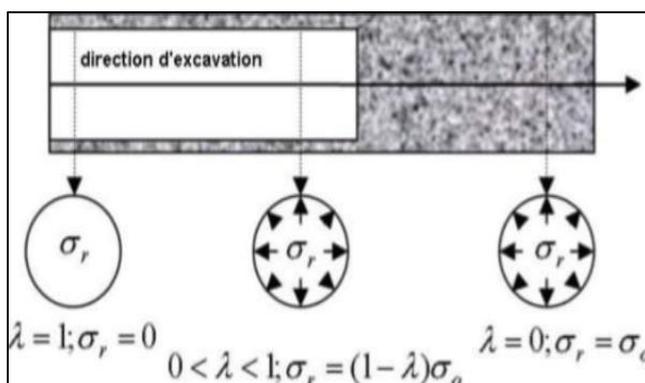


Figure 4.3- Méthode convergence-confinement.(22)

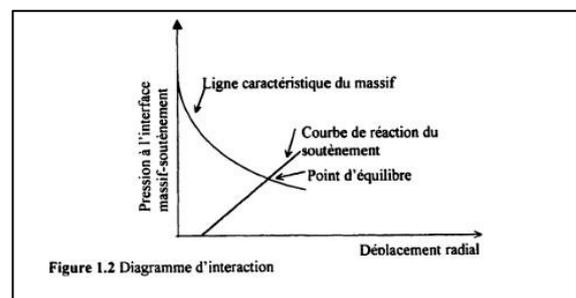


Figure 1.2 Diagramme d'interaction

## 4.5 Procédure de calcul

La méthode comporte quatre étapes :

- ◆ Première étape : Déterminer courbe caractéristique du terrain.
- ◆ Deuxième étape : Calculer la convergence acquise à la paroi au moment de la mise en place du soutènement.
- ◆ Troisième étape : Établir la courbe caractéristique de soutènement.
- ◆ Quatrième étape : Atteindre l'équilibre final.

### ◆ Première étape : Courbe caractéristique du terrain :

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

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

En utilisant les paramètres géotechniques qui sont pris en compte dans la partie d'études géotechniques dans le chapitre de présentation du projet :

- ◆ Module d'élasticité du terrain (**E**) ;
- ◆ Coefficient de poisson (**v**) ;
- ◆ Cohésion (**C**) ;
- ◆ Angle de frottement interne (**φ**)
- ◆ La contrainte initiale verticale relative (**σ<sub>0</sub>**)

Si  $\sigma_0 < 2R_C$  : Le creusement n'entraîne que des déformations élastiques. La courbe caractéristique du terrain est une droite qui recoupe l'axe des déplacements en un point d'abscisse :

$$U_e = E^{-1} + v R * \sigma_0$$

Où :

E : Module de Young

v : Coefficient de Poisson

R : Rayon d'excavation

$\sigma_0$  : Contrainte initiale du massif

Si  $\sigma_0 \geq 2R_c$ : C'est le cas qui représente la fin de l'élasticité. La pression d'apparition à la paroi de l'excavation d'une zone en état limite de rupture s'exprime par l'expression suivante :

$$P_a = \sigma_0 * (1 - \sin\phi) - c * \cos\phi = (2\sigma_0 - R_c) * (1 - \sin\phi)$$

Le taux de déconfinement à l'apparition de la rupture vaut :

$$\lambda_a = \frac{\sigma_0 - P_a}{\sigma_0} = \frac{k_p - 1 + \frac{R_c}{\sigma_0}}{k_p + 1}$$

Le déplacement des parois à l'apparition de la rupture vaut :

$$U_a = \lambda_a \times U_e$$

- Pour  $P_a < P < \sigma_0$  : La courbe caractéristique est une droite.
- Pour  $P < P_a$  : Calcul de la courbe point par point selon la loi de comportement choisie. Par exemple PANET

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

$$\left[ \frac{r_p(\lambda)}{R} \right] = \left[ \frac{2}{k_p + 1} * \frac{(k_p - 1) * \sigma_0 + R_c}{(1 - \lambda) * (k_p - 1) * \sigma_0 + R_c} \right]^{\frac{1}{k_p - 1}}$$

Tel que :

$\alpha$  : Coefficient de dilatation.

$R_p$ : Rayon plastique.

- Si  $\alpha=1$  : La déformation se fait avec un volume constant.
- Si  $\alpha > 1$  : La déformation se fait avec une augmentation de volume, le milieu est dilatant.

On peut donc distinguer les piédroits et la voûte en prenant le poids de la zone décomprimée :

$$\text{En voûte : } P' = P + \gamma * (r_p - R)$$

$$\text{En piédroits : } P' = P$$

Lorsque les caractéristiques du terrain évoluent avec le temps, on trace deux courbes enveloppes, l'une avec les caractéristiques du terrain à court terme du terrain, l'autre avec les caractéristiques à long terme.

◆ **Deuxième étape : Convergence à la paroi au moment de la mise en place du soutènement.**

Cette valeur donne le point de départ de la courbe caractéristique du soutènement, elle est généralement plus du tiers du déplacement élastique à  $P=0$  :

$$U_{S0} > 0.265 * U_e$$

◆ **Troisième étape : Courbe caractéristique du soutènement.**

Pour réaliser cette courbe il faut déterminer la raideur du soutènement  $K_s$  choisi et la pression maximale de soutènement  $P_{bmax}$  état limite admissible ou état limite de rupture, puis tracer la courbe.

Dans le cas d'un revêtement cylindrique mince de module  $E_b$  et d'épaisseur ( $e$ ) :

$$K_s = E_b * \frac{e}{R}$$

$$P_{bmax} = \sigma_{Max} * \frac{e}{R}$$

#### ◆ Quatrième étape : Equilibre finale.

L'équilibre final entre le terrain et le soutènement est déterminé par l'intersection de leurs courbes caractéristiques respectives. En ajustant les propriétés du soutènement (comme la taille et l'espacement des boulons ou des cintres, l'épaisseur du béton projeté) et les conditions de sa mise en œuvre (notamment la distance au front de taille), on peut identifier le soutènement le plus efficace pour limiter les déformations du terrain à un niveau acceptable.

Lorsque les propriétés du terrain sont bien définies et uniformes, l'approche convergence-confinement fournit des prévisions utiles pour orienter le choix initial du type de soutènement et pour suivre son comportement pendant les travaux. Cependant, en raison des incertitudes inhérentes aux paramètres géotechniques, ces prévisions ne donnent que des ordres de grandeur. La flexibilité de la méthode permet de l'adapter rapidement aux conditions réelles rencontrées sur le chantier. Un suivi continu du comportement de l'ouvrage est donc crucial.

En définitive, la méthode convergence-confinement facilite la compréhension des interactions terrain-soutènement et aide à identifier les facteurs clés à considérer pour des analyses plus poussées. (7)

## 4.6 Application De La Méthode Convergence –Confinement

### *Etape n° 1 : courbe caractéristique du massif*

#### a) Principe de la méthode

On examine ici l'utilisation de la méthode Convergence-Confinement à la section du tunnel Cadre, pour déterminer la pression de soutènement à l'équilibre, qui vérifie sa stabilité. On a abouti en conséquence à des déformations acceptables. Cet ensemble d'informations va nous permettre de contrôler les mesures de convergence effectuées sur le site.

La méthode convergence-confinement est appliquée en clé de voûte.

#### ❖ *La géométrie de notre cas (PV2)*

<i>Largeur du tunnel (m)</i>	<i>Hauteur du tunnel (m)</i>	<i>Rayon(m)</i>
8,74	6,75	4,37



❖ *Les caractéristiques de terrain de notre cas (PV2)*

<i>Couche géotechnique</i>	$\gamma$ (KN / m <sup>3</sup> )	C (Kpa)	$\varphi^0$	Épaisseur
<i>Re (Remblai)</i>	20	0	20	8
<i>Qag (Argile sableuse et peu graveleuse)</i>	20,5	25	21	9,2
<i>QM-Gr (1) (Grès friable)</i>	24	60	39	6,1
<i>QM (1) (Argile limono-sableuse)</i>	21	35	25	12
<i>QM-C (Conglomérat)</i>	24	60	39	13,5

Les données INPUT utilisées dans les calculs sont illustrés dans le tableau suivant :

<i>Caractéristiques de terrain excavé</i>	<i>Symbole</i>	<i>Valeur</i>	<i>Unité</i>
<i>Coefficient de poisson</i>	$\nu$	0,394	
<i>Cohésion</i>	C	60	KPA
<i>Module de déformation E</i>	E	60	MPA
<i>Angle du frottement</i>	$\varphi$	39	°

<i>Caractéristique de soutènement</i>	<i>Symbole</i>	<i>Valeur</i>	<i>Unité</i>
<i>Caractéristiques des cintres HEB 120</i>	/	/	/
<i>Résistance de l'acier</i>	$\sigma_s$	240000	Kpa
<i>Section de cintre HEB 120</i>	$A_s$	34,2	Cm <sup>2</sup>
<i>Module d'élasticité de l'acier</i>	$E_c$	210000	Mpa
<i>Espacement des cintres</i>	e	0,5	m
<i>Caractéristiques du béton projeté C25/30</i>			
<i>Résistance à la compression</i>	$f_{ck}$	25	Mpa
<i>Module de Young (béton projeté)</i>	$E_b$	10000	Mpa
<i>Coefficient de poisson (béton projeté)</i>	$\theta_b$	0,2	/
<i>Epaisseur de béton</i>	e	0,23	m

Afin de calculer la charge verticale on a utilisé la *Théorie des poids des terres* :

### **Théorie des poids des terres**

#### **❖ Définition**

La charge verticale qui surmonte la voûte du tunnel est déterminée par une descente totale des couches se trouvant au-dessus de l'ouvrage. L'expression de la pression verticale est :

$$\sigma_v = \sum_1^n h_i * \gamma_i + q$$

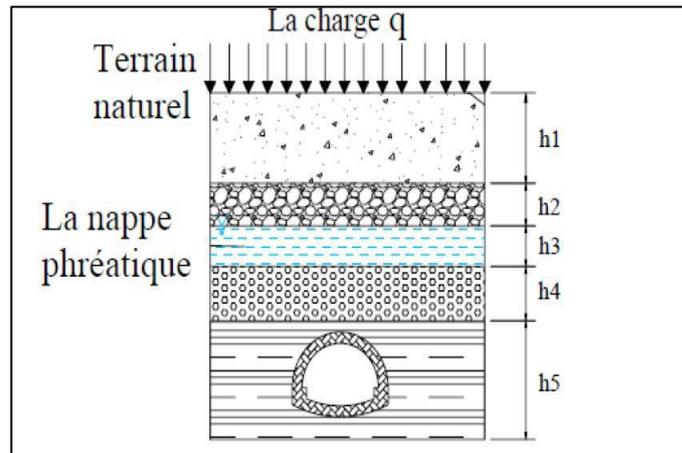


Figure 4.4- Théorie des poids des terres. (6)

Notons que cette méthode est réputée pénalisante du fait qu'elle ne prend pas en compte l'effet de voûte, d'où un surdimensionnement de l'ouvrage.

- **Application :**

A) La pression verticale selon la méthode des poids des terres est :

$$\sigma_v = \sum_1^n h_i * \gamma_i + q$$

$h_i$  : hauteur de la couche

$\gamma_i$  : poids spécifique de la couche

$q$ : charge du chantier (urbanisme) = 15 KN/m<sup>2</sup>

$$\sigma_0 = \sigma_v = (17*8 + 17*9,2 + 24*6,1 + 17,5*12 + 24*13,5) + 15$$

$$\sigma_0 = \sigma_v = 987,8 \text{ Kpa}$$

B) Calcul de la résistance à la compression simple  $R_c$  :

$$R_c = \frac{2C * \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = 2C \tan\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2}\right); \text{ Kpa}$$

$$R_c = 251.59 \text{ Kpa}$$

Selon la classification de l'AFTES, notre sol est de classe **R5b** ( $R_c < 0.5 \text{ MPa}$ ) delà la roche est de très faible résistance et sols cohérents consolidé.

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

Figure 4.5 Classification des roches selon la résistance à la compression recommandée.

Comportement mécanique	Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
			à ancrage ponctuel	à ancrage répété	barres forées	lourds	légers coulisants	plaques métal assemblées	béton			injection	air comprimé	compilation
R1	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
R2a	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
R2b		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
R3a		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
R3b		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
R4	X	•	X	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
R5a	X	•	X	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
R5b	X	•	X	X	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
R6a	X	X	X	X	Enf	Enf	Enf	Bcl	•	•	•	•	•	•
R6b	X	X	X	X	Enf Blf	Enf Blf	Enf Blf	Bcl Blf Blf	•	•	•	•	•	•

- Légende
- Enf : avec enfilage
  - Blf : avec blindage du front
  - Bcl : avec bouclier
  - soit particulièrement recommandé (nettement favorable),
  - soit possible à condition que d'autres critères soient particulièrement favorables (plutôt favorable),
  - X soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable),
  - X soit en principe impossible (nettement défavorable).

Figure 4.6- Les différents soutènements recommandés pour la classe R5B.

On a  $\sigma_0 \geq \frac{R_c}{2}$  :

Donc on est dans le cas où après que la limite élastique soit dépassée, il y aura développement d'une zone en état limite de rupture autour de la cavité. C'est le cas qui représente la fin de l'élasticité c'est-à-dire le milieu est *élastoplastique*.

Cette zone est définie par les caractéristiques suivantes :

- ♦ *La pression d'apparition à la paroi de l'excavation d'une zone en état limite de rupture s'exprime par l'expression suivante :*

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

$$P_a = \left( 987,8 - \frac{251,59}{2} \right) * (1 - \sin 39)$$

$$P_a = 319,53 \text{ KN/m}^2$$

$P_a < \sigma_0$  La courbe caractéristique est une droite

- ♦ *Calcul de  $\lambda_a$  Le taux de déconfinement à l'apparition de la rupture :*

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

$$\lambda_a = \frac{987,8 - 319,53}{987,8} = 0,6765235878$$

$$\lambda_a = 67,65\%$$

- ♦ *Calcul du déplacement des parois à l'apparition de la rupture  $U_a$  :*

$$U_a = \lambda_a * U_e$$

Avec  $U_e = \frac{1+\nu}{E} * R * \sigma_0$  donc  $U_e = \frac{1+0,395}{60 \times 10^6} \times 4,37 \times 987,8 * 10^3 = 0,10036 \text{ m} = 100,36 \text{ mm}$

$$U_a = 0,6765 * 0,10036 = 0,06789 \text{ m} = 67,89 \text{ mm}$$

$$U_a = 67,89 \text{ mm}$$

◆ *Afin de Calculer le déplacement  $U(\lambda)$*

$$U(\lambda) = U_a * \frac{rp^2}{2}$$

Il faut d'abord calculer les valeurs suivantes :

◆ *Calcul de coefficient de butée  $k_p$ :*

$$k_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{1 + \sin(39)}{1 - \sin(39)}$$

$$k_p = 4,3954$$

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[ \frac{2}{k_p + 1} \times \frac{(k_p - 1) \times \sigma_0 + R_c}{(1 - \lambda) \times (k_p - 1) \times \sigma_0 + R_c} \right]^{\frac{1}{k_p - 1}}$$

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[ \frac{2}{4,3954 + 1} \times \frac{(4,3954 - 1) \times 987,8 + 251,59}{(1 - \lambda) \times (4,3954 - 1) \times 987,8 + 251,59} \right]^{\frac{1}{4,3954 - 1}}$$

$$\frac{r_p(\lambda)}{R} = \left[ \frac{7211,72492}{(1 - \lambda) \times 18096,04 + 1357,428686} \right]^{0,29451611}$$

$$\left( \frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^2 = \left[ \frac{7211,72492}{(1 - \lambda) \times 18096,04 + 1357,428686} \right]^{0,8673973905}$$

Le déplacement à la paroi de l'excavation est donné par :

On a une déformation à volume constant donc  $\alpha=1$

$$U(\lambda) = U_a * \left( \frac{r_p}{R} \right)^2$$

$$U(\lambda) = 0,067 * \left[ \frac{7211,72}{(-\lambda)18096,04 + 19453,47} \right]^{0,8673}$$

$$\underline{P(\lambda)} = (1 - \lambda) \times 987,8 \text{ KPa}$$

Les différents points qui nous permettront de tracer la courbe de convergence sont répertoriés sur le tableau suivant :

(Pour  $319,53 < P < 987,8$  la courbe caractéristique est un segment de droite)

$\lambda$	$U(\lambda)$ [m]	$P(\lambda)$ [KPa]
0.000	0,02871	987,8
0.053	0,02999	935,8
0.105	0,03139	883,8
0.158	0,03295	831,8
0.211	0,03468	779,8
0.263	0,03662	727,8
0.316	0,03882	675,8
0.368	0,04131	623,8
0.421	0,04418	571,8
0.474	0,04752	519,8
0.526	0,05142	467,8
0.579	0,05599	415,9
0,632	0,06139	363,9
0.684	0,06785	311,9
0.737	0,07569	259,9
0.789	0,08528	207,9
0.842	0,09713	155,9
0,947	0,13067	51,9
1	0,15461	0,0

Figure 4.7- Valeurs de courbe caractéristique de terrain.

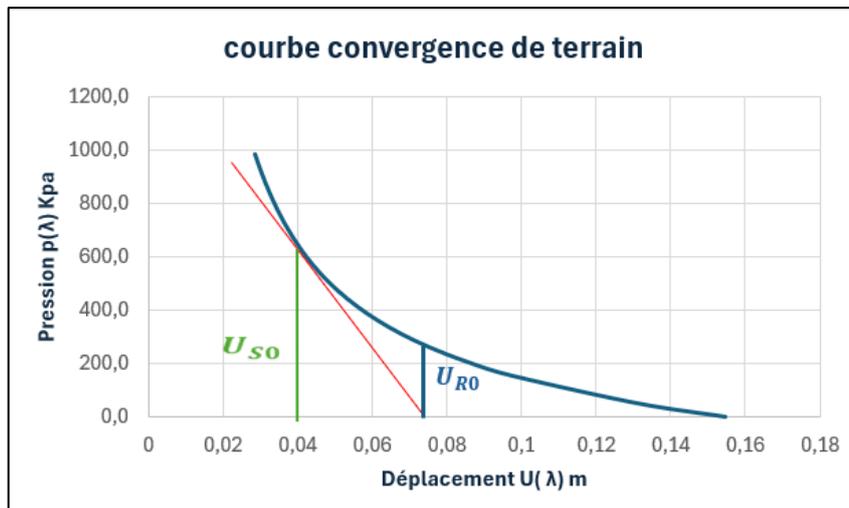


Figure 4.8- Courbe caractéristique du terrain.

Si le sol reste dans le domaine élastique linéaire au déplacement final sera  $U_{R0} = 74\text{mm}$

dans le cas inverse. Le terrain passe à l'état plastique le déplacement à l'apparition de la rupture  $U_{S0} = 40$  mm celui-ci correspond à une pression de rupture  $P = 620$  KPA .

***Etape n° 2 : Convergence à la paroi au moment de la mise en place du soutènement.***

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

$$U_{S0} > 0.265 U_{R0}$$

Ou  $U_{R0}$  = déplacement final dans le domaine élastique linéaire

Sur le graphique, on observe que le déplacement maximal  $U_{R0} = 0,074$  m

$$U_{S0} > 0,265 \times 0,074 \approx 0,0189 \text{ m} = 18,9 \text{ mm}$$

$$U_{S0} > 18,9 \text{ mm}$$

***Etape n° 3 : Courbe caractéristique du soutènement***

Dans cette partie on doit calculer les deux paramètres suivants *la raideur* et *la pression*

*Maximal* pour chaque élément du soutènement formé par une combinaison des cintres HEB

120 et du béton projeté d'une épaisseur de 0,23 m.

**A) Calcul des paramètres du béton projeté :**

<i>Caractéristiques du béton projeté C25/30</i>			
<i>Résistance à la compression</i>	$f_{ck}$	<b>25</b>	<b>Mpa</b>
<i>Module de Young (béton projeté)</i>	$E_b$	<b>10000</b>	<b>Mpa</b>
<i>Coefficient de poisson (béton projeté)</i>	$\theta_b$	<b>0,2</b>	<b>/</b>
<i>Epaisseur de béton</i>	$e$	<b>0,23</b>	<b>m</b>

◆ *Calcul de contrainte limite à la rupture du béton  $f_{bu}$  :*

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

- $f_{c28}$  Résistance à la compression après 28 jours égale à 25 Mpa.
- $\gamma_b$  Coefficient de sécurité il prend les valeurs suivantes :
  - $\gamma_b = 1.5$  dans le cas courant
  - $\gamma_b = 1.15$  en cas de combinaisons accidentelles
- $\theta$  coefficient dépend de la durée d'application des charges il prend les valeurs suivantes :
  - $\theta = 1$  si la durée est supérieure à 24h
  - $\theta = 0.9$  dans le cas contraire

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

$$= \frac{0,85 * 25 * 10^3}{1 * 1,5} = \boxed{4,16 \text{ Mpa}}$$

♦ *Calcul de la raideur  $K_b$  du béton projeté :*

$$K_b = \frac{Eb * e}{(1 - \theta^2) * R} ; \text{Mpa}$$

$$K_b = \frac{10 * 10^6 * 0,23}{(1 - 0,2^2) * 4,37} = \boxed{548,25 \text{ Mpa}}$$

♦ *Calcul de la pression maximal du béton projeté :*

$$P_{bmax} = \frac{f_{bu} * e}{R} = \frac{14,16 * 10^3 * 0,23}{4,37} = \boxed{745,26 \text{ Kpa}}$$

♦ *Calcul du déplacement maximal du béton projeté :*

$$U_{bmax} = \frac{P_{bmax} * R}{K_b}$$

$$= \frac{745,25 * 4,37}{548,25 * 10^3} = 5,94 * 10^{-3} \text{ m} = \boxed{5,94 \text{ mm}}$$

**B) Calcul des paramètres du cintre :**

<i>Caractéristiques des cintres HEB 120</i>	/	/	/
<i>Résistance de l'acier</i>	$\sigma_s$	240000	Kpa
<i>Section de cintre HEB 120</i>	$A_s$	34,2	Cm <sup>2</sup>
<i>Module d'élasticité de l'acier</i>	$E_c$	210000	Mpa
<i>Espacement des cintres</i>	$e$	0,5	m

♦ *Calcul de la raideur  $K_c$  du cintre HEB 120 :*

$$K_c = \frac{E_c \cdot A_s}{e \cdot R} = \frac{210000 \cdot 34,2 \cdot 10^{-4}}{0,5 \cdot 4,37}$$

$$K_c = 328,7 \text{ Mpa}$$

- ◆ *Calcul de la pression maximale du cintre HEB 120 :*

$$P_{cmax} = \frac{\sigma_s \cdot A_s}{e \cdot R} = \frac{240000 \cdot 34,2 \cdot 10^{-4}}{0,5 \cdot 4,37}$$

$$P_{cmax} = 375,65 \text{ Kpa}$$

- ◆ *Calcul du déplacement maximal du cintre HEB 120 :*

$$U_{cmax} = \frac{P_{cmax} \cdot R}{K_c} = \frac{375,65 \cdot 4,37}{328,7 \cdot 10^3} = 4,9941 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

**Dans le cas de combinaison (cintres + béton projeté) le déplacement est :**

- a) *Calcul de la pression maximal du soutènement (béton projeté + HEB 120) :*

$$P_{C+b}^{max} = P_{cmax} + P_{bmax}$$

$$P_{C+b}^{max} = 1120,91 \text{ Kpa}$$

- b) *Vérification du soutènement :*

$$P = \sigma_0 < P_{C+b}^{max} = P_{cmax} + P_{bmax}$$

$$987,8 \text{ Kpa} < 1120,91 \text{ Kpa} \text{ Vérifié}$$

***Le soutènement est largement capable de supporter la charge verticale  $\sigma_0$  exercé sur lui***

- c) *Calcul du déplacement maximal du soutènement (béton projeté + HEB 120)*

$$U_{c+b} = \frac{(P_{cmax} + P_{bmax}) \cdot R}{K_b + K_c} ; m$$

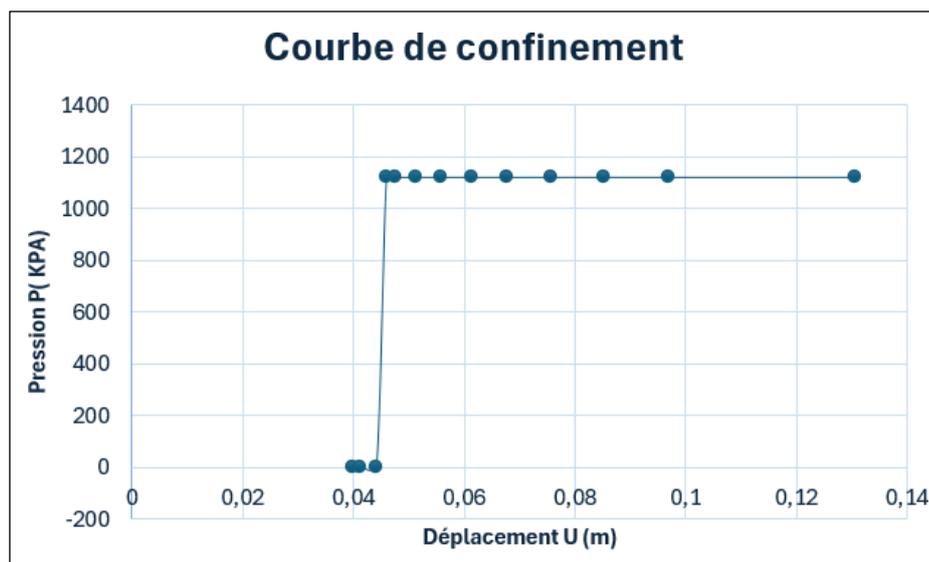
$$U_{c+b} = \frac{(375,65 + 745,26) \cdot 4,37}{(328,7 + 548,25) \cdot 10^3} = 5,6 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 5,6 \text{ mm}$$

**d) Tracé de la courbe de confinement :**

Les variations de la pression maximale du soutènement en fonction du déplacement sont représentées dans la courbe suivant :

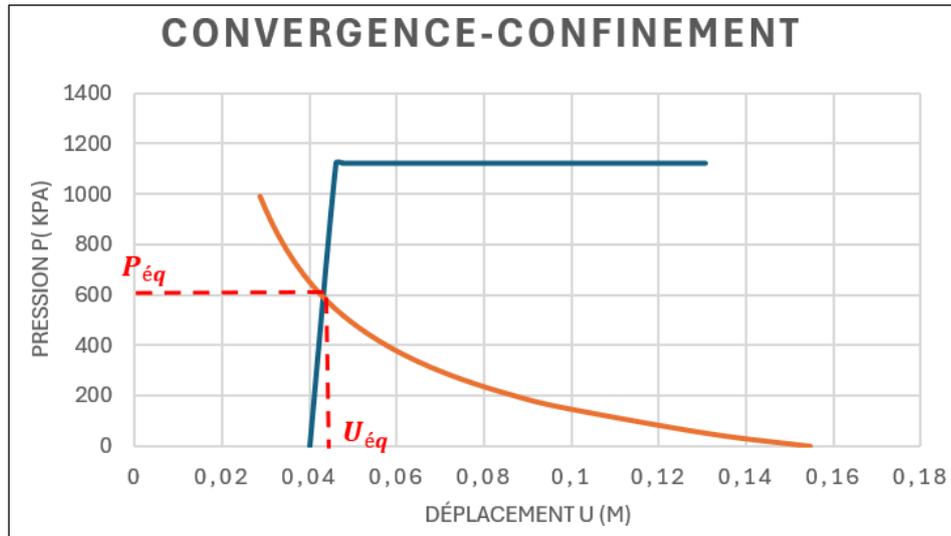
**Tableau 4.1 : Valeurs du tracé de la courbe de confinement.**

<b>P(Kpa)</b>	<b>0</b>	<b>1120,91</b>	<b>1120,91</b>
<b>U(m)</b>	<b>0,04</b>	<b>0,0456</b>	<b>0,046</b>



**Figure 4.9- Courbe de confinement pour notre soutènement.**

**Etape n° 4 : Equilibre finale :**



**Figure 4.10- La courbe finale de la convergence confinement.**

Graphiquement, le point d'équilibre obtenu par l'intersection des courbes caractéristiques de convergence et de confinement :

Déplacement équivalent	$U_{éq}$	42 mm
Pression équivalente	$P_{éq}$	600 KPA

**4.7 Conclusion :**

Le point d'intersection des deux courbes (Figure 4.10) représente l'équilibre du système terrain- soutènement en correspondances de ce point on trouve le déplacement radial final du tunnel au niveau de la clé de voûte  $U_{\infty} = 42 \text{ mm}$  et la charge reprise par le soutènement

$$P_{éq} = 600 \text{ Kpa}$$

Les résultats trouvés par cette méthode donnent une vue générale sur le déplacement de terrain et le pouvoir du soutènement provisoire d'arrêter ce déplacement jusqu'à mise en place le revêtement définitif.

A partir du point d'équilibre on peut optimiser notre soutènement (mais à court terme).

*Chapitre V : Analyse empirique  
par la classification de  
Bieniawski*

## 5 Analyse empirique par la classification de Bieniawski

### 5.1 Introduction

La classification des massifs rocheux est une approche courante en géotechnique, avec le système RMR et le système Q parmi les plus reconnus (référencés par des auteurs comme Hoek et al. (1995), Singh et Goel (1999), et AFTES (2003)). Initialement conçues pour aider à la conception du soutènement des tunnels, ces classifications sont le fruit de données pratiques et d'observations sur les propriétés géologiques et les performances des soutènements utilisés dans divers projets souterrains. Elles intègrent des informations clés telles que la résistance de la roche intacte, les écoulements souterrains, les contraintes in situ, ainsi que les caractéristiques des discontinuités (nombre, espacement, inclinaison et propriétés des interfaces).

Ces méthodes sont utiles lors des études préliminaires pour estimer un soutènement adéquat. Cependant, leur application complète nécessite des informations détaillées sur les contraintes in situ et les propriétés du massif, données qui sont souvent indisponibles aux premières phases d'un projet.

Pour pallier cela, il est recommandé d'utiliser ces classifications en parallèle avec des études de site spécifiques. Des méthodes empiriques, basées sur cette classification géotechnique, ont ainsi été développées pour fournir des recommandations de soutènement.

### 5.2 Système RMR (Rock Mass Rating)

La classification de *Bieniawski* est une classification géo-mécanique, « **Rock Mass Rating** » a été développée par Bieniawski [1973] au South African Council of Scientific and Industrial Research (SACSIR). Elle est basée sur l'étude de quelques centaines de tunnels creusés principalement dans des roches sédimentaires à profondeur modérée.

L'utilisation de cette classification nécessite de diviser au préalable le site en régions homogènes d'un point de vue de structures géologiques.

Chaque région est classifiée séparément. Le RMR résulte de la somme de cinq notes de caractérisation (de A1 à A5) et d'une note d'ajustement.

Ces paramètres sont illustrés sur la figure :

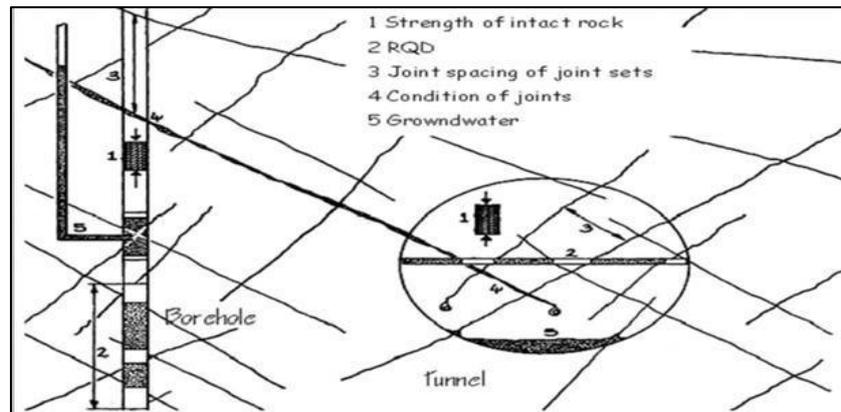


Figure 93. Illustration graphique des paramètres de caractérisation du RMR. (23)

La somme de ces notes attribue une valeur comprise entre 0 et 100 au massif. Cette valeur utilise à plus de 70% la fracturation et elle accorde 15% d'influence aux propriétés de la matrice rocheuse et 15% à la présence d'eau.

La signification des indices du RMR sont définis comme suit :

- **A1 (Strength of intact rock material)** : la résistance à la compression simple de la matrice rocheuse est obtenue, soit par procédure d'écrasement d'un échantillon, soit par procédure de chargement ponctuel (note : de 0 à 15). - - - -
- **A2 (Rock Quality Designation RQD, Deer [1964])** : il caractérise la qualité des carottes de sondage en calculant le rapport entre la longueur cumulée des carottes supérieures à dix centimètres et la longueur totale considérée (note : de 3 à 20).
- **A3 (Spacing of discontinuities)** : dans le cas de plusieurs familles de fractures le minimum des notes attribuées à l'espacement des fractures est considéré (note : de 5 à 20).
- **A4 (Conditions of discontinuities)** : cet indice caractérise l'extension, l'ouverture, la rugosité, le matériau de remplissage et l'altération des épontes des discontinuités (note : de 0 à 30).
- **A5 (Groundwater conditions)** : Il est en rapport avec les conditions hydrogéologiques et consiste à réaliser des mesures de flux d'eau ou de pressions interstitielles des joints (note : de 0 à 15). (23)

- **B (Adjustement for joint orientation)** : c'est un facteur correctif qui est en rapport avec l'effet de l'azimut et du pendage des familles de discontinuités sur la stabilité de l'ouvrage (note : de 12 à 12 pour les tunnels, de 25 à 0 pour les fondations et de 60 à 0 pour les talus).

Les sommes des cinq premiers indices caractérisent le RMR de base. Quant aux travaux souterrains, il faut ajouter l'effet du facteur correctif. Le RMR89 s'écrit alors :

$$RMR_{89} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + B$$

Cette classification ne prend pas en considération l'état de contrainte in-situ ni la rugosité des fractures et l'angle de frottement du matériau de remplissage ; les roches gonflantes n'y sont pas non plus traitées. L'application de cette classification est limitée aux cas des massifs dont la matrice a une bonne résistance et dont le comportement est régi par les discontinuités.

La version 1976 du système de classification (RMR76) l'utilisation du RMR se repose sur la simplicité à déterminer les différents paramètres suivants et leurs pondérations.

- A1 : Résistance en compression uniaxiale de la roche intacte.
- A2: Rock Quality Index (RQD).
- A3 : Espacement des joint.
- A4 : Condition des joints.
- A5 : L'état d'infiltration d'eau souterraine.
- A6 : Orientation des joints.

$$RMR_{76} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + A6 \quad (23)$$

Chacun des paramètres précédents aura une note, la somme des notes, après avoir été ajustée par une note relative à l'orientation (Tableau 1), nous donne une appréciation générale de la qualité du rocher (Tableau 2).

Paramètres		Coefficients							
1	Résistance de la roche	Indice de franklin Is	>10 MPA	4-10 MAP	2-4 MPA	1-2 MPA	Indice Franklin non Utilisable (MPA)		
		Résistance à la compression	> 250 MPA	100-250 MPA	50-100 MPA	25-50 MPA	5-25	1-5	<1
	Note	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacements des joints		>2m	0,6- 2m	200 –	60-200mm	<60mm		
	Note		20	15	10	8	5		
4	Nature des joints		Surface très rugueuse non continue, épontes en contact. Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuses Epaisseur <1 mm, Epontes non altérées	Surface légèrement rugueuse Epaisseur < 1mm, Epontes altérées	Surface lustrée ou remplissage < 5mm, Joints Continus	Remplissage mou >5mm, Joints ouverts >5mm, Joints continus		
			Note	30	25	20	10	0	
5	Venue d'eau	Débit sur 10m	Aucune venue d'eau	< 10 l/min	10- 25 l/min	25-125l/min	>125 l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0	< 0.1	0.1 – 0.2	0.2 – 0.5	>0.5		
		Hydrogéologie	Complètement sec	Humide	Suintement (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau		
	Note		15	10	7	4	0		

Figure 5.1- Paramètre de classification des roches et notes de pondération. (23)

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

Figure 5.2- Note d'ajustement pour l'orientation des joints.

Classe du massif	RMR	qualification
I	81 – 100	Excellente
II	61 – 80	Bonne
III	41 - 60	Moyenne
IV	21 – 40	Faible
V	< 20	Très faible

Figure 5.3- Classe de roche suivant la classification de Z. BIENIAWSKI. (23)

### 5.3 Estimation des caractéristiques mécaniques des massifs rocheux à partir du RMR :

Plusieurs auteurs ont proposé des relations entre les paramètres mécaniques du massif rocheux et la valeur du RMR. Nous avons retenu les relations suivantes qui permettent d'estimer une cohésion et un angle de frottement, ainsi qu'un module d'Young.

#### A) la cohésion

$$C_{\text{éq}}(\text{KPA}) \approx 5 \text{ RMR (Beniawski, 1979, cité par Beniawski, 1989)}$$

## B) l'angle de frottement

$$\varphi_{\acute{e}q}(\text{°}) \approx 0,5 \text{ RMR} + 8,3 \pm 7,2 \text{ (cité par Bieniawski, 1989)}$$

## C) le module de Young

$$E_{\acute{e}q} \text{ (GPA)} = 10 \left( \frac{\text{RMR}-10}{40} \right) \text{ (cité par Bieniawski 1989)}$$

On peut estimer la résistance à la compression simple du massif rocheux à partir de la valeur de  $RMR_{basic}$  le tableau suivant représente la relation entre eux :

$RMR_{basic}$	$RMR_{basic} = A1+A2+A3+A4$				
	<21	21-40	41-60	61-80	>80
$R_c$ (MPa)	0,5	2,5	5	2	30

Figure 5.4- Relations entre  $[RMR]_{Sec}$  et la résistance à la compression simple.

## 5.4 Limitations du système RMR

Étant donné que le système de classification RMR est initialement développé pour le domaine civil. Dans le domaine minier voici quelques limitations pertinentes où l'ingénieur doit questionner la validité lors de l'évaluation d'un massif rocheux :

- Le paramètre de l'orientation des discontinuités (B) est ignoré. Le système conservé redevient le  $RMR_{de\ base}$ . Cette correction est apportée principalement pour ignorer les conditions environnementales résultant en une classification dépendante du massif rocheux uniquement.
- Les contraintes sont ignorées comme paramètre du système RMR. Estime le système  $RMR_{adéquat}$  pour un projet civil jusqu'à une contrainte verticale de 25 MPa. Souvent dans le domaine minier, les mines souterraines exploitent à des niveaux de contraintes supérieurs.
- Cette classification ne prend pas en considération l'état de contrainte in-situ ni la rugosité des fractures et l'angle de frottement du matériau de remplissage ; les roches gonflantes n'y sont pas non plus traitées.

- L'application de cette classification est limitée aux cas de massifs dont la matrice a une bonne résistance et dont le comportement est régi par les discontinuités. Néanmoins, le RMR reste un outil puissant, lorsque bien utilisé. Ce système a réussi à identifier des paramètres géologiques quasi universels permettant d'enregistrer rapidement et simplement toute expérience d'excavations dans la masse rocheuse. De la sorte, l'application du système de classification RMR s'étend avec succès à la conception de fondation, de stabilité de talus, l'évaluation du décapage, ainsi que de nombreuses applications minières. (24)

### 5.5 Classification du site selon la méthode de Bieniawski (RMR)

Le tableau suivant les paramètres, les valeurs et les notes d'après la méthode de Bieniawski :

A	Paramètre	Valeur	Note
1	Résistance à la compression unie axiale (MPa)	0,25	0
2	Indicateur de qualité de roche (RQD %)	26 %	8
3	Espacement des discontinuités (m)	0.6 - 2	15
4	Nature des discontinuités		
	Longueur de discontinuité	< 1 m	6
	Ouverture	2 – 10 mm	0
	Rugosité	Lisse	1
	Remplissage	Remplissage mou de 2 à 5 mm	2
	Degré d'altération	Très altéré	1
5	Condition du terrain	Pression d'eau modérée	4
<b><i>RMR de base = 37</i></b>			
B	Orientation et pendage des discontinuités	Très défavorable	-12
<b><i>RMR<sub>99</sub> = 25</i></b>			

### 5.5.1 Calcul le RMR

Pour parvenir au calcul du RMR89, nous devons tout d'abord déduire les cinq notations ainsi que l'ajustement B d'après le (Tableau 2) :

- On a la résistance à la compression = 0,25 Mpa, donc **A1 = 0**
- On a l'indicateur de qualité de roche RQD = 26%, alors **A2 = 8**
- On a l'espacement des discontinuités = 0,6-2 m, donc **A3 = 15**

Et pour calculer le A4 lié à la nature des discontinuités on détermine les 4 indications suivantes:

- Longueur de discontinuité qui égale < 1 m donc sa note = 6
- L'ouverture des épontes est de 2 – 10 mm donc sa note = 0
- Les épontes sont lisse donc la rugosité = 1
- On a l'argile un matériau de remplissage donc sa notation est 2
- Les épontes sont Moyennement à fortement altérées donc la notation d'altération = 1

D'après ces indications on conclut le résultat de A4, donc **A4 = 10**

- Les conditions du terrain on a un pression d'eau modérée sont, donc **A5 = 4**
- Et pour le pendage des discontinuités est entre 45° – 90°, donc **B = -12**

$$\text{RMR}_{89} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + B \text{ RMR}_{89}$$

$$= 0 + 8 + 15 + 10 + 4 - 12$$

$$\mathbf{RMR}_{89} = 25$$

## 5.6 Conclusion

Suivant les résultats que nous avons obtenus avec la méthode du RMR et selon le tableau suivant, la masse rocheuse est de la classe IV et sa qualité est médiocre. Le temps de tenu moyen sans soutènement est 10h pour 2.5 mètres de porté.

Note globale RMR	100 – 81	80 – 61	60 – 41	40 – 21	< 20
Qualité du rocher	Très bon Rocher	Bon Rocher	Rocher moyen	Rocher médiocre	Rocher très médiocre
Classe de la roche	I	II	III	IV	V
Temps de tenu moyen	20 ans pour 15m de portée	1 an pour 10m de portée	1 semaine pour 5m de portée	10 heures pour 2.5m de portée	30min pour 1m de portée
Cohésion du massif (KPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Angle de frottement du massif (°)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

Figure 5.5- Classification du massif rocheux selon le RMR ; Bieniawski (1989). (23)

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

Classe de fa. roche	Type de soutènement						
	Béton d'ancrage		Béton projeté			Cintre métallique	
	Placement	Complément d'ancrage	Voute	Pied-droit	Complément d'entènement	Type	Espace
1	Général						
2	1.5-2m	Treillis soudé	50mm	Néant		Non rentable	
3	1-1.5m	Treillis soudé 30- 50 mm de béton projeté	50mm	100mm	Ouvrages treillis et boulons si nécessaire	0.7m	0.7m
4	0.5-1.0m	Treillis soudé 30, 40, 50 mm de béton projeté en coulée en pied-droit	50mm	100mm	Treillis soudé et boulons de 2 à 3m d'espacement	0.7m	0.7m
5	Non recommandé	200mm	150mm	Treillis soudé et Boulon set cintres légers	Immédiatement S-Ouvrages béton projeté après coulée	0.7m	

*Chapitre VI : Modélisation par  
le logiciel Plaxis 2D*

## 6 MODELISATION PAR LE LOGICIEL PLAXIS 2D

### 6.1 Introduction :

Pour assurer la stabilité d'un ouvrage souterrain (tunnel, galerie, etc.) et prévenir d'éventuels désordres, il est nécessaire de surveiller les déplacements de la structure et du sol, ainsi que les contraintes effectives et les pressions interstitielles. Pour ce faire, l'ingénieur s'appuie sur différentes méthodes numériques permettant d'évaluer les mouvements du sol liés au creusement. Parmi celles-ci, la méthode des éléments finis (MEF), ou *Finite Element Method* (FEM) en anglais, est la plus couramment employée en raison de la diversité des situations qu'elle permet d'analyser.

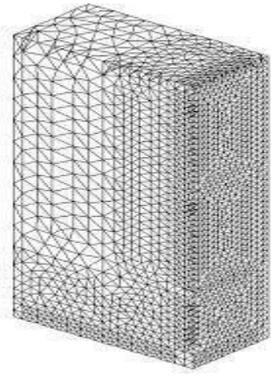
### 6.2 La Méthode des Éléments Finis (MEF) :

La Méthode des Éléments Finis (MEF) est une approche de calcul numérique largement utilisée pour analyser le comportement mécanique des milieux continus. Elle permet de résoudre les équations différentielles complexes régissant les phénomènes physiques en les transformant en un système d'équations algébriques, plus facilement traitables par des techniques numériques.

Cette méthode repose sur la **discrétisation** du domaine d'étude, qui consiste à subdiviser la géométrie réelle en un ensemble d'éléments finis (triangles, quadrilatères en 2D ou hexaèdres, tétraèdres en 3D). L'ensemble de ces éléments constitue le *maillage*. Les points d'intersection entre les éléments, appelés *nœuds*, représentent les lieux d'application des charges ou déplacements.

Au sein de chaque élément, les grandeurs d'intérêt (déplacements, contraintes, etc.) sont interpolées à l'aide de fonctions polynomiales, basées sur les valeurs nodales. Ce procédé permet d'obtenir une approximation numérique du comportement global de la structure.

La qualité du maillage joue un rôle crucial dans la précision des résultats. Une bonne organisation des nœuds et des éléments, souvent assistée par des logiciels de modélisation comme **PLAXIS** ou **Geo5**, est essentielle pour assurer l'efficacité et la fiabilité de l'analyse.



**Figure 6.1- Exemple d'un ensemble de maillage.**

(34)

### **6.2.1 concepts de base :**

Les concepts de base de la MEF constituent les fondements de toute analyse numérique basée sur cette méthode. Ils suivent généralement les différentes étapes du processus de modélisation. Voici les points clés à retenir :

#### **1. Le Maillage (Discrétisation)**

Le principe fondamental de la MEF repose sur la discrétisation du domaine étudié. Il s'agit de remplacer une géométrie continue (comme un sol, une structure ou une pièce mécanique) par un modèle approché et segmenté.

Ce modèle est constitué de sous-domaines appelés éléments finis, ayant des formes simples : triangles et quadrilatères en 2D, tétraèdres et hexaèdres en 3D.

L'ensemble de ces éléments forme le maillage. La qualité de ce maillage – en termes de taille, de forme et de densité des éléments – influence directement la précision des résultats obtenus.

#### **2. Les Nœuds**

Les éléments finis sont connectés entre eux en des points appelés nœuds.

Ces nœuds représentent les points de liaison entre les éléments et sont essentiels dans l'analyse, car ils portent les degrés de liberté (déplacements, rotations, températures, etc.). C'est également aux nœuds que sont appliquées les conditions aux limites (comme les charges ou les appuis), et où sont extraits les résultats du calcul.

### **3. Les Fonctions d'Interpolation (ou Fonctions de Forme)**

À l'intérieur de chaque élément, la variable étudiée (comme le déplacement) est inconnue. Pour l'approximer, on utilise des fonctions d'interpolation, aussi appelées fonctions de forme. Ces fonctions sont des polynômes simples qui décrivent comment la variable évolue à l'intérieur de l'élément, en se basant sur les valeurs connues aux nœuds. Ainsi, la solution est exacte aux nœuds, mais seulement approximative à l'intérieur des éléments.

### **4. L'Assemblage et la Résolution**

Une fois les équations locales de chaque élément établies, elles sont regroupées pour former un système d'équations global, généralement présenté sous forme matricielle.

Le logiciel de calcul applique alors les conditions aux limites pour résoudre ce système global, ce qui permet d'obtenir les valeurs numériques des inconnues (déplacements, contraintes, etc.) en chaque nœud du maillage.

### **5. L'Analyse des Résultats**

Une fois les valeurs nodales calculées, le logiciel utilise les fonctions d'interpolation pour estimer les résultats (comme les déplacements ou contraintes) en tout point du domaine.

Ces résultats sont généralement présentés sous forme de cartes de couleur, de vecteurs de déplacement ou de courbes, ce qui facilite leur lecture et leur interprétation.

La MEF consiste à diviser un problème complexe en une série de problèmes élémentaires plus simples, dont les solutions sont ensuite combinées pour approcher la solution globale.

Cette méthode est aujourd'hui incontournable dans la modélisation et l'analyse numérique des structures.

#### **6.2.2 Les avantages de la MEF :**

L'utilisation de la MEF pour les tunnels s'avère très efficace

- Cette méthode donne une satisfaction pour vérifier le dimensionnement des ouvrages vis à-vis de leurs résistances à la rupture.

- Elle permet de prendre en compte des géométries quelconque des couches de terrain.
- Elle ne fait pas d'hypothèse a priori sur la cinématique de l'ouvrage de soutènement.
- Elle permet de présenter les interactions du soutènement avec d'autres composantes de l'ouvrage ou avec des ouvrages avoisinant.

Donc pour la modélisation des problèmes géotechniques complexe, la MEF nécessite :

-la définition de la géométrie du problème (pour que les frontières du calcul n'influent pas sur les résultats.

-le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr -Coulomb, Duncan, etc. -les caractéristiques mécaniques des ouvrages et des éléments d'interface, de soutènement et de revêtement pour introduire l'interaction sol-structure.

-les conditions hydrauliques.

-l'état initial des contraintes et des pressions interstitielles. (19)

## 6.3 Présentation du logiciel Plaxis

### 6.3.1 Le logiciel PLAXIS :

Le logiciel de calcul **PLAXIS** est conçu pour analyser les déformations et la stabilité des ouvrages ainsi que des massifs environnants. Il permet de modéliser des comportements élasto-plastiques et élasto-visco-plastiques, aussi bien en deux dimensions (2D) qu'en trois dimensions (3D). Les structures réelles peuvent être représentées à l'aide de modèles plans ou axisymétriques. Son interface graphique conviviale facilite la définition de la géométrie et la génération d'un maillage par éléments finis à partir d'une coupe verticale de l'ouvrage étudié. L'environnement du logiciel est structuré autour de quatre modules principaux : **Input**, **Calculation**, **Output** et **Curves**.

- ❖ **Remarque** : Il existe plusieurs logiciels de modélisation géotechnique tels que SAP2000, GEO5 ou C-Tunnel. Toutefois, le choix s'est porté sur PLAXIS car il est particulièrement adapté aux projets de métro, grâce à sa capacité à modéliser avec précision le comportement non linéaire, continu ou fissurable des sols. Il est également très efficace pour simuler les phases de construction successives et l'interaction sol-

structure, éléments essentiels pour anticiper les déformations autour des tunnels et assurer la stabilité de l'ouvrage.

### 6.3.2 Les modules fonctionnels de PLAXIS

L'interface de PLAXIS est organisée en plusieurs modules assurant les différentes étapes de la modélisation :

- **PLAXIS Input** : Ce module est dédié à la phase de pré-traitement. Il permet de définir la géométrie du modèle, de générer le maillage en éléments finis, et de configurer les conditions initiales et les propriétés des matériaux.
- **PLAXIS Calculation** : Ce module correspond au traitement numérique. Il permet de définir les différentes étapes de construction et d'exécuter les calculs en appliquant les méthodes d'analyse par éléments finis.
- **PLAXIS Output** : Il s'agit de l'environnement d'après-traitement, qui offre la possibilité de visualiser les résultats du calcul, notamment les déplacements, les contraintes et les efforts internes.
- **PLAXIS Curves** : Ce dernier module permet d'extraire et de présenter les résultats sous forme de courbes, comme les variations de déplacements ou de pressions en fonction du temps ou d'une autre variable.

### 6.3.3 Types de calcul dans PLAXIS

Le logiciel PLAXIS 2D propose plusieurs méthodes de calcul pour simuler le comportement du sol et des structures. On distingue principalement :

- Le calcul plastique
- Le calcul par réduction des paramètres  $\phi/C$  (analyse de stabilité)
- Le calcul de consolidation
- Le calcul dynamique

#### Calcul plastique

Ce type de calcul est employé pour effectuer une analyse en déformations élasto-plastiques. Il ne prend pas en compte l'évolution des pressions interstitielles au fil du temps, ce qui le rend adapté à des situations où la dissipation des surpressions n'est pas un facteur déterminant.

### **Calcul de stabilité (réduction phi/C)**

L'analyse de stabilité dans PLAXIS peut se faire en appliquant une réduction progressive des paramètres de résistance au cisaillement du sol, à savoir l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) et la cohésion ( $c$ ). Cette approche, appelée méthode de réduction  $\phi/c$ , permet d'évaluer le coefficient de sécurité global d'un système. Ce calcul est recommandé lorsqu'il s'agit de vérifier la stabilité d'une structure ou d'un sol sous des conditions critiques.

### **Calcul de consolidation**

Le calcul de consolidation est utilisé pour simuler la dissipation progressive des pressions interstitielles dans un sol saturé au fil du temps. Il est particulièrement adapté aux sols fins (comme les argiles) où la perméabilité est faible, et où les tassements différés sont importants.

Ce type de calcul permet donc d'évaluer les déformations lentes liées à l'écoulement de l'eau à travers le sol.

### **Calcul dynamique**

Le calcul dynamique permet d'analyser la réponse du sol et des structures souterraines face à des charges variables dans le temps, comme les séismes, les vibrations de machines ou le passage de trains. Il prend en compte l'inertie du sol, les ondes sismiques, et parfois l'amortissement pour modéliser le comportement en conditions dynamiques.

Remarque : Dans le cadre de notre étude, seuls le calcul plastique et le calcul de stabilité par réduction  $\phi/C$  seront utilisés.

## **6.3.4 Les modèles de comportements utilisés dans Plaxis**

Les propriétés d'un massif rocheux dépendent des propriétés de la roche Constitutive (matrice), des propriétés des discontinuités (joints de stratification, diaclases et failles) et

enfin de l'orientation et de la fréquence de ces discontinuités (Brinkgreve et Vermeer, 2003).

### **Modèle élastique linéaire**

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de poisson  $\nu$ . L'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G_u = G'$ ), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si  $G$  est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser  $K$  comme second paramètre. D'une part  $K_u$  est infini (correspondant à  $\nu = 0.5$ ) et il est moins courant d'emploi.  $G$  est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de  $G$  à  $E$  par la relation :  **$E = 2G(1 + \nu)$** .

Le modèle élastique de Plaxis 2D Tunnel peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches. (7)

### **Modèle de Mohr-Coulomb**

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les trois autres sont  $c$  ;  $\phi$  et  $\psi$  respectivement, la cohésion ; l'angle de frottement et l'angle de dilatation. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. Dans le plan de Mohr-Coulomb, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan\phi + c$$

$\sigma_n$  et  $\tau$  : Sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement;

$C$  et  $\phi$  : Sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau. (7)

## **PARAMETRES DE BASE DU MODELE DE MOHR-COULOMB**

Le modèle de Mohr-Coulomb nécessite un total de cinq paramètres, qui sont généralement familiers à la plupart des ingénieurs en géotechnique et pouvant être obtenus à partir d'essais de base sur des échantillons de sol. Ces paramètres avec leurs unités standard sont énumérés ci-dessous : (7)

- $E$  : module de Young

- $\nu$  : Coefficient de poisson
- $\phi$  : angle de frottement
- $c$  : cohésion
- $\psi$  : angle de dilatance
- Requête réussie

### **a- Module de Young E**

Le module de Young varie en fonction de la déformation et de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Ce dernier nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture. (6)

### **b- Coefficient de Poisson ( $\nu$ )**

Le comportement global d'un massif fracturé est fortement anisotrope. Toutefois l'anisotropie de la matrice rocheuse est relativement faible et négligeable par rapport à celle qui est induite par la présence des fractures. Pour cette raison, nous admettons que le Comportement de la roche est isotrope est caractérisé par un module de Young E et un Coefficient de poisson  $\nu$ . Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4. (6)

### **c- Angle de frottement ( $\phi$ )**

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. Il peut être celui de frottement de pic ou celui de frottement du palier. On peut le déterminer à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb. (6)

### **d- La cohésion (C)**

Les roches sont beaucoup plus cohésives que les sols, mais il existe d'importantes différences de la valeur de la cohésion entre les types de roches, par exemple entre un granite et la craie. Le degré d'altération de la roche est un facteur à prendre en compte.

La cohésion est également en fonction de la présence de discontinuités. En effet, ces dernières

sont les points faibles d'une roche et en déterminent fortement la résistance au cisaillement. Ainsi, lorsque la présence des discontinuités, la résistance au cisaillement d'une roche sera dépendante de la résistance au cisaillement des joints de ces discontinuités et non de celle de la matrice. (6)

#### e) Angle de dilatance ( $\psi$ )

C'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle suivante :

$$\psi = \phi - 30^\circ \text{ pour } \phi > 30^\circ \quad \psi = 0^\circ \text{ pour } \phi < 30^\circ$$

Le cas où  $\psi < 0^\circ$  correspond à des sables très lâches. La valeur  $\psi = 0^\circ$  correspond à un matériau élastique parfaitement plastique où il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité, c'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes. (7)

## 6.4 MODELISATION NUMERIQUE DE L'OUVRAGE

### 6.4.1 Les données géotechniques de calcul introduites dans PLAXIS

**Tableau 6.1 : Les données géotechniques de calcul introduites dans PLAXIS (25)**

Les couches	$\gamma_{\text{humide}}$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{\text{sec}}$ (KN/m <sup>3</sup> )	$E'$ (Mpa)	C (Kpa)	$\phi^0$	$\nu$	$K_0$	L'épaisseur (m)
Remblais (R)	20	17	10	0	20	0.35	0.65	8
Argile sableuse et peu graveleuse (Qag)	20	17	65	25	21	0.35	0.65	9.2
Grès friable (QM-Gr)	24	-	135	60	39	0.30	0.37	6.1
Argile limono-sableuse (QM)	21	17.5	90	35	25	0.35	0.65	12
Conglomérat (QM-C)	24	-	135	60	39	0.25	1	13.5

#### ❖ Coefficient de Poisson ( $\nu$ )

Détermination du coefficient de Poisson ( $\nu$ ) selon la nature des couches géologiques

En l'absence de données expérimentales, les valeurs ont été estimées selon la nature des matériaux, en se basant sur la littérature géotechnique (Bowles; Dicko).

- Remblai (R), Argile sableuse et peu graveleuse (Qag), Argile limono-sableuse (QM) :  
Sols cohérents, plastiques et compressibles  $\rightarrow \nu = 0,35$  (plage : 0,30 à 0,40)
- Grès friable (QM-Gr) :  
Roche altérée, rigidité intermédiaire  $\rightarrow \nu = 0,30$  (plage : 0,25 à 0,30)
- Conglomérat (QM-C) :  
Roche dure, peu compressible  $\rightarrow \nu = 0,25$  (plage : 0,20 à 0,30) <sup>(26) (27)</sup>

#### ❖ Coefficient d'interface( $R_{inter}$ )

Nous avons adopté un coefficient d'interface  $R_{inter} = 0,8$ , conformément aux recommandations issues de la littérature géotechnique. <sup>(28) (29) (30)</sup>

#### ❖ Coefficient des terres en repos ( $K_0$ )

En l'absence de mesures in situ, les coefficients  $K_0$  ont été estimés à partir de la formule de Jaky ( $K_0 \approx 1 - \sin \phi'$ ) : <sup>(31)</sup>

- Pour le grès friable (QM-Gr),  $K_0 \approx 0,37$  correspond à une roche altérée, modérément rigide.
- Bien que la formule de Jaky donne  $K_0 \approx 0,37$ , une valeur plus réaliste de  $K_0 = 1,0$  est adoptée, en raison de la rigidité élevée du matériau. Ce choix conservateur reflète le comportement des roches peu déformables, capables de transmettre des contraintes latérales proches des contraintes verticales. <sup>(32)</sup>

## 6.4.2 Les étapes à suivre pour la modélisation

### 6.4.2.1 Etape 1 : dessin de la géométrie du model (Geometry Input)

- Les différentes profondeurs de sols sont introduites selon les données de calcul.
- Le tunnel est creusé à 32 m de profondeur par rapport au terrain naturel. <sup>(33)</sup>
- (A-A') le system de distribution des charges uniforme représente la charge du chantier.

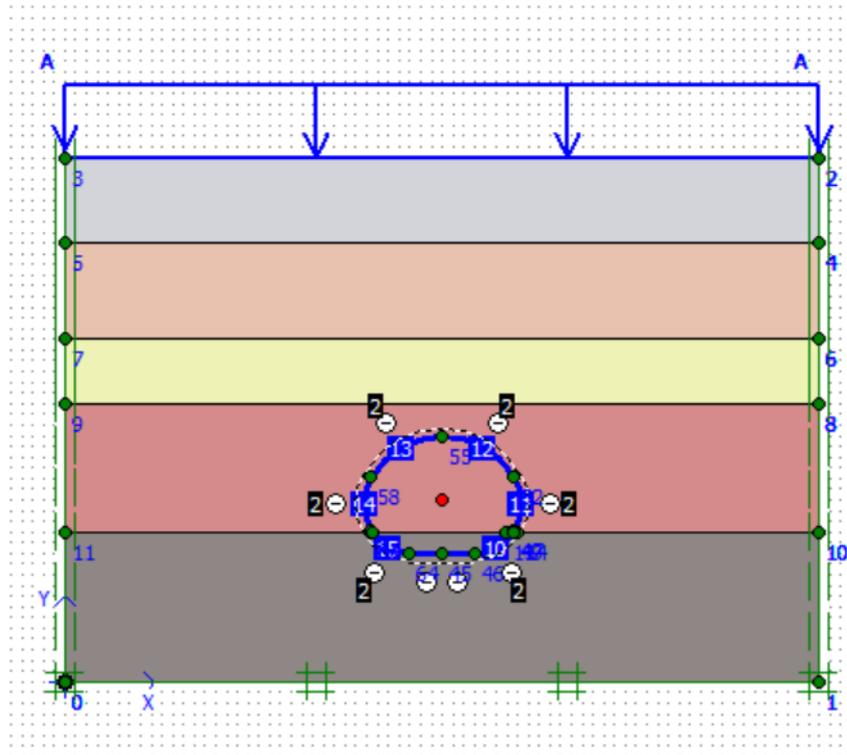


Figure 6.2- géométrie général du modèle.

#### 6.4.2.2 Input des paramètres de sol

Les paramètres géotechniques, préalablement définis pour chaque couche de sol, sont introduits dans le module *Input* de PLAXIS en vue de la modélisation numérique du projet.

Exemple : Input des paramètres de la couche Qag

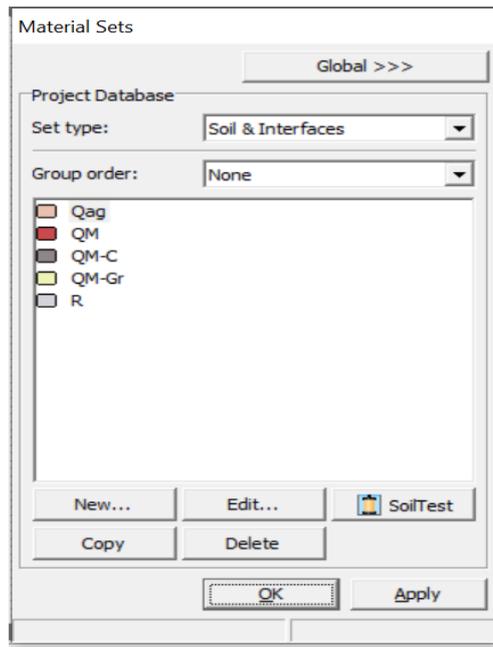


Figure 6.3- Boite de dialogue onglet Material sets.

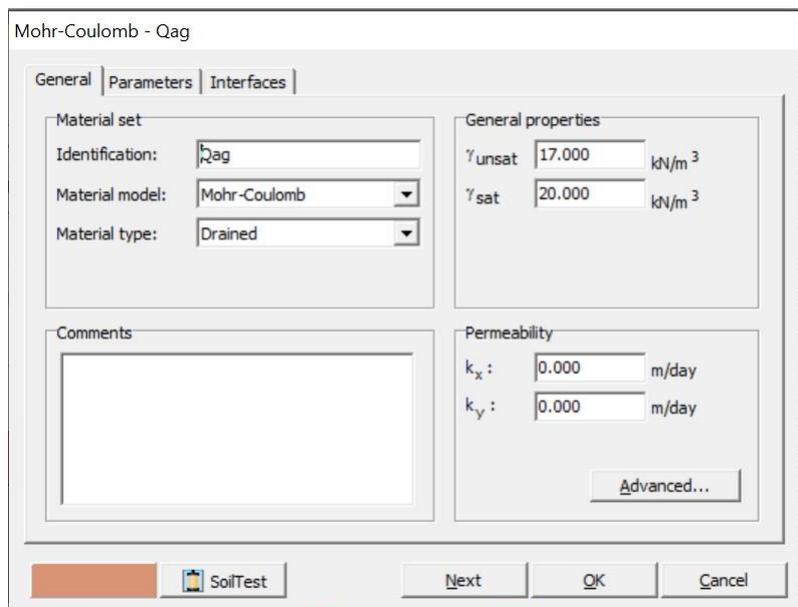


Figure 6.4- Boite de dialogue onglet afin d'entrer les paramètres de la couche Qag.

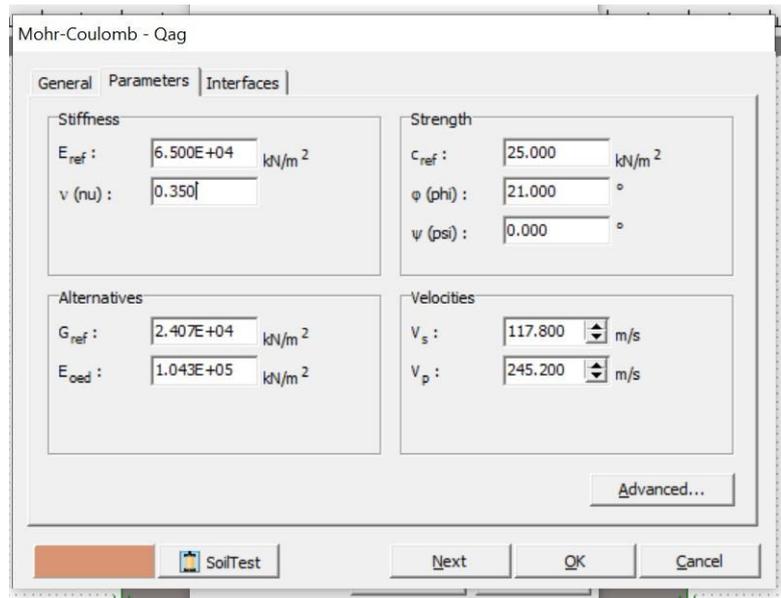


Figure 6.5- Boite de dialogue onglet afin d'entrer les paramètres de la couche Qag.

### 6.4.2.3 Etape 2 : Définition de la géométrie du tunnel à excaver

La section d'excavation du rameau de connexion présentera une largeur minimale d'environ 8,0m et maximale de 9,0m, ainsi qu'une hauteur d'excavation minimale d'environ 6,0m et maximale de 7,0m.

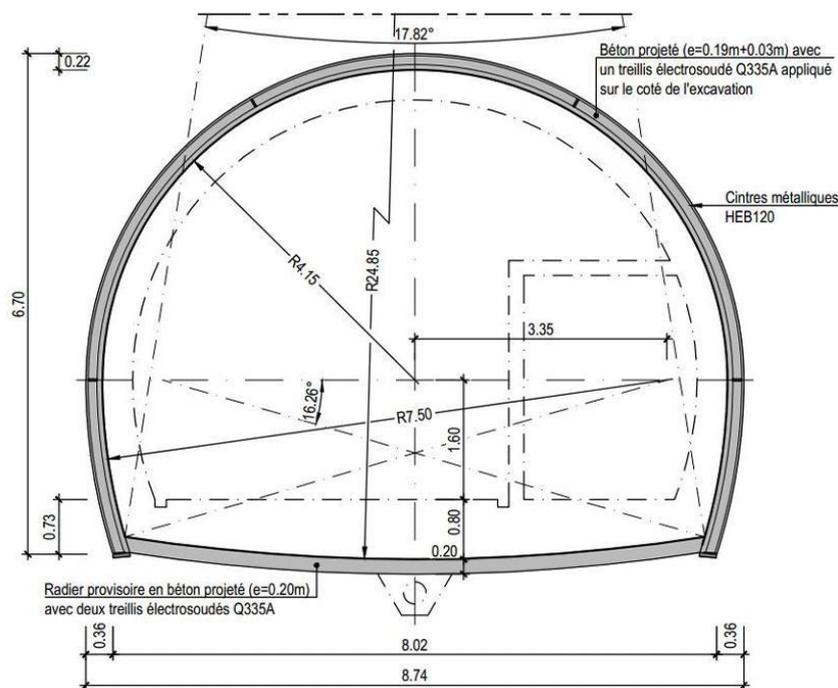


Figure 6.6- Schéma de la coupe transversale du rameau de connexion.

## ✚ Outil de dessin de tunnel (Tunnel designer)

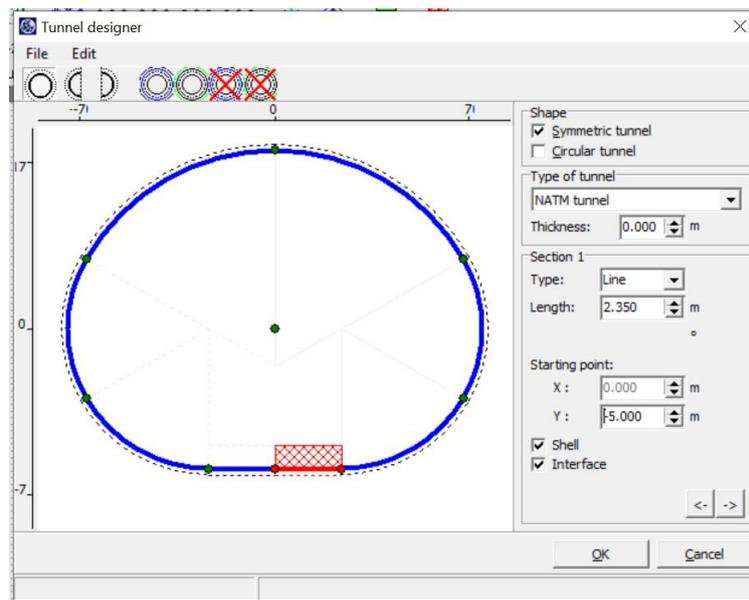


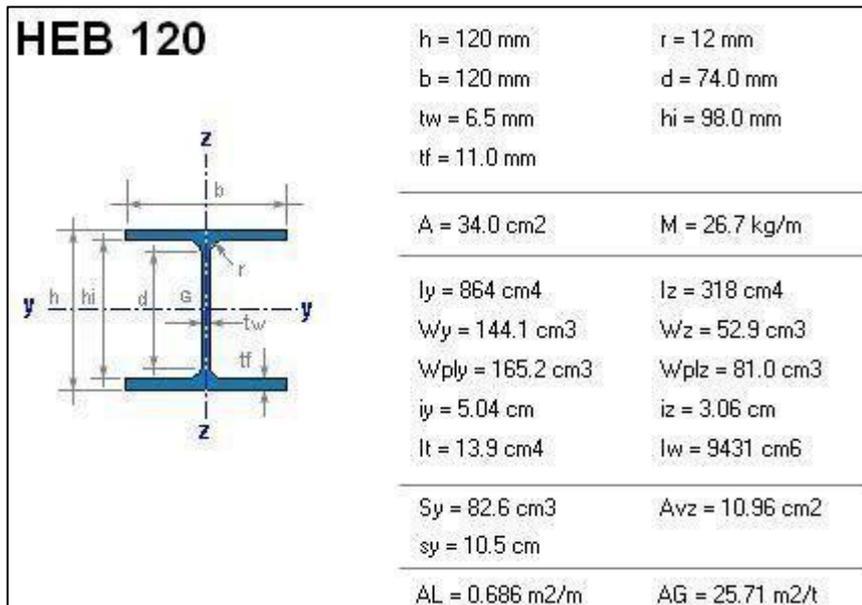
Figure 6.7- Boite de dialogue du sous logiciel Tunnel designer.

### 6.4.2.4 Etape 4 : introduction des Caractéristiques du soutènement provisoire

Et voici notre soutènement recommandé :

Tableau 6.2 : Les caractéristiques du soutènement provisoire.

Caractéristiques du Soutènement			
Caractéristiques des cintres HEB 120	Symbol	Valeur	Unité
Résistance de l'acier	$\Sigma_c$	240	MPa
Section de cintre HEB 120	$A_c$	34	$\text{Cm}^2$
Module d'élasticité de l'acier	$E_c$	210	GPa
Espacement des cintres	A	1	m
Caractéristiques du béton projeté C25/30			
Résistance à la compression	Fck	25	MPa
Module de Young (béton projeté)	$E_b$	20	GPa
Coefficient de poisson (béton projeté)	$\nu$	0,2	/
Epaisseur de béton	E	0,20	m
Poids volumique	$\gamma_c$	25	$\text{KN/m}^3$



**Figure 6.8- Caractéristique du cintre HEB 120.**

### 🔧 Calcul des données INPUT du soutènement provisoire

Plaxis 2D modélise les éléments de soutènement comme un matériau unique et composite. Il est donc nécessaire de calculer une rigidité à la flexion et une rigidité à la compression équivalentes pour l'ensemble du système de soutènement.

#### a) Calcul des éléments de soutènement de la section équivalente de la calotte (HEB 120 + béton projeté)

##### Rigidité à la compression (EA=Normal stiffness)

$$E_{eq}A_{eq} = \sum E_i A_i = E_c * A'_c + E_b * A'_b$$

- $E_c$  : Module d'élasticité du métal.
- $A_c$  : Section du profilé.
- $I_c$  : Moment d'inertie du profilé par rapport à l'axe x-x.
- $E_b$  : Module d'élasticité du béton
- $A_b$  : section élémentaire du béton,  $A_b = e \times a$ ,  $A_b = 0,20 \text{ m}^2$ .
- $a$  : la distance entre les cintres.

$$E_{eq}A_{eq} = 210 * 10^9 * 34 * 10^{-4} + 20 * 10^9 * 0.20 = 4714 * 10^3 \text{ KN/m}$$

### Rigidité à la Flexion (EI=Flexual regidity)

$$E_{eq}I_{eq} = \sum E_i I_i = E_c * I'_c + E_b * I''_b$$

Avec :

- Moment d'inertie du béton projeté  $I''_b = \frac{1}{12} * a * e^3$
- Moment d'inertie du cintre  $I'_c = 864 \text{ cm}^4$

$$E_{eq} I_{eq} = 210 * 10^9 * 864 * 10^{-8} + 20 * 10^9 * \frac{1 * 0.20^3}{12} = 15147.07 \text{ KNm}^2/\text{m}$$

### b) Calcul des éléments de soutènement du radier provisoire (Béton Projeté)

#### Rigidité à la compression (EA=Normal stiffness)

$$E_{eq}A_{eq} = E_b * A''_b$$

$$E_{eq}A_{eq} = 20 * 10^9 * 0.2 = 4 * 10^6 \text{ KN/m}$$

#### Rigidité à la Flexion (EI=Flexual regidity)

$$E_{eq}I_{eq} = \frac{E_b * I''_b}{a}$$

$$E_{eq} I_{eq} = \frac{20 * 10^9 * 0.20^3}{12} = 13333.33 \text{ KNm}^2/\text{m}$$

$d_{eq}$  : Épaisseur équivalente du tunnel (m),  $d_{eq} = \sqrt{12 * \frac{EI}{EA}}$

W1 : Poids total des éléments de soutènement (Heb 120 + Béton projeté)

$$W_{\text{Heb 120}} = 26.7 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{Béton}} = 30 \text{ Kg/m}$$

$$g = 9.807 \text{ N}$$

$$W1 = (26.7 + 30) * 9.807 = 507.021 \text{ KN/m/m}$$

W2 : Poids du béton projeté dans le radier

$$W2 = 25 * 9.807 = 245.170 \text{ KN/m/m}$$

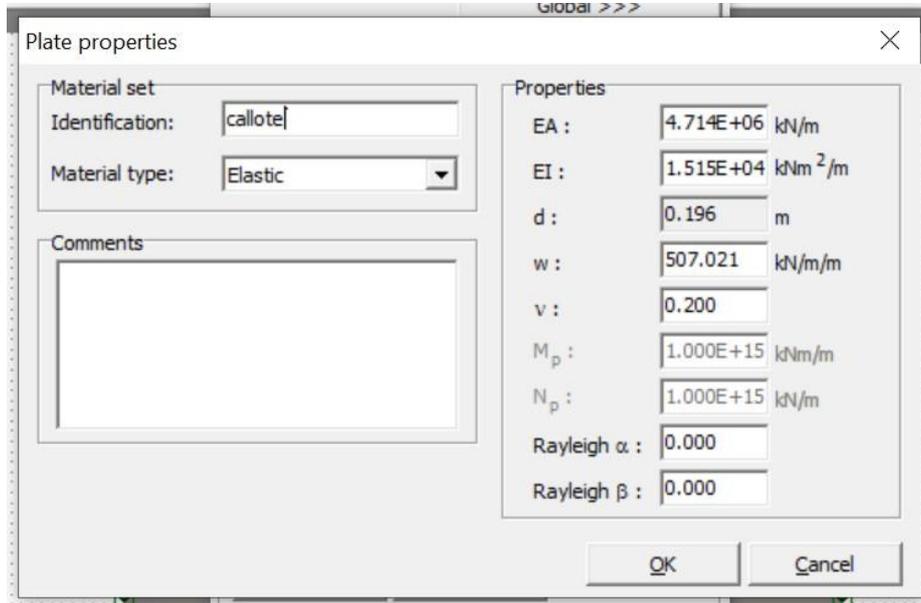


Figure 6.9- Boîte de dialogue de caractéristiques du soutènement provisoire (la calotte).

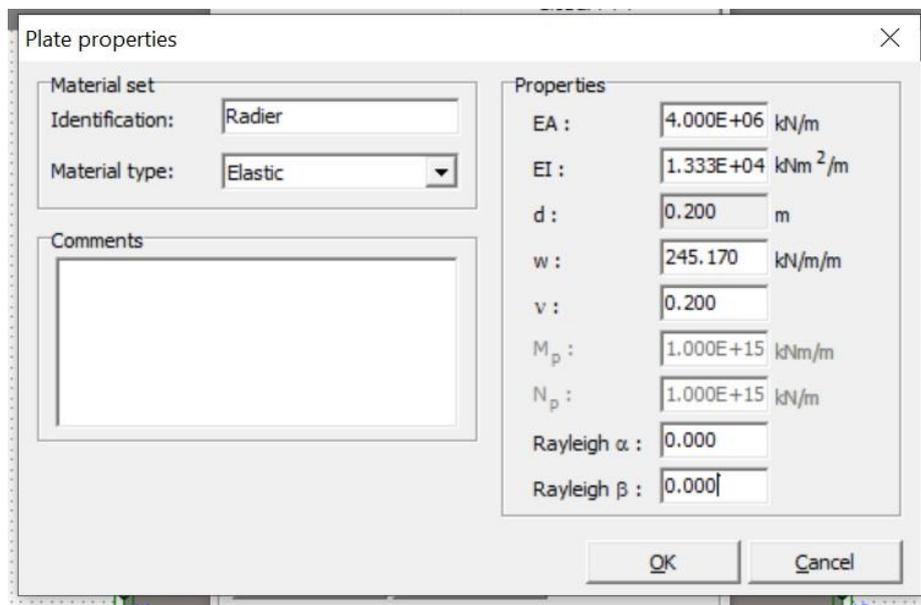


Figure 6.10- Boîte de dialogue de caractéristiques du soutènement provisoire (Le radier).

### 6.4.2.5 Etape 5 : génération de la mesh

Il est toujours préférable d'augmenter la densité de la mesh autour de la section du tunnel pour avoir des résultats plus fiables et plus exacts

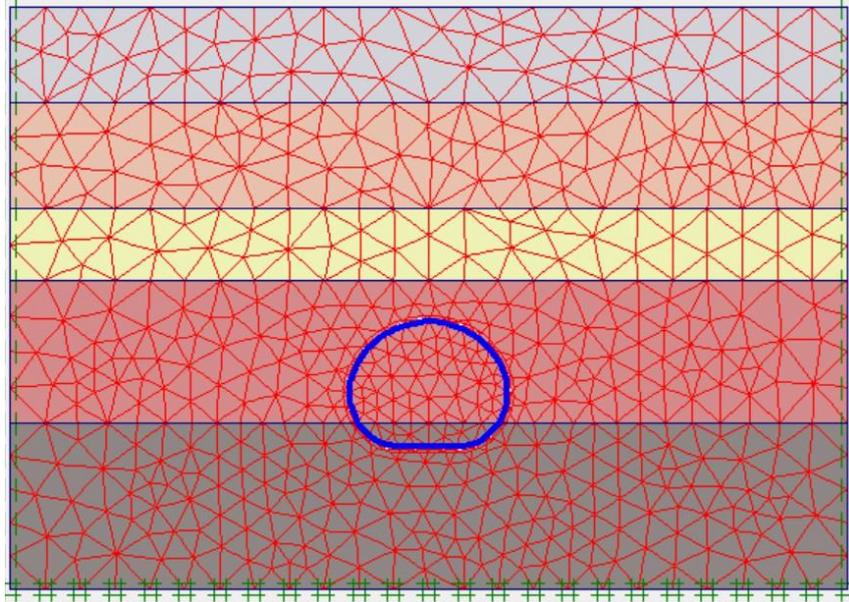
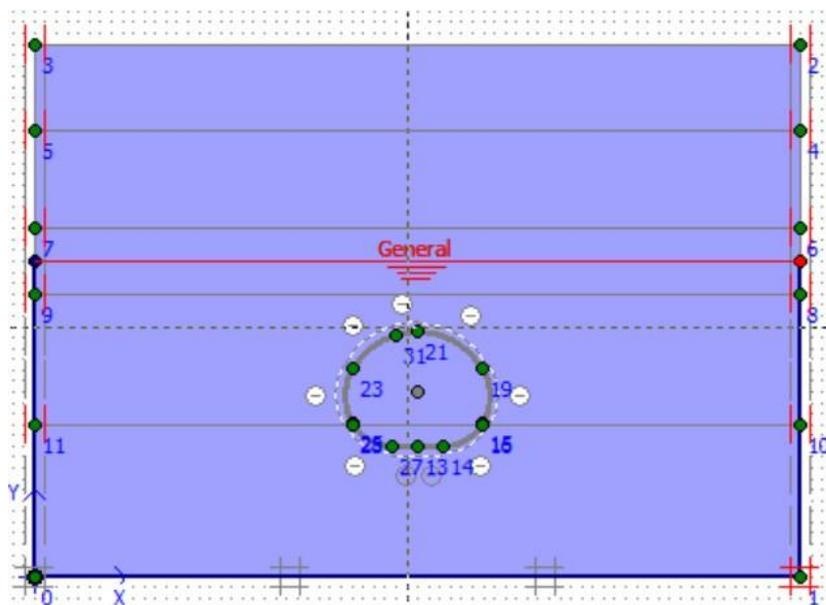


Figure 6.11- output génération de la mesh.

### 6.4.2.6 Etape 6 : introduction des conditions initiales

Comme mentionné précédemment dans l'étude géotechnique, les essais piézométriques ont confirmé l'existence d'une nappe phréatique à 20 mètres de profondeur, pour cela on doit définir ce niveau dans notre modélisation. (18)



**Figure 6.12- l'introduction du niveau phréatique.**

### Génération de la pression d'eau :

Pression interstitielle active extrême :  $-288.54 \text{ KN/m}^2$

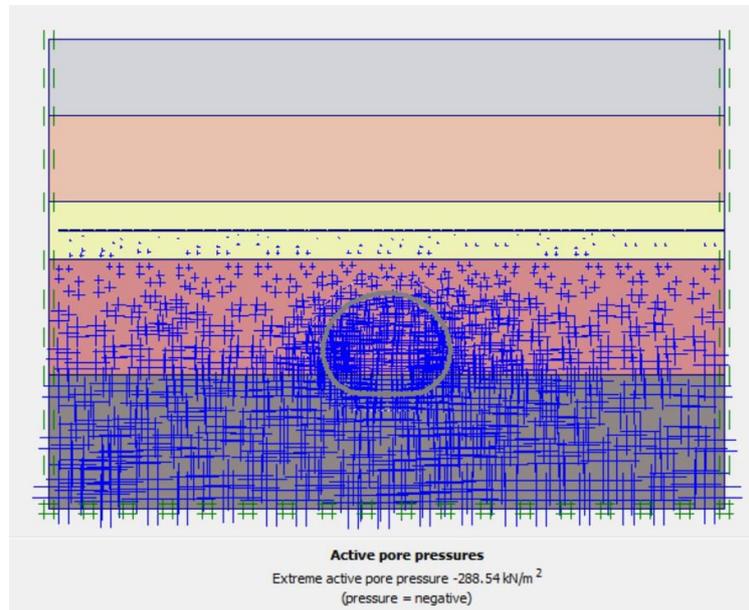


Figure 6.13- La distribution de la Pression interstitielle.

### Génération des contraintes initiales par la méthode des coefficients des terres en repos

**K0 :**

Extrême effective principal stresses  $-644.95 \text{ KN/m}^2$

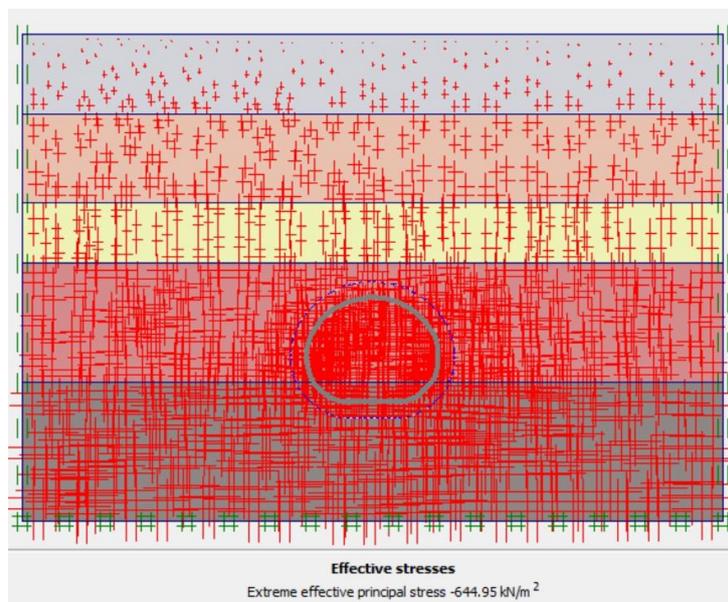


Figure 6.14- Distribution des contraintes initiales effectives (principales directions).

## Vérification des contraintes totales

Les contraintes totales = les contraintes effectives + les pressions interstitielles

Les contraintes totales =  $-644.95 - 288.54 = -933.49$

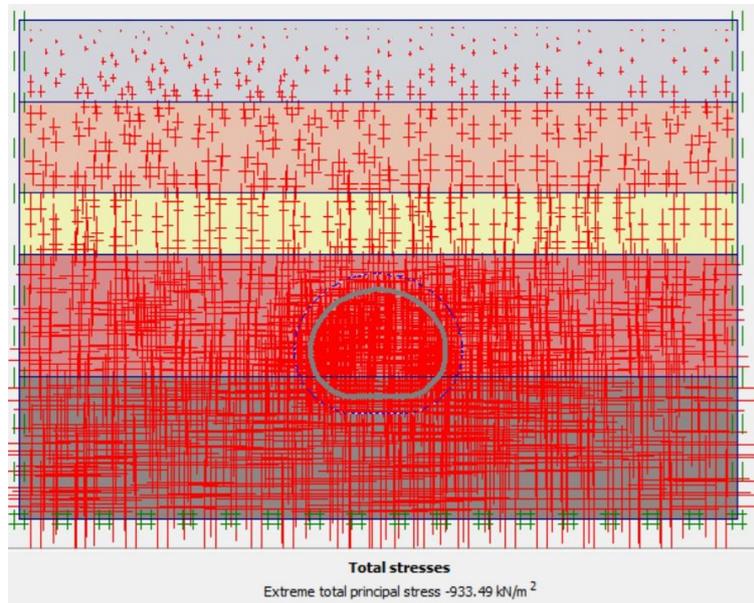


Figure 6.15- Distribution des contraintes totales initiales.

### 6.4.2.7 Etape 7 PLAXIS CALCULATIONS

Le calcul numérique d'un ouvrage s'effectue selon un phasage visant à reproduire, de la manière la plus fidèle possible, les étapes et processus réels de construction, tels qu'ils se déroulent lors de l'exécution du projet.

Dans le cas présent, les différentes étapes de phasage constructif associées au creusement du rameau de connexion sont les suivantes :

**Phase 1** – Vérification du type de réponse du terrain (comportement drainé pour l'ensemble des couches) et application des surcharges en surface , avec un coefficient de déconfinement  $\alpha = 0,6$ .

-Comme la zone d'implantation du puits de ventilation n°2 ne comporte pas de bâtiments, seule une surcharge de chantier de  $15 \text{ kN/m}^2$  a été considérée. (25)

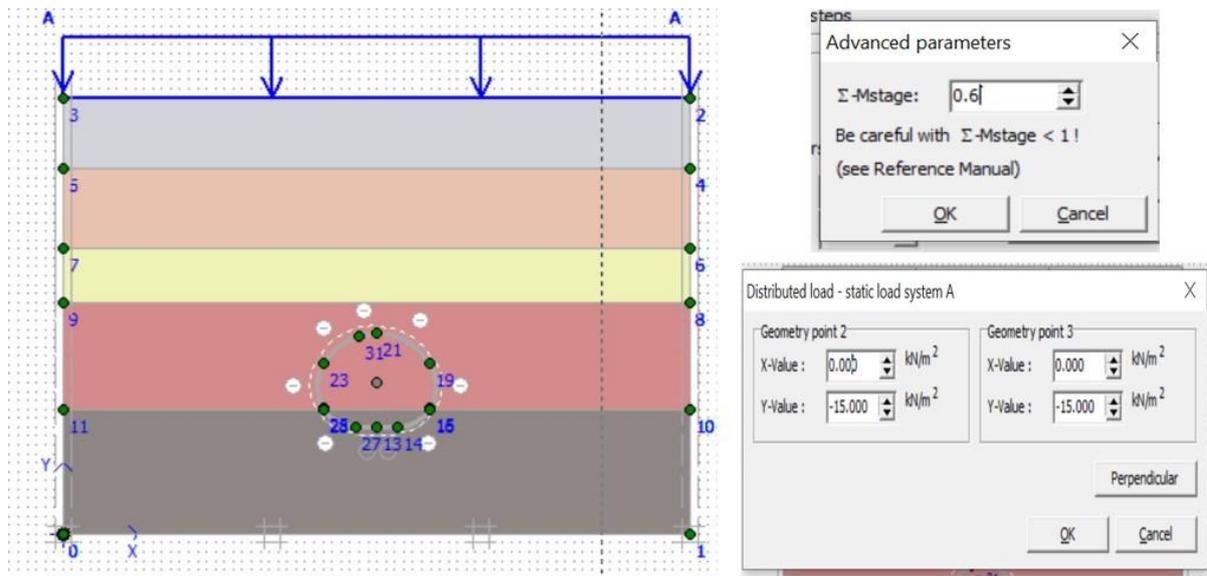


Figure 6.16- définition de la phase 01 et activation des surcharges en surface 15 KN/m2.

**Phase 2** – Excavation de la section complète du rameau de connexion, avec un coefficient de déconfinement  $(1 - \alpha) = 0,4$ .

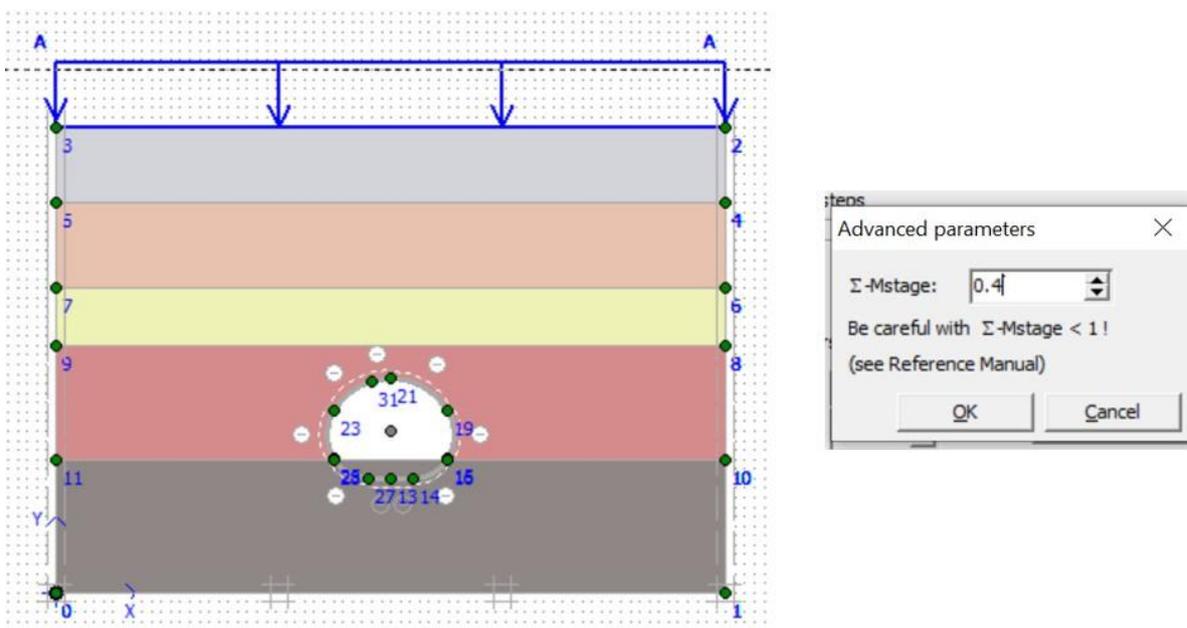
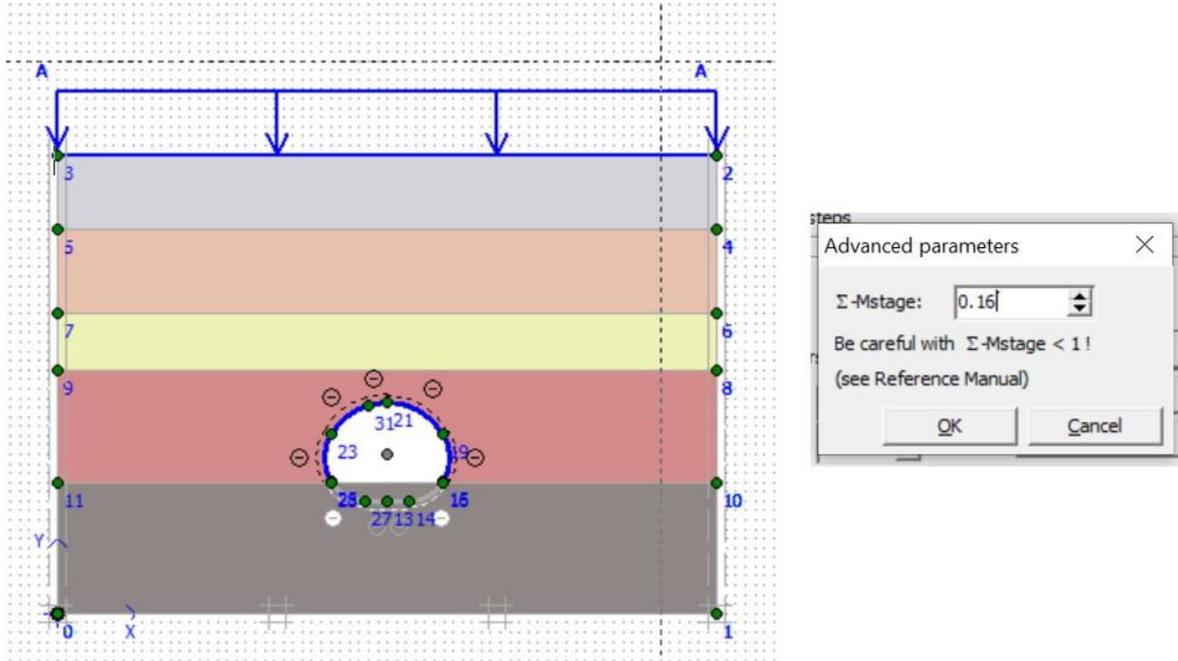


Figure 6.17- définition de la phase 02 et l'excavation de la section totale du rameau de connexion.

**Phase 3** – Mise en place du soutènement du rameau, constitué de cintres métalliques **HEB 120** et d'une couche de **20 cm** de béton projeté, avec un coefficient de déconfinement  $(1 - \alpha) \times \alpha_1 = (1 - 0,5) \times 0,4 = 0,16$ .



**Figure 6.18-** définition de la phase 03 Installation du soutènement du rameau de connexion (la callote).

**Phase 4** – Fermeture du soutènement par installation du radier provisoire et application de la charge restante, soit  $(1 - \alpha) \times (1 - \alpha_1) = (1 - 0,5) \times (1 - 0,4) = 0,24$ .

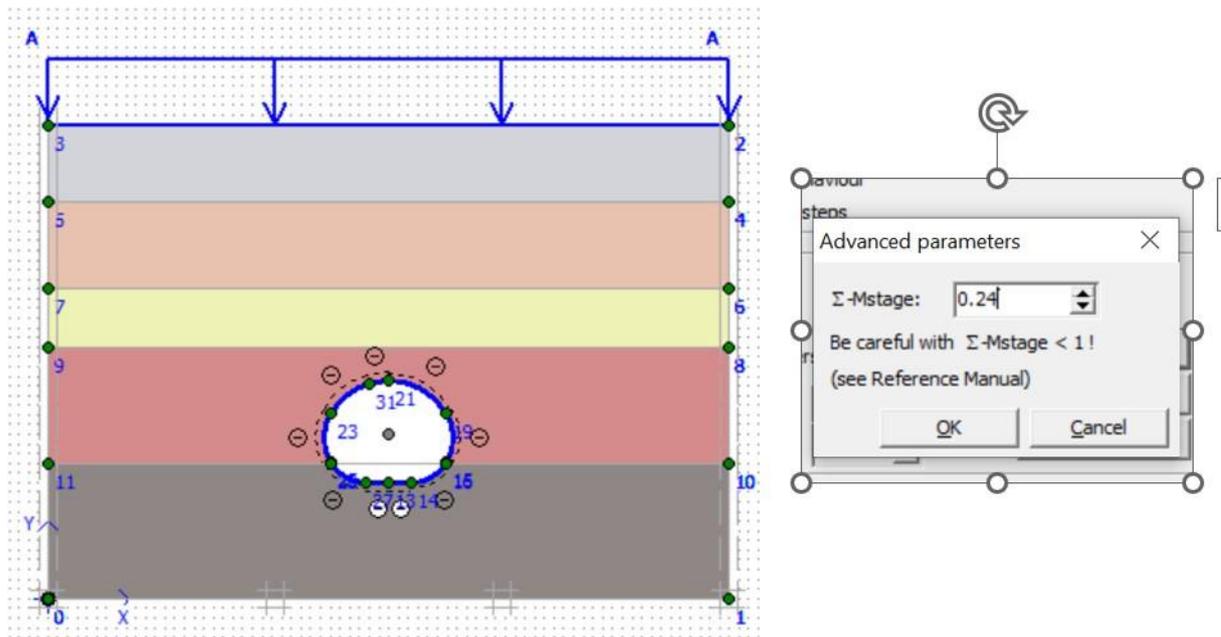


Figure 6.19- définition de la phase 04 Installation du radier provisoire.

**Phase 5** – Calcul du coefficient de stabilité par la méthode **Phi/c reduction**, jusqu'à atteindre  $\alpha = \Sigma Mstage = 1$  (100 %).

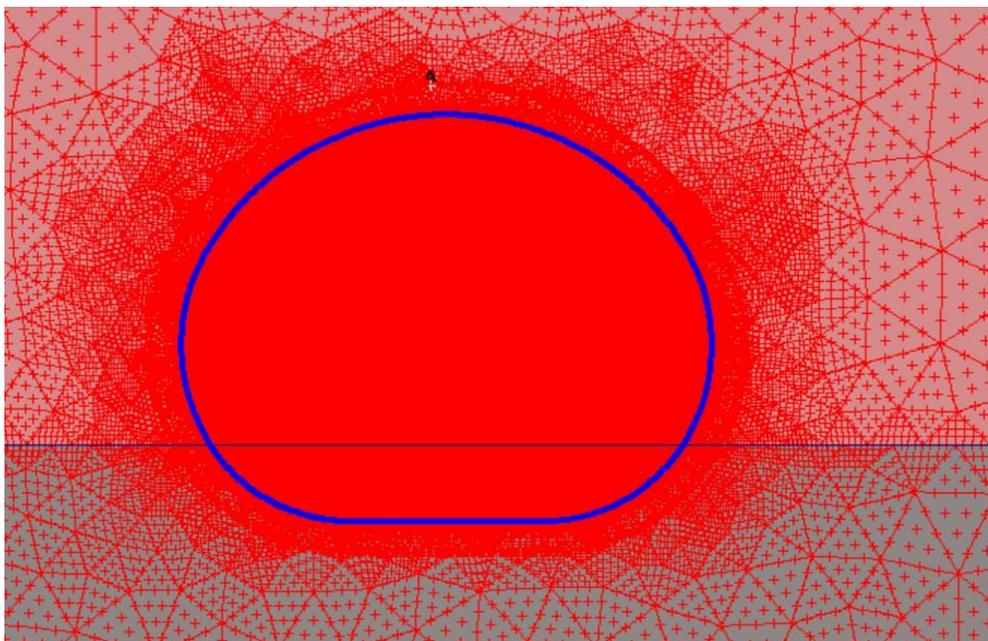


Figure 6.20-nœud « A » sélectionné pour la courbe de déplacement.

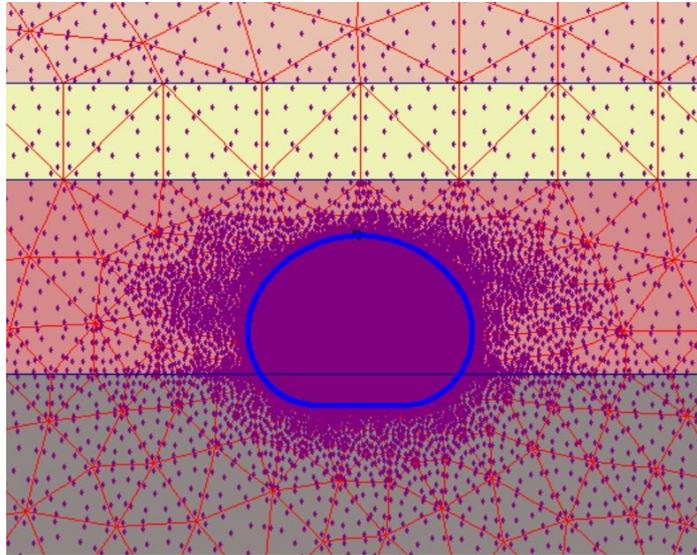


Figure 6.21- nœud « B » sélectionné pour la courbe de déplacement

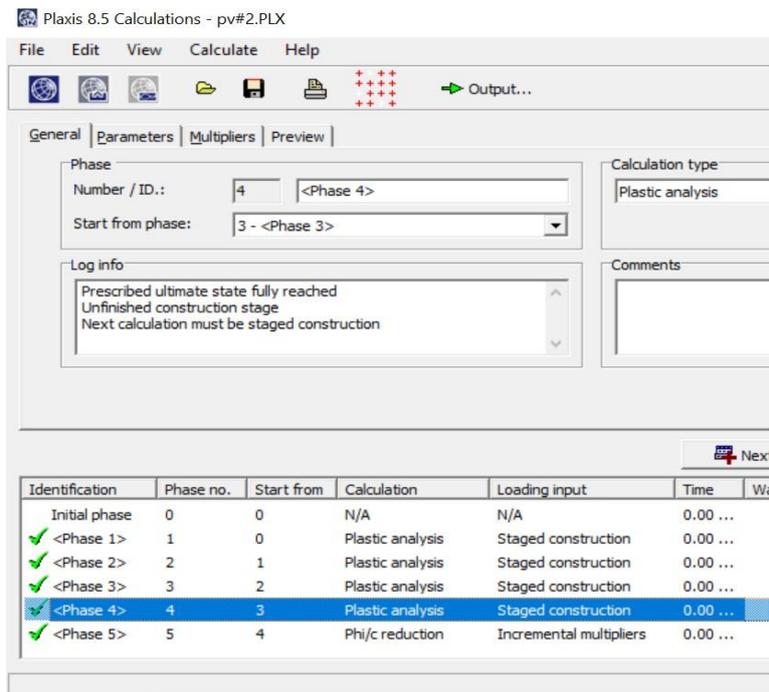


Figure 6.22- Boite de dialogue PLAXIS CALCULATIONS.

### 6.4.3 Résultats de calcul (OUTPUT)

Tableau 4.3 : résultats de calcul suivant les phases de construction.

	Phase 01	Phase 02	Phase 03	Phase 04
Déplacement vertical extrême $U_y$ [m]	11.89E-03	15.32E-03	32.59E-03	47.77E-03
Déplacement horizontal extrême $U_x$ [m]	41.59E-06	5.67E-03	9.24E-03	8.22E-03
Déplacement total extrême [m]	11.89E-03	15.32E-03	32.59E-03	47.77E-03
Contrainte totale maximale [KN/m <sup>2</sup> ]	944.15	1.07E03	1.41E03	1.52E03
Contrainte effective maximale [KN/m <sup>2</sup> ]	654.94	923.06	1.25E03	1.43E03

### 6.4.3.1 Les efforts obtenus par la modélisation numérique (OUTPUT PLAXIS)

Les figures suivantes présentent les résultats des calculs de la dernière phase de simulation (phase 04), détaillant les sollicitations (effort normal, effort tranchant et moment fléchissant) obtenues sur la section totale du soutènement.

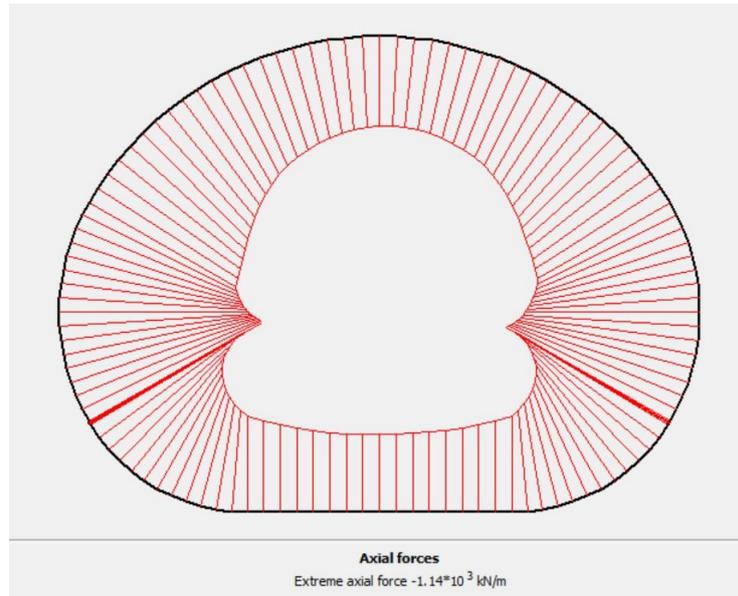


Figure 6.23- Diagramme de l'effort Normal maximal  $N_{max} = 1.14 \cdot 10^3$  KN.

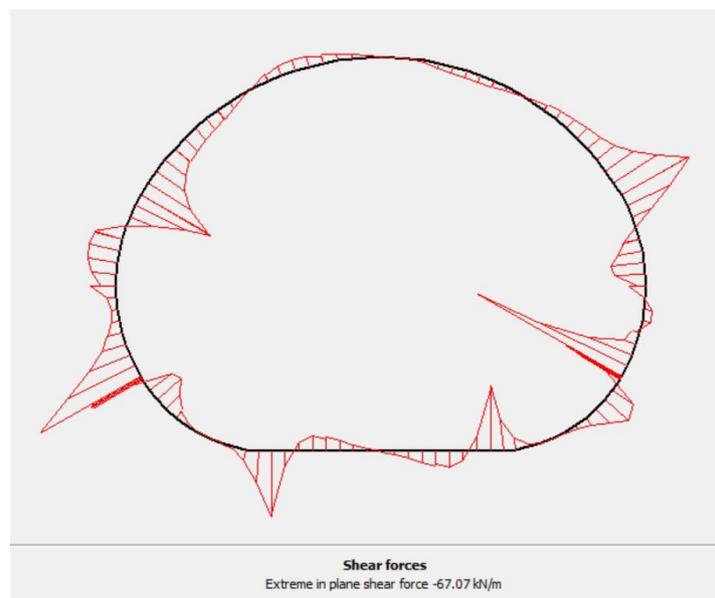
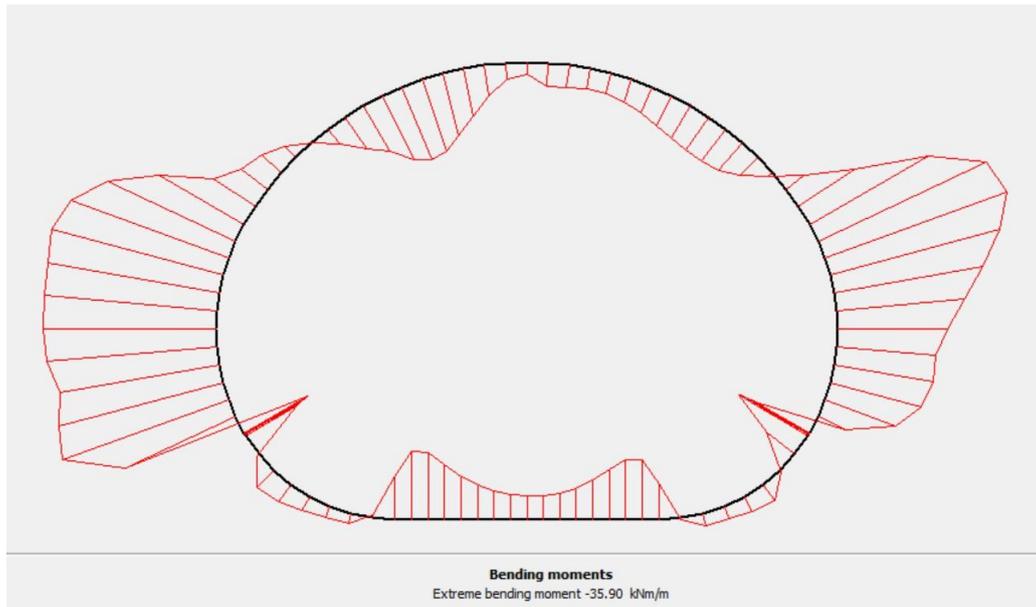


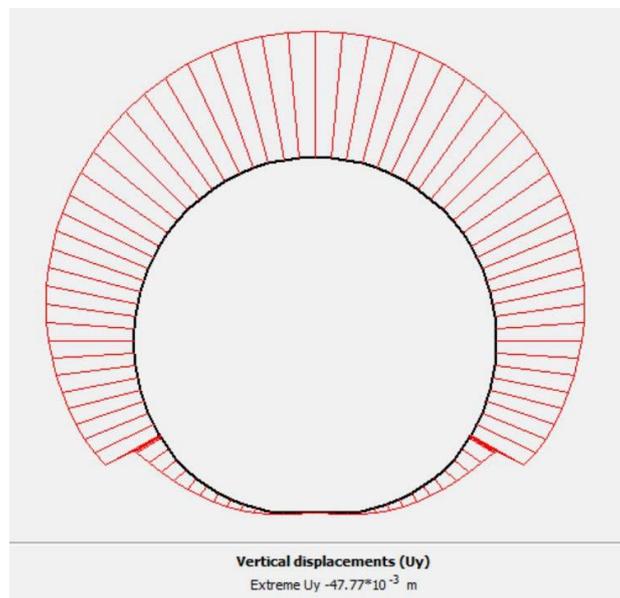
Figure 6.24- Diagramme de l'effort tranchant  $T_{max} = 67.07$  KN.



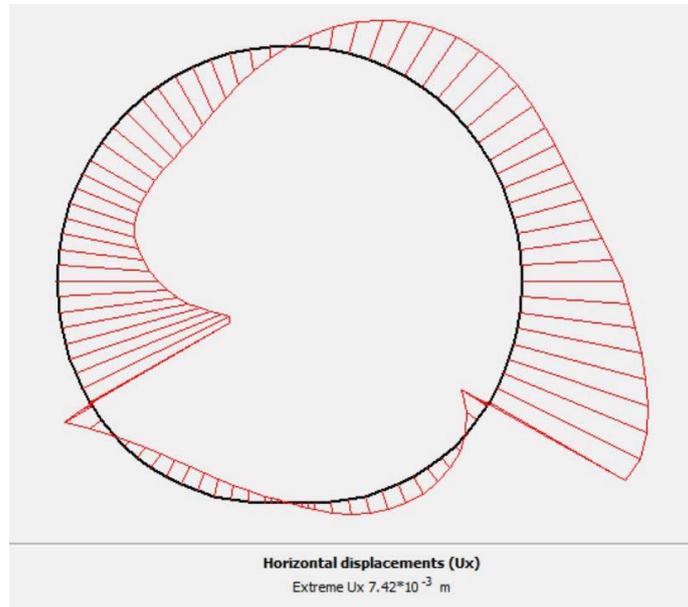
**Figure 6.25- Diagramme du moment de flexion  $M_{max} = 35.90$  kN/m.**

### 6.4.3.2 LES DEPLACEMENTS OBTENUS :

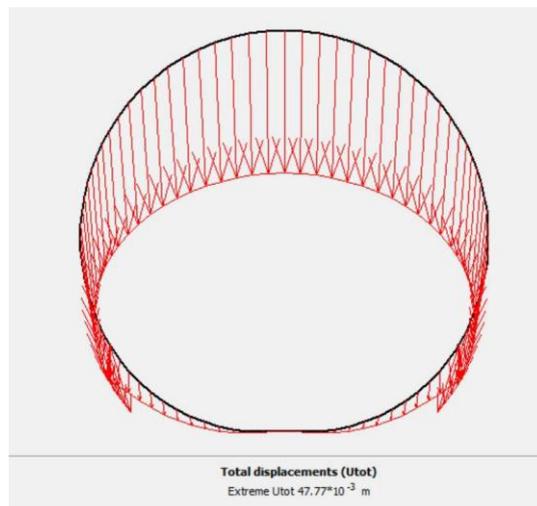
Les figures suivantes illustrent les déplacements obtenus au niveau du soutènement pour les sections de calcul analysées.



**Figure 6.26- Déplacement vertical maximal  $U_{y-y} : 47.77 \cdot 10^{-3}$  m.**



**Figure 6.27- Déplacement horizontal maximal  $U_{x-x}$  :  $7.42 \cdot 10^{-3}$  m.**



**Figure 6.28- Déplacement total maximal  $U_{tot}$  :  $47.77 \cdot 10^{-3}$  m.**

## 6.5 VERIFICATION DE SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

La vérification est effectuée à l'ELU (État Limite Ultime), en considérant une fissuration fortement préjudiciable.

### 6.5.1 Paramètres de soutènement provisoire utilisé

Le soutènement d'un tunnel repose sur deux éléments essentiels : **les cintres en acier** et **le béton projeté**. Les cintres en acier assurent un appui immédiat, reprenant les charges initiales du terrain juste après l'excavation, tandis que le béton projeté, une fois durci, devient porteur. Ce dernier joue un rôle indispensable en empêchant la relaxation du rocher périphérique et en fournissant la majeure partie de la pression de soutien nécessaire. Les caractéristiques techniques de ces deux dispositifs de soutènement sont les suivantes :

**Tableau 4.4 : Les caractéristiques du soutènement provisoire.**

Caractéristiques du Soutènement			
Caractéristiques des cintres HEB 120	Symbol	Valeur	Unité
Section de cintre HEB 120	<b>Ac</b>	<b>34</b>	<b>Cm<sup>2</sup></b>
Module d'élasticité de l'acier	<b>Ec</b>	<b>210</b>	<b>GPa</b>
Moment d'inertie de cintre HEB 120	<b>Ic</b>	<b>864</b>	<b>cm<sup>4</sup></b>
Caractéristiques du béton projeté C25/30 – XC4			
Résistance à la compression	<b>Fck</b>	<b>25</b>	<b>MPa</b>
Module de Young (béton projeté)	<b>Eb</b>	<b>20</b>	<b>GPa</b>
Epaisseur de béton	<b>E</b>	<b>0,20</b>	<b>m</b>
Poids volumique	$\gamma_c$	<b>25</b>	<b>KN/m<sup>3</sup></b>

### 6.5.2 Calcul de la rigidité Rigidités des cintres métalliques

#### a) La compression

$$E_c * A'_c = \frac{E_c * A_c}{a} = \frac{210 * 10^9 * 34 * 10^{-4}}{1} = 714 \text{ MN/m}$$

#### b) La flexion

$$E_c * I'_c = \frac{E_c * I_c}{a} = \frac{210 * 10^9 * 864 * 10^{-8}}{1} = 1.8144 \text{ MN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$$

### 6.5.3 Calcul de la rigidité du béton projeté

D'après les calculs précédents, la rigidité du béton projeté est la suivante :

#### a) La compression

$$E_b * A'b = 4 * 10^3 \text{ MN/m}$$

#### c) La flexion

$$E_b * I'b = 13.3334 \text{ MNm}^2/\text{m}$$

### 6.5.4 Repartition des efforts internes entre les cintres métalliques et le béton projeté :

#### a) Les Rapports de rigidité

- Rapport de rigidité à la compression entre le béton projeté et le cintre :

$$\beta_N = \frac{E_b * A_b}{E_c * A_c}$$

$$\beta_N = \frac{4 * 10^3}{714} = 5.60$$

- Rapport de rigidité à la flexion entre le béton projeté et le cintre :

$$\beta_M = \frac{E_b * I_b}{E_c * I_c}$$

$$\beta_M = \frac{13.3334}{1.8144} = 7.348$$

#### b) L'effort supporté par chaque élément du soutènement

##### a) Cintre métallique

-l'effort normal

$$N_c = \frac{E_c * A_c}{E_c * A_c + E_b * A_b} N_{\max} = \frac{1}{1 + \beta_N} N_{\max}$$

$$N_c = 0.151 N_{\max}$$

- Moment fléchissant

$$M_c = \frac{E_c \cdot I_c}{E_c \cdot I_c + E_b \cdot I_b} M_{\max} = \frac{1}{1 + \beta_M} M_{\max}$$

$$M_c = 0.119 M_{\max}$$

- l'effort tranchant

$$T_c = \frac{E_c \cdot A_c}{E_c \cdot A_c + E_b \cdot A_b} T_{\max} = \frac{1}{1 + \beta_N} T_{\max}$$

$$T_c = 0.151 T_{\max}$$

$M_{\max}$  et  $N_{\max}$  sont les valeurs du moment fléchissant maximum et de l'effort normal correspondant de la section équivalente de soutènement obtenue par la simulation PLAXIS.

## b) Béton projeté :

- l'effort normal

$$N_c = \frac{E_b \cdot A_b}{E_b \cdot A_b + E_c \cdot A_c} N_{\max} = \frac{\beta_N}{1 + \beta_N} N_{\max}$$

$$N_c = 0.848 N_{\max}$$

- Moment fléchissant

$$M_c = \frac{E_b \cdot I_b}{E_b \cdot I_b + E_c \cdot I_c} M_{\max} = \frac{\beta_M}{1 + \beta_M} M_{\max}$$

$$M_c = 0.800 M_{\max}$$

- l'effort tranchant

$$T_c = \frac{E_b \cdot A_b}{E_b \cdot A_b + E_c \cdot A_c} T_{\max} = \frac{\beta_N}{1 + \beta_N} T_{\max}$$

$$T_c = 0.848 T_{\max}$$

$M_{\max}$  et  $N_{\max}$  sont les valeurs du moment fléchissant maximum et de l'effort normal correspondant de la section équivalente de soutènement obtenue par la simulation PLAXIS.

### 6.5.5 Les efforts obtenus par la modélisation numérique (OUTPUT PLAXIS)

La Répartition des efforts internes corrigés sur chaque élément de soutènement est résumée dans le tableau suivant:

*Tableau 4.5 : Résultats et Répartition des efforts internes.*

	N: effort normal (KN)	M: moment fléchissant (KNm)	T: effort tranchant (KN)
Sollicitations extrême (PLAXIS) dans la phase 04	1.14*10 <sup>3</sup>	35.90	67.07
Sollicitations corrigées (Cintre)	172.14	4.27	10.13
Sollicitations corrigées (Béton)	966.72	28.72	56.87

## 6.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A (ELU)

### a) Cintre métallique HEB120

La condition suivante de la contrainte de compression doit être satisfaite :

$$\sigma_c = \gamma_s \left( \frac{N_c}{A_c'} + \frac{M_c}{W_c'} \right) < \sigma_e$$

$$W_c' = \frac{I_c}{a \times y}$$

- $A_c'$ : Section d'acier dans 1 ml.
- $W_c'$ : module de résistance  $m^2$ <sub>h</sub>

- $y = \frac{m}{2}$
- $\gamma$  : module de sécurité = 1.
- $\sigma_e$ : Résistance de l'acier
- $f_y = 235$  MPa Limite d'élasticité

$$W_c' = \frac{864 \cdot 10^{-8}}{1 \cdot 0.06} = 1.44 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\underline{\sigma}_c = 1.35 * \left( \frac{172140}{34 \cdot 10^{-4}} + \frac{4270}{1.44 \cdot 10^{-4}} \right) = 108.38 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

**CONDITION VERIFIE**

### b) Béton projeté

Pour vérifier la résistance du béton, la condition suivante de la contrainte de compression doit être satisfaite :

$$\sigma_b = \gamma_s \left( \frac{Nb}{Ab'} \pm \frac{Mb}{Wb'} \right) < f_{bu}$$

$$Wb' = \frac{wb}{a} = \frac{Ib}{a \times y}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

- 
- $f_{bu}$  : contrainte limite à la rupture du béton.
- $f_{c28}$  : résistance à la compression après 28 jours égale à 25 Mpa.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité = 1.5
- $\theta = 1$  si la durée est supérieure à 24h
- $Wb'$  : module de résistance
- $\gamma_s$  : coefficient de sécurité 1.35
- $a$  = espacement l
- $y = \frac{z}{2}$  m
- $I_b$  : moment d'inertie du béton
- $M_b$  : moment fléchissant porter sur le béton projeté
- $N_b$  : effort normal porté sur le béton projeté.

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$Wb' = \frac{6.67 \times 10^{-4}}{0.10} = 6.67 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\frac{\alpha}{b} = 1.35 \times \left( \frac{966720}{1 \times 0.20} + \frac{28720}{6.67 \times 10^{-3}} \right) = 12.34 \text{ MPa} < f_{bu}$$

**CONDITION VERIFIE**

## 6.7 VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT A (ELU)

### a) Cintre métallique

La contrainte tangentielle  $\tau$  due à l'effort tranchant T est donnée par :

$$\tau_c = \frac{Tc \times S}{I \times t_w} < \tau_{lim}$$

$$\tau_{lim} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

- I : Moment d'inertie du profilé.
- S : Moment statique du profilé
- $t_w$  : Épaisseur de l'âme du profilé.
- $f_y = 235$  MPa Limite d'élasticité.

$$\tau_{lim} = \frac{235}{\sqrt{3}} = 135.67 \text{ MPa}$$

$$\tau_c = \frac{10130 \times 25,1 \times 10^{-6}}{864 \times 10^{-8} \times 6,5 \times 10^{-3}} = 4.53 \text{ MPa} < \tau_{lim}$$

**CONDITION VERIFIE**

### b) Béton projeté

La contrainte de cisaillement doit vérifier :

$$\tau_b = \frac{Tb}{a \times d} < \tau_{lim}$$

$$\tau_{lim} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right), \gamma_b = 1.5$$

- a : entre axe des cintres
- d : hauteur utile de la section

$$\tau_{lim} = \min(2.5; 4) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{56870}{1 \times 0.20} = 0.28 \text{ MPa} < \tau_{lim}$$

**CONDITION VERIFIE**

## Conclusion

Les efforts résistants dépassent les efforts appliqués, ce qui confirme que la stabilité du soutènement provisoire est assurée.

## 6.8 VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU FRONT DE TAILLE

De nombreux chercheurs se sont intéressés à la stabilité du front de taille dans les terrains cohérents, aussi bien par des approches analytiques que numériques. La plupart de ces travaux portent sur des tunnels circulaires de rayon  $R$ , maintenus jusqu'au front de taille.

Broms et Bennermak (1967), à la suite d'essais d'extrusion, ont proposé la relation suivante :

$$N = \frac{\sigma_s - \sigma_t}{c_u}$$
$$N = \frac{479 \cdot 10^3 - 0}{153 \cdot 10^3} = 3.13$$
$$1 < N < 5$$



**Figure 6.29- diagramme de l'effort normal (valeur maximal  $\sigma_s = 479 \text{ Kpa}$ )**

- $\sigma_s = 479 \text{ kPa}$  : contrainte verticale totale incluant la surcharge,
- $\sigma_t = 0 \text{ kPa}$  : pression appliquée au front de taille (nulle dans ce cas),
- $c_u = 153 \text{ kPa}$  : cohésion non drainée du sol (d'argile limono-sableuse)

Dans notre étude, les charges calculées par **PLAXIS** ont été utilisées pour déterminer le coefficient de sécurité **N** selon la méthode de **Broms et Bennermak**. Ce coefficient a ensuite été confronté au critère de stabilité pour sols argileux proposé par **Peck (1969)**.

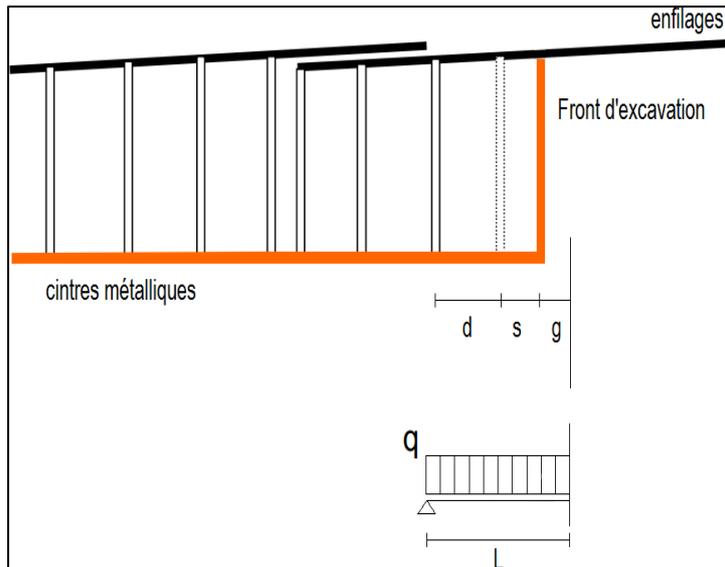
Il convient de préciser que le tunnel est creusé dans la formation **QM**, composée d'argile limono-sableuse. Les résultats obtenus, analysés selon le critère de Peck, confirment que le front de taille ne présente aucun risque d'effondrement ni d'instabilité.

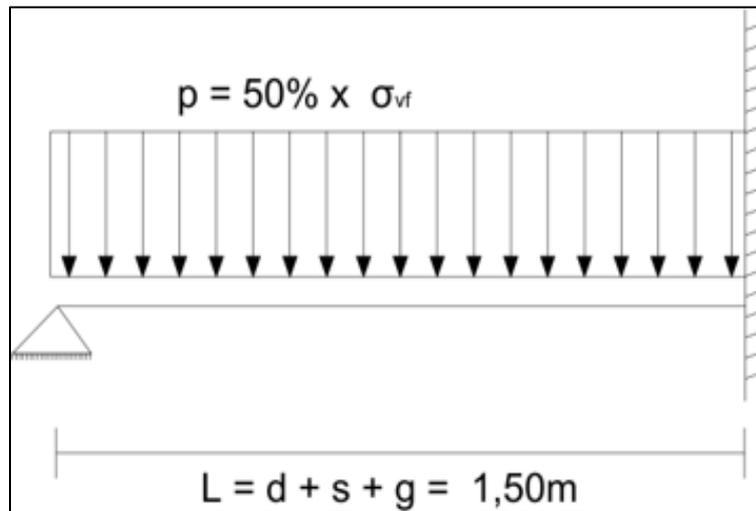
<b>N</b>	<b>Problèmes éventuels</b>
<b>1 &lt; N &lt; 5</b>	Sans problèmes
<b>5 &lt; N &lt; 6</b>	Les matériaux argileux peuvent décompresser rapidement pour l'intérieur de l'excavation
<b>6 &lt; N &lt; 7</b>	Rupture du front de taille avec des importants mouvements pour l'intérieur de l'excavation
<b>N &gt; 7</b>	Instabilité globale du tunnel avec des importants mouvements du sol

**Figure 6.30- Critère de stabilité pour les matériaux argileux (Peck, 1969).(7)**

## **6.9 VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DE LA VOÛTE PARAPLUIE**

Le dimensionnement des enfilages est réalisé en adoptant un modèle structurel dans lequel ceux-ci sont assimilés à des poutres continues, appuyées sur les cintres métalliques et encastées dans le terrain au niveau du front de taille, conformément à l'approche de Daniel Peila (1995), illustrée à la figure.





**Figure 6.31- Modèle de calcul pris en considération pour le dimensionnement de la voûte parapluie (Daniel Peila, 1995).(7)**

- (L) : longueur non supportée
- (d) : écartement entre les cintres métalliques
- (S) : excavation additionnelle
- (g) : longueur d'encastrement dans le terrain

Le modèle de **Daniel Peila** considère, de manière prudente, que la pression moyenne agissant sur la voûte parapluie correspond à **50 %** de la pression moyenne appliquée sur le soutènement provisoire :

$$\sigma_{\text{enfilage}} = 50\% * \sigma_v$$

## **6.10 EVALUATION DE LA CHARGE MOYENNE AGGISANTE SUR LA CLE DE VOÛTE**

Afin de vérifier la stabilité de la voûte parapluie, nous avons combiné deux approches :

- une approche numérique visant à estimer les charges appliquées sur la clé de voûte,
- et l'application du modèle de calcul proposé par Daniel Peila (1995) à partir de ces résultats.

La pression maximale a été déterminée à l'aide du logiciel PLAXIS, en exploitant une coupe longitudinale A–A' obtenue via l'option *Cross Section*, afin d'évaluer les charges verticales agissant sur la clé de voûte du rameau de connexion.

Nous avons retenu la première phase de calcul (*Phase 01*), correspondant aux conditions initiales, car elle reflète fidèlement le phasage exécutif réel, dans lequel l'installation de la voûte parapluie est effectuée en amont de l'excavation.



**Figure 6.32- Diagramme de la pression verticale moyenne agissant sur le soutènement provisoire sur la coupe A-A' Pmax = 263.40 KPa dans la phase-01 de calcul.**

Les enfilages en acier utilisés pour la voûte parapluie sont en **acier S355** et présentent les caractéristiques suivantes :

- $W_p=43,1 \text{ cm}^3$  : module de flexion plastique
- $A_t=10,4 \text{ cm}^2$  : aire résistante à l'effort tranchant
- $f_y=355 \text{ MPa}$  : limite d'élasticité
- $\gamma_s=1,5$  : coefficient de sécurité pour l'effort tranchant
- $\gamma_m=1,1$  : coefficient de sécurité pour le moment de flexion

**a) Calcul de la pression exercée sur chaque tube d'enfilage**

$$P_{\text{enfilage}} = 0.35 * \frac{50\% * \sigma_s}{L}$$

$$P_{\text{enfilage}} = 0.35 * \frac{0.5 * 263.40}{1.5} = 30.73 \text{ Kpa}$$

## b) Calcul des charges agissantes

**Moment de flexion :**

$$M_{\text{ap}} = \gamma_s * P_{\text{enfilage}} * \frac{L^2}{8}$$

$$M_{\text{ap}} = 1.35 * 30.73 * \frac{1.5^2}{8} = 11.67 \text{ KNm}$$

**Effort tranchant :**

$$T_{\text{ap}} = \gamma_s * P_{\text{enfilage}} * \frac{5L}{8}$$

$$T_{\text{ap}} = 1.35 * 30.73 * \frac{7.5}{8} = 38.89 \text{ KN}$$

## c) Calcul des charges résistantes

**Moment de flexion limite**

$$M_{\text{lim}} = \frac{f_y * W_p}{\gamma_m}$$

$$M_{\text{lim}} = \frac{355 * 10^6 * 43,1 * 10^{-6}}{1.1} = 13.12 \text{ KNm}$$

**Effort tranchant limite**

$$T_{\text{lim}} = \frac{f_y * A_t}{\gamma_s * \sqrt{3}}$$

$$T_{\text{lim}} = \frac{355 * 10^6 * 10.40 * 10^{-4}}{1.5 * \sqrt{3}} = 142.10 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ap}} < M_{\text{lim}} \quad \text{et} \quad T_{\text{ap}} < T_{\text{lim}}$$

## *CONDITION VERIFIE*

### **Conclusion**

L'application de ce modèle a confirmé que les tubes métalliques de la voûte parapluie présentent une capacité largement suffisante pour résister aux sollicitations agissantes.

## Conclusion générale

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons étudié un cas réel : la réalisation d'un tunnel transversal (rameau de connexion) dans le projet d'extension du Métro d'Alger El Harrach Centre – Bab Ezzouar – Aéroport International d'Alger, dont le maître d'ouvrage est COSIDER Travaux Publics. Ce projet nous a permis d'appliquer nos connaissances spécialisées à travers trois approches complémentaires :

- Approche analytique : méthode de convergence-confinement ;
- Approche numérique : méthode des éléments finis avec PLAXIS 2D v8.2 ;
- Approche empirique : classification de Bieniawski (RMR).

L'utilisation combinée de ces trois approches a permis une meilleure appréciation de la stabilité et des risques liés au creusement. L'analyse empirique selon Bieniawski a permis de qualifier le terrain et de recommander des mesures adaptées au contexte : excavation par petits pas, mise en place immédiate du soutènement, recours à une voûte parapluie, projection de béton et cintres métalliques.

Toutes les sollicitations (moment fléchissant, effort normal, effort tranchant) ont été vérifiées pour les éléments du soutènement provisoire (béton projeté et cintres métalliques).

Les résultats numériques montrent que le creusement modifie l'état initial de contraintes, avec une augmentation progressive des contraintes totales et effectives depuis la phase initiale (Phase 01) jusqu'à la fermeture du soutènement avec radier provisoire (Phase 04). C'est cette dernière phase, où les sollicitations sont maximales, qui a été retenue pour vérifier le soutènement provisoire à l'état limite ultime (ELU). Les résultats confirment que le soutènement en place est largement dimensionné pour supporter les charges du massif, garantissant ainsi la stabilité de l'ouvrage pendant et après les travaux.

Un coefficient de sécurité élevé a été adopté par précaution, compte tenu de la localisation du projet en Zone sismique III (sismicité très élevée) et de l'implantation du puits de ventilation n°2 en zone urbaine dense (Bab Ezzouar). Les déplacements verticaux ont également été surveillés de près :

l'approche analytique a donné 42 mm à la clé de voûte, tandis que PLAXIS a fourni une valeur maximale de 47.77 mm, toutes deux restant dans des limites tolérables .

En ce qui concerne la stabilité du front de taille, les charges calculées par PLAXIS ont été utilisées pour optimiser le calcul du coefficient de sécurité  $N = 3,13$  selon Broms et Bennermark, puis comparées au critère de stabilité pour sols argileux de Peck (1969). Le tunnel, creusé dans une couche QM d'argile limono-sableuse, satisfait pleinement ce critère, excluant tout risque d'effondrement au front.

Pour la voûte parapluie, la modélisation dans PLAXIS étant limitée, une vérification alternative a été réalisée : la charge verticale extrême obtenue numériquement a été appliquée au modèle de calcul proposé par Daniel Peila (1995). Les résultats confirment que les tubes métalliques utilisés présentent une capacité largement suffisante pour résister aux sollicitations.

Enfin, compte tenu de la nature du projet et de son environnement, il est fortement recommandé de mettre en place une surveillance instrumentée continue (mesure des tassements, inclinaisons, pressions interstitielles) afin de suivre en temps réel le comportement du tunnel, assurer la sécurité du personnel et de l'ouvrage, et intervenir rapidement en cas d'évolution défavorable .

## Bibliographie

1. **Boutchicha, Ibtissem and Hamida, Abdelhak.** *Etude de la stabilité de rameau de connexion et puits de ventilation de métro d'Alger El Harrach –Aéroport.* Génie Civil, UNIVERSITE DE BLIDA1. 2020.
2. **Arkab, Yazid and Toudji, Amine.** *Contribution à l'étude et conception d'un tronçon du tunnel de métro d'Alger passent sous oued El Harrach.* Génie Civil, UNIVERSITE SAAD DAHLAB DE BLIDA1 . 2012.
3. **Diffalah, Noui and Rahal, Houria.** *Modélisation numérique par la méthode des éléments finis d'un tronçon du tunnel (cas métro d'Alger-la ligne Ain Naadja -Beraki).* Exploitation Minière, Université Abderrahmane Mira . Bejaia : s.n., 2016.
4. **Mahlal, Abdelkrim and Meknachi, Mokhtar.** *Dimensionnement du soutènement provisoire d'un tunnel (cas Métro d'Alger - Place des Martyrs).* Ecole Nationale Supérieure des Mines et Métallurgie ENSMM. Annaba : s.n., 2015.
5. **direct industry.** [Online] <https://www.directindustry.fr/prod/sandvik-mining-and-rock-technology/product-40142-1950062.html>.
6. **Boukheche, Marwa and Izri, Zakaria.** *Etude de la stabilité de rameau de connexion du PV#01 (Cas du projet d'Extension du Métro d'Alger El -Harrach Centre –Aéroport International).* Génie minier, École Nationale Polytechnique . Alger : s.n., 2020.
7. **Dhiaddine, Benhamed.** *Etude de la stabilité et conception du rameau de connexion par la contribution des approches analytique et numérique (Cas du projet d'Extension du Métro d'Alger El -Harrach Centre – Bâb Ezzouar – Aéroport International).* Génie minier, École Nationale Polytechnique . Alger : s.n., 2019.
8. **Herrenknecht.** [Online] <https://www.herrenknecht.com/en/products/productdetail/multi-mode-tbm/>.
9. **Gana, Houssam and Mansour, Farid, Aghilasse.** *Creusement et soutènement provisoire d'un tunnel métropolitain (cas du métro d'Alger –tronçon Aïn Naadja).* Génie minier, École Nationale Polytechnique . Alger : s.n., 2014.
10. **Bendjemil, Sihem.** *Étude du rabattement d'une nappe phréatique sur le*

*comportement d'un tunnel circulaire. Genie minier, Université Badji Mokhtar – Annaba. Annaba : s.n., 2021. Mémoire de Master, spécialité Géotechnique.*

11. Sellouk, Mohamed. *Le boulonnage du toit des galeries minières : conception et mise en place. Génie minier, École Nationale Polytechnique. Alger : s.n., 2006.*

12. Kundenga, Jules. *Mécanique de roche et construction souterraine. ésumé du cours de Prof. Matamba. 2019. Cours photocopié, non publié.*

13. Les bétons projetés . *Infociments. [Online] 2025. [Cited: 07 15, 2025.]*  
[https://www.infociments.fr/betons/les-betons-projetes-definition-techniques-de-projection- formulation-utilisations-avantages-et-inconvenients.](https://www.infociments.fr/betons/les-betons-projetes-definition-techniques-de-projection- formulation-utilisations-avantages-et-inconvenients)

14. Benmouhoub, Sidahmed, Lakhdar and Talbi, Mohamed. *Analyse de la méthode de creusement, soutènement et évaluation des tassements pour la conception (dimensionnement d'un tronçon du tunnel de la ligne du métro Ain Naâdja – Baraki. Université Saad Dahlab – Blida 1, Département de Génie Civil. Blida : s.n., 2019.*

15. GUILLOCHEAU, J.F. et RIGOBERT, A. Sur la prise en compte du soutènement dans les calculs de dimensionnement des tunnels. *Revue Française de Géotechnique. 1996.*

16. Tunnels, Centre d'Études des. *Dossier pilote des tunnels. Génie civil – section 3 : conception et dimensionnement. Bron Cedex : Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement, Direction des Routes, 1998.*

17. cosider. *Les études préliminaires, Avant Projet Sommaire et Avant Projet Détaillé des extensions du métro d'Alger (Lot 1) (El Harrach Centre - Bab Ezzouar- Aéroport International d'Alger ). Alger : s.n., 2014.*

18. Hentouri, Amira, Achouak and Serier, Abdellah, Walid. *Etude de puits de ventilation PV2 de L'extension du métro d'Alger El -Harrach –Aéroport International d'Alger. Génie Civil , UNIVERSITE DE BLIDA1 . Alger : s.n., 2020.*

19. Cosider. *HYPOTHÈSES GÉOTECHNIQUES PV#2. Alger : s.n., 2015.*

20. rocTest. [Online] (<https://roctest.com/en/>).

21. Boutobza, Khaled. *Conception et étude du rameau de l'ouvrage de ventilation PV01 (Métro*

- d'alger*). Travaux Publics , Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics . 2022.
22. Khaled, Boutobza. *Conception et étude du rameau de l'ouvrage de ventilation PVI-métro d'alger*. Matériaux & Structures, Mémoire pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat. 2022.
23. Béjaïa, Université Abderrahmane Mira de. *Chapitre VI : Classifications géomécaniques des massifs rocheux*. Génie Civil, Faculté de Technologie. Béjaïa : s.n., 2023.
24. Kharfallah, Abdessamed and Kherrat, Abdallah. *Classification géomécanique des massifs rocheux et application au cas du tunnel d'Ait Yahia Moussa*. s.l. : Université Abderrahmane Mira de Béjaïa, Faculté de Technologie, 2020.
25. Cosider. *ÉTUDE D'EXÉCUTION – PV#2 Note de Calcul du soutènement du puits circulaire*. Alger : s.n., 2016.
26. Bowls, Joseph E. *Foundation analysis and design*. s.l. : McGraw-Hill, 1996.
27. Dicko, H. A. *Introduction à la conception et au calcul des fondations*. École Nationale d'Ingénieurs A.B. Touré. Bamako, Mali : s.n., 2010.
28. Brinkgreve, R.B.J, Kumarswamy, S and Swolfs, W.M. *PLAXIS 2D Reference Manual*. 2020.
29. Frank, R, et al. *Recommandations pour la conception géotechnique*. 2004.
30. Sabatier, J. *Mécanique des sols appliquée aux ouvrages de génie civil – Tome 1*. Paris : s.n., 1988.
31. *Les Pressions Terrestres en Repos. Théorie et Expériences*. Jaky, J. 1944.
32. Hoek, E. *Ingénierie pratique des roches*. 1995.
33. Cosider. *ÉTUDE D'EXÉCUTION–PV#2 SOUTÈNEMENT PROVISOIRE DURAMEAU DE CONNEXION*  
(Note de Calcul). Alger : s.n., 2017.
34. Nadège, REBOUL, Bruno, JURKIEWIEZ and Ibrahim, ALACHEK. *Modélisation numérique de*

**l'interface collée pultrudé – béton. 2016.**

**35 .EL ARAICHI, Yousra et SEGHIOUAR, Amina. *Dimensionnement du soutènement provisoire et analyse du cycle de creusement de la galerie de dérivation provisoire du barrage Kharroub*. Mémoire d'ingénieur d'État. Rabat : École Nationale Supérieure des Mines de Rabat, Département Sciences de la Terre, option Hydro-géotechnique, année universitaire 2014-2015.**



<b>Projet:</b>	Extension du Metro d'Alger	<b>Profondeur totale</b>	46
	EL HARRACH - AEROPORT International	<b>Niveau d'eau</b>	Non trouvé
<b>Client :</b>	Houari Boumediene (LOT 1)	<b>Fluide de forage</b>	Eau claire
	DÖHWA	<b>Type de machine</b>	Sondeuse hydraulique
<b>Lieu</b>	ALGER	<b>Type de forage</b>	Carottage en rotatif
		<b>Coordonnées</b>	

<b>Etat des échantillons</b>	<input checked="" type="checkbox"/> Intact	<input checked="" type="checkbox"/> Remanié	<input type="checkbox"/> Paraffiné	<input type="checkbox"/> Roche
------------------------------	--------------------------------------------	---------------------------------------------	------------------------------------	--------------------------------

Profondeur (m)	Niveau	Récupération (%)	RQD (%)	Ø Tubage (m)	Ø Forage (mm)	SPT	Echantillons	Symboles	Description	Caissez à carottes
21,0		45 %			101 mm				Argile limoneuse, rougeâtre, légèrement sableuse, contenant parfois des graviers.	3
22,0			26	4						
23,0										
24,0			10							
25,0										
26,0			18							
27,0										
28,0			20							
29,0										
30,0			15			5				
31,0					31,0				Argile graveleuse à sableuse, beige.	6
32,0				32,0						
33,0								Sable moyen à grossier, beige, contenant parfois des galets et des graviers.	7	
34,0						7				
35,0						14				
36,0								Limon sableux à argileux, rougeâtre.		
37,0						12				
38,0						6				
39,0										
40,0										

<b>Observations</b>





CAISSE N° 1/7



CAISSE N° 2/7



CAISSE N° 3/7



CAISSE N° 4/7



CAISSE N° 5/7



CAISSE N° 6/7



CAISSE 1,1°1/7

# ANNEX B-B



ExlerEi:11 du MELtra d'AlIJIr (lol 1.1  
 El Harrad )mire- Bâli Ezzooar-ABIIIJKIrlInI>3maliooal d'Alger  
 HIVPOffl.HIlf:SGEOTECHNIQ'U Ef:S  
 Pum cte VentilatorII 2

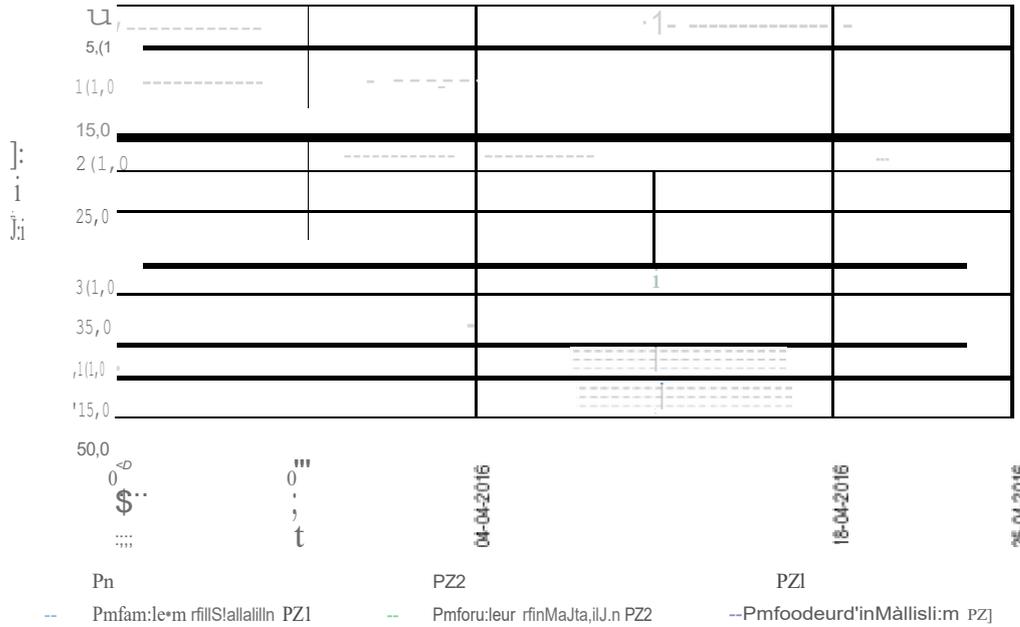


Date: 21-12-2015

Document N°: L1B1-GCG-COSM28-3162-A10-40-001-2

P"IIII: I9 ,w J74

## rofoodeur pié-z001iltriqlæ SC16



## Prafond!!III piézométriqueSC11

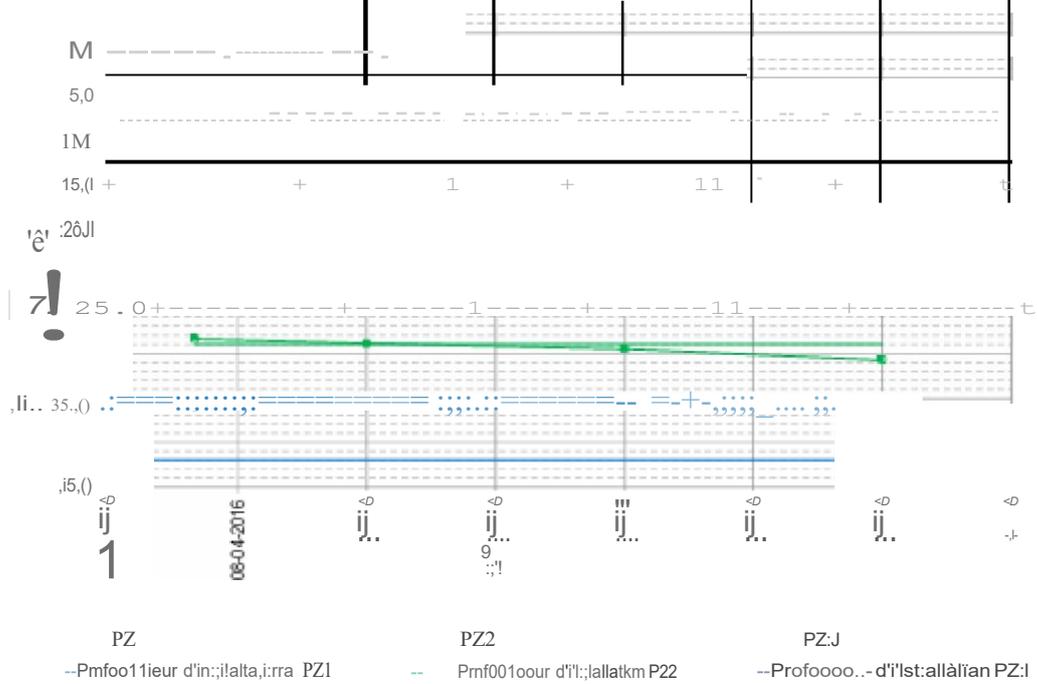


Figure 1 - Litclure:sdes pié-z00Jillre1d1,carde 'Iilmnte SG1li ,[PV2] SC11IIP\JI

**5• CONDITIONS GÉOLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES**

s@bi l'infoonatico di jusqu'à ce jo1.1r, la zonfl cf'irnplanfalion du Puit dfl **Vffililab** 2 11St coos 1uifis pa, des terrains  
1flmain:1s ei du pliocène rfü:mt

L@s ma.érial.IK goologiq111Bs du Tmliairi!",pl1.1s profonds,sool oons1ilués pa1 dm; salx.s avi:ic passagas grnsifias, :su- lflsqd@,asété  
dép:.,slifl une ool.lci1!t OO grils luma à 111 base flt di: III im hal.11:. Sur l'enS8flblfl anliirisur. nous a.rons ifentifté !!Is  
mrflau:<plio-plfismœt11qœs cxnstilu0s par di:iu:< couchas... une argilausB fit llllll am arg!o4noni:use, infm::alées par un ni"teau  
conglomératiqul3'\_Au-dess11s... la :séquence du plo•pléisocène !!st oonstiluæe par un!t ixCh13' grns0usB' ds pstil& apaisill!ur\_ Le (r  
11:lmairn récen! !Inglobe un n'o'ia:1.11 p@ll gravel@ux et pe11 sablm.1xsmnontépar 18,s rfflblais argilsux el gra"te iel.IX..

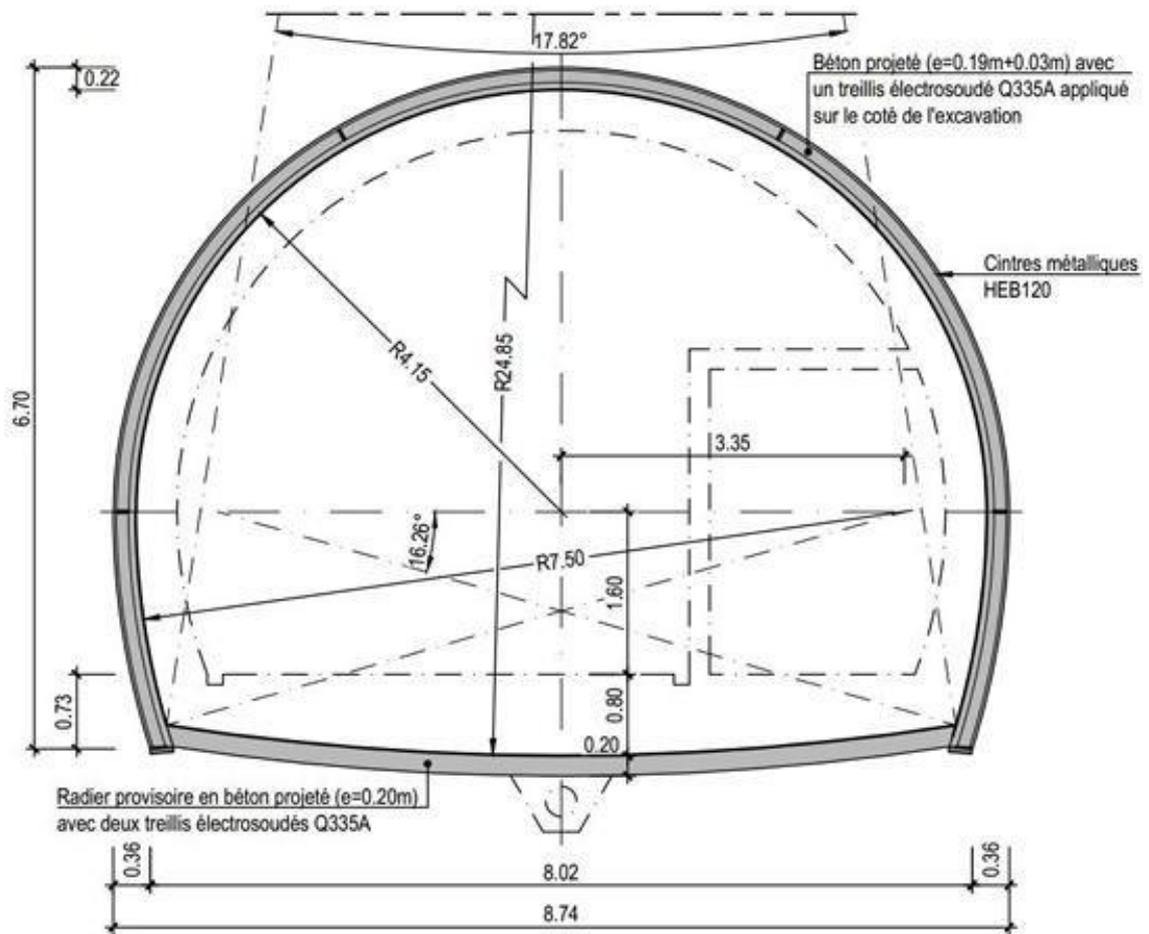
L@s **oomées** disponitlllls onl permis d'établir **m zange** !!N profondeur des sols selon œs caraciéris1iques géotechniquess a de  
démrmil8r les paramms goomi:icaniq111Bs caraci:iiristiqum; die chaque horizon. U dispositif giilologi ,\_g6ot!!c:hniql.!!l es!  
constituè, dll hal.11: 1111 bas, par des argie:s p.i gr31.(8fous:s et psu satill!!USllS, jusq11'a1JX 11,Cl-15,5m ds prondt!:ur, pa1 d11 grès  
friabl13'. j1.11squ'aux1-4,0-16,5 m dB profoode1.11r,par IDI COLIF.DI! argilsuselimono-sablll11se. jusq'aw: 2.0\*25,Dm ot par urr ni"lltau  
conglomératiqul3'd'apaissaur trè:s 11ariab18, jusq11'a1.12K3,0-34,D m de profondsur. En d'tllssoos, on fro1.11'18' un ni"tea1.11 d'argill  
sableus,e, snü,e 18,s 3 ,0 m flt 18,s 35,0m dfl profood@o", i:iniiron. C-8 nfl!Bau n'a pas !ilé dé18cm dans !t! sondajit SC14. Sous œs  
mrflau:<, on1roul'<fl! subs.1ratom griés.8usfl, jusq1.1'a1JX 6.0 m OO profondaure. fflNiron. sous la nous avons ilenlifièun ni"te11.11  
profond dB sablt! raide ai"13C concrélions gmswses. Ce zonage esl ms11mii dans ls iablflau 11.

La déci de oonsidé1111 pour c:haql.11! horizon si, pondan lBs !!ssais SPT !lt PMT, il y a eu dis ation de la presson d'eau  
ilters1ilie11! (tol1110rkmwrrt drainé) ou non (comport!!rrnnt non4an), a éw pris 1111 sn basant sur l'observation visœlls de la  
q.uan1ifé de iris dans la mmce ckl sol, s1.11r les donnms dct la vam.1ion d1.1 IWV'llau d'sau au ro.Jrs OO la parforation. 18,squ'llles  
1qflUteni un!t idèlli diJ la porrnf:.abilitédgs rm.liiriau:< creusifs at, finalamrt. s1.1r la base dtls essais di:i lab:fatoin\_

**Tabl&au 11- RéSUnil!diIS profomlieurs dH h ll'kon,s,g,lol.ach:nfl:UH ,e ls'lanth**

LIX:BIIBBIIIII IPKI	Proland!Ur llllelnle par w101111lgiH-lm)	ilarlmn 11otol!dnlqU11	Sy.mllole,\$u lllll,e deM lei llH1ln11	nu-dre!!llée 11U ni>n,drel!Me	Profondlu1111111G)fflMB (mj.
1t26(1)	M-52,0	RemblaB	R	tb-dl'ai"ée	0,0-8,0
		Arg e i.,!11S euæ et:eu gra'lelBU!!!!		tb-t1rah1.e	S,2-15,t
		efüe			10,5-1il,6
		kg llmoni:,-,atiet19e	Q I	tb-drlli"ée	11,5:-25,5
		Cœglowét'Ht	Qlj-C		21,0-s.t,3

## ANNEX C-C



**Figure 1 – Schéma transversal type**

## 5- MAT1,RIIAUiX

Les ma1ilmw: u1Eés JnI la coos1ru::tm de rOO'lf398 oont. givant le cas :

### 5.1 BÉ.lo:N

- I8.étoo té

Classe	C15,(3'1)- XC4
Pads \œffl(p!	'!/'o" 25 u,,i,ma
Rnsme à1a a:mp!SSm	ti,..= 25N.mfil
Rnsme à1a a:mp!SSm {7 pl'S)	b,..= 18N.mfil
Rnslai>t@ à la Iraoia"l	h,,,,2,6N.mfil
Résslai>t@à lalraom {7plS)	br,,,, 2,0N.mfil
McxUe d Emttitè	Err,,,, 10 000 N.mfil <b>tbèbl lIfCt@,1é à jatn8 ;age)</b>
	Err,,,, 31 000 N.mfil <b>tbèbl 1é cbaJ</b>

- I8.étoo armé, Irfi général : CJ4I/37- XCJ {hYJlIf9!II01Ile 138 œS ra,:&t)

Classe	CJ4I/37- XCJ
Pads \œffl(p!	\,,= 25 u,,i,ma
Réslairce à la a:mp!SSm	b:= 30N!'mm <sup>2</sup>
Réslai>t@ à la Iraom	bri = 2,9 N!'mm <sup>2</sup>
<b>McxUed Em ,,-té</b>	E.m = 33000 N!'mm <sup>2</sup>

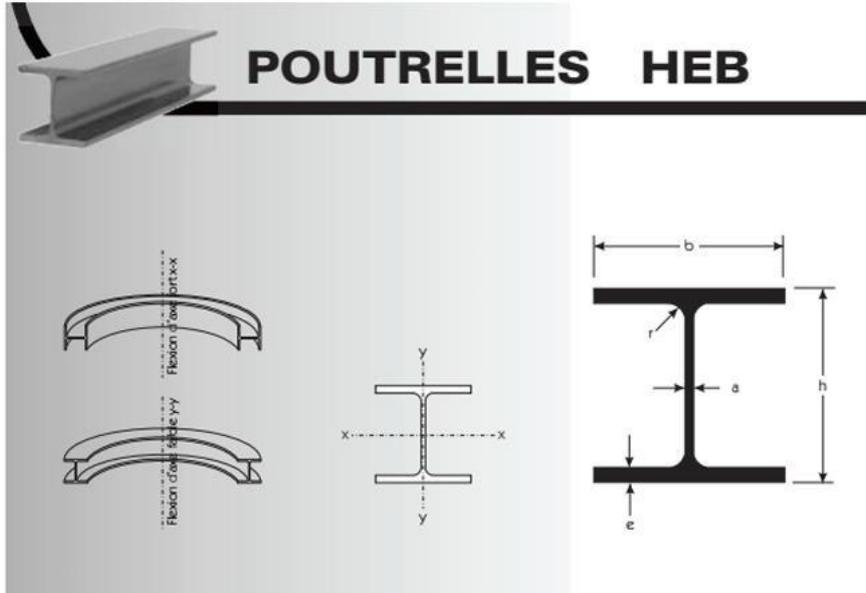
- I8.étoo **de, .**

Classe	C211I25 -XO
--------	-------------

### 5.2 AOJEIRS

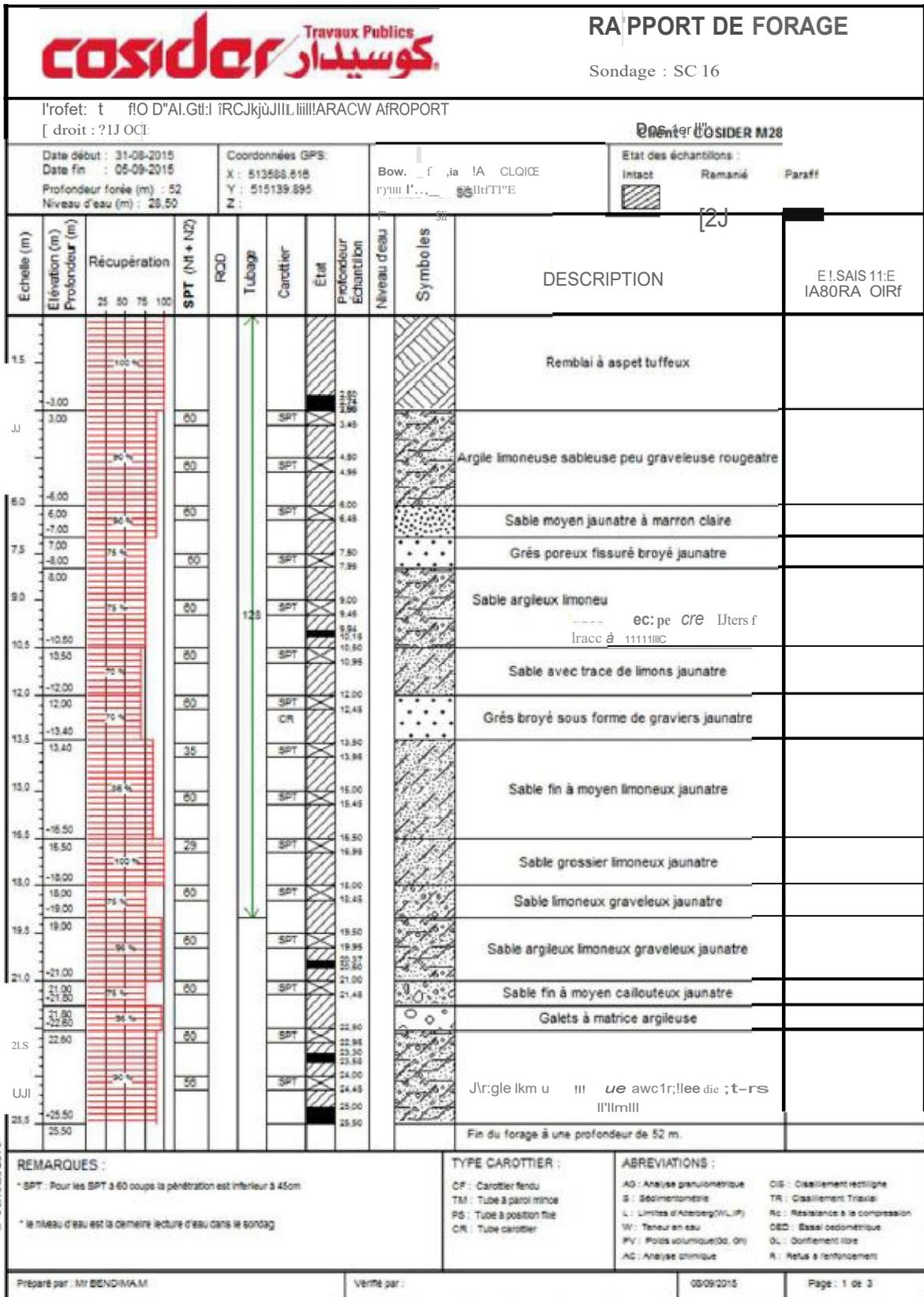
- Anna111'8S **pas** R 1992-2010) oo t
  - ÜIII- cfébs1idtè: 1,1,..= 5IIIIN.mfil
  - **Module d'élasticité** : E,,,,= 200 000 N.mfil
- Acief dl8 œoslrooia"l: S235 J2 10!I25-2).Pro-fis, baft!JS 8:t te..
  - ÜIII- cfébs1idtè: 1,1,..= 235N.mm2
  - **Module d'élasticité** : E,,,,= 2111 000 N.mfil

## MATERIAUX UTILISES



HEB		EURO-NORM 53 -62 DIN 1025													
HEB	Poids (Kg/m)	Dimensions (mm)						V (m <sup>2</sup> /m)	F (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x-x</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>x-x</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>x-x</sub> (cm)	I <sub>y-y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>y-y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y-y</sub> (cm)
		h	b	a	e	r									
100*	20,8	100	100	6,0	10,0	12	0,567	26,0	450	90	4,16	167	33	2,53	
120*	27,3	120	120	6,5	11,0	12	0,686	34,0	864	144	5,04	318	53	3,06	
140*	34,4	140	140	7,0	12,0	12	0,805	43,0	1509	216	5,93	550	79	3,58	
160*	43,5	160	160	8,0	13,0	15	0,918	54,3	2492	311	6,78	889	111	4,05	
180*	52,2	180	180	8,5	14,0	15	1,040	65,3	3831	426	7,66	1363	151	4,57	
200*	62,5	200	200	9,0	15,0	18	1,150	78,1	5696	570	8,54	2003	200	5,07	
220	72,9	220	220	9,5	16,0	18	1,270	91,0	8091	736	9,43	2843	258	5,59	
240	84,8	240	240	10,0	17,0	21	1,380	106,0	11259	938	10,30	3923	327	6,08	
260	94,8	260	260	10,0	17,5	24	1,500	118,0	14919	1150	11,20	5135	395	6,58	
280	105,0	280	280	10,5	18,0	24	1,620	131,0	19270	1380	12,10	6595	471	7,09	
300	119,3	300	300	11,0	19,0	27	1,730	149,0	25166	1680	13,00	8563	571	7,58	
320	129,5	320	300	11,5	20,5	27	1,770	161,0	30823	1930	13,80	9239	616	7,57	
340	136,6	340	300	12,0	21,5	27	1,810	171,0	36656	2160	14,60	9690	646	7,53	
360	144,8	360	300	12,5	22,5	27	1,850	181,0	43193	2400	15,50	10141	676	7,49	
400	158,0	400	300	13,5	24,0	27	1,930	198,0	57680	2880	17,10	10819	721	7,40	
450	174,3	450	300	14,0	26,0	27	2,030	218,0	79887	3550	19,10	11721	781	7,33	
500	190,6	500	300	14,5	28,0	27	2,120	239,0	107176	4290	21,20	12624	842	7,27	
550	202,8	550	300	15,0	29,0	27	2,220	254,0	136691	4970	23,20	13077	872	7,17	
600	216,1	600	300	15,5	30,0	27	2,320	270,0	171041	5700	25,20	13530	902	7,08	
650	229,3	650	300	16,0	31,0	27	2,420	286,0	210616	6480	27,10	13984	932	6,99	
700	245,6	700	300	17,0	32,0	27	2,520	306,0	256888	7340	29,00	14441	963	6,87	
800	267,0	800	300	17,5	33,0	30	2,710	334,0	359083	8980	32,80	14904	994	6,68	
900	296,6	900	300	18,5	35,0	30	2,910	371,0	494065	10980	36,50	15816	1050	6,53	
1000	320,0	1000	300	19,0	36,0	30	3,110	400,0	644748	12890	40,10	16276	1090	6,38	

# ANNEXE D-D



IMPROD'AIOOR TAQN'COMEL IARRACHIAEROPORT  
 Niveau d'eau : PV 02

Dm1c11111  
 Climi: COSIDER J,128

Date début : 31-08-2015 Date fin : 05-09-2015 Profondeur forée (m) : 52 Niveau d'eau (m) : 28.50	Coordonnées GPS: X : 515588.616 Y : 515139.895 Z :	Boue de forage : EAU CLAIRE Type forage : CAROTTE Foreuse : SM 80	Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input checked="" type="checkbox"/>
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------

Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	E. Y. IS. DE U.BORATOIIE
27.0	-27.00	27.00	90%	60			SPT		25.95			Argile limoneuse sableuse creuse brunâtre à grisâtre	
28.5	-28.50	28.50	90%	60			SPT		27.00			Argile ni. me. e. 111 œ oelt'Ons trace d 11aill!O gm,rts .bru attt	
30.0	-30.00	30.00	90%	60			SPT		28.50			Sable limoneux argileux de couleur marron claire	
31.5	-31.50	31.50	90%	60			SPT		30.00			Sable moyen à grossier jaunâtre avec présence de grès broyé sous forme de graviers jaunâtre	
33.0	-33.00	33.00	90%	60			SPT		30.48			S,tt11, u 8NIII>ID: ...,D'''''' mu 3 1re ÉI III!JTM i,jvcj	
34.5	-34.50	34.50	90%	60			SPT		31.80			Gù!!!i w N! hr,oy &ot1t fiwJh,d. -&..... en ;rglm;amm n	
36.0	-36.00	36.00	90%	60			SPT		31.95			Sabl anveleil!X e;1110111et.Mv. ee!!"hencœ llssrm: -,o.U5 ftlm!: it !JIII! fl	
37.5	-37.50	37.50	90%	60			SPT		33.00			Smb IJ10Cl.cux III>CII il gt'U:li:"f LIi m c prnnee! Cie res ous orme èe hoe rlls	
39.0	-39.00	39.00	90%	60			SPT		33.48			fillbl! peu lmoJleux J.!cn31J  trunatre	
40.5	-40.50	40.50	90%	60			SPT		34.50			Sable fin avec trace de limons jaunâtre	
42.0	-42.00	42.00	90%	60			SPT		34.95			Sable Jlluntue 11,rec • S II oe fragementi dêr-as dé eoulaut riUb!!	
43.5	-43.50	43.50	90%	60			SPT		36.00				
45.0	-45.00	45.00	90%	60			SPT		37.00				
46.5	-46.50	46.50	90%	60			SPT		37.95				
48.0	-48.00	48.00	90%	60			SPT		39.00				
49.5	-49.50	49.50	90%	60			SPT		39.48				
51.0	-51.00	51.00	90%	60			SPT		40.95				
Fin du forage à une profondeur de 52 m.													

REMARQUES : * SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inférieure à 45cm tll:ll dernière lecture d'eau dans	TYPE CAROTTIER : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier	ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédimentologie L : Limites d'Atterberg (NL, LP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (G, G) AC : Analyse chimique CIB : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial RC : Résistance à la compression CED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre RL : Refus à renforcement
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

cosider <small>Travaux Publics</small> <b>كوسيدار</b>		RAPPORT DE FORAGE														
Projet : METRO D'ALGER TRONCON EL HARRACHE AEROPORT		Sondage : SC 16														
Endroit : PV 02		Dossier N° : Client : COSIDER M28														
Date début : 31-08-2015 Date fin : 05-09-2015 Profondeur forée (m) : 52 Niveau d'eau (m) : 28,50	Coordonnées GPS: X : 513588.010 Y : 515139.895 Z :	Boue de forage : EAU CLAIRE Type forage : CAROTTE Foreuse : SM 8G	Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input checked="" type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>													
Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RCD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE			
	52.00	52.00	25 50 75 100	40					61.48			Sable moyen jaunâtre avec présence de fragments de grès de couleur grisâtre				
				60					62.00			Fin du forage à une profondeur de 52 m.				
									62.48							
REMARQUES :											TYPE CAROTTIER :		ABREVIATIONS :			
* SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inférieure à 45cm											CF : Carottier fendu		AG : Analyse granulométrique		CIS : Cisaillement rectiligne	
* le niveau d'eau est la dernière lecture d'eau dans le sondage											TM : Tube à paroi mince		S : Sésimomètre		TR : Cisaillement Triaxial	
											PS : Tube à position fixe		L : Limites d'Atterberg (WL, PL)		Rc : Résistance à la compression	
											CR : Tube carottier		W : Teneur en eau		GSD : Sésis géométrique	
													PV : Poids volumétrique, dens		GL : Gonflement libre	
													AC : Analyse chimique		R : Refus à renforcement	
Préparé par : MR BENDIMAN						Vérifié par :						08/09/2015		Page : 3 de 3		

