



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

جامعة سعد دحلب البليدة - 1 -

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA -1-

كلية الهندسة - الهندسة المدنية

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER 2

EN GENIE CIVIL

OPTION : GEOTECHNIQUE

Etude de l'extension C1 Ain Naadja-Baraki Du métro d'Alger et utilisation des SIG pour l'identification des risques

Présenté par :

M^{lle} ABBACI YASMINA

Mr BENBOUDJEMAA LOUNIS

Encadré par :

Promotrice: M^{me} CHERGUI BENARIEB

Co-Promotrice: M^{me}SEBAI BELKACEMI

PROMOTION: 2018/2019

لهدف من عملنا هو دراسة
الجغرافية لتحديد
عين على طول هذا . تم إنشاء القسم الليثولوجي الذي يمتد لأكثر من 1200
الإحصاء الجيولوجي ، والذي يوفر
الدراسات الدقيقة

هذا القسم ليثولوجي بقياس
وفقا لطبيعة وخصائص التضاريس التي تم
عبورها. تم التحقق من استقرار الخط الأمامي من خلال نهج عامل الحمل.
و تم أيضا تقييم الحد الأقصى للتسوية التي تحدث على السطح بواسطة نهج *Peck*.
يسمح استخدام نظم المعلومات الجغرافية بتحديد الموقع المكاني للدراسات الاستقصائية وتحديد المخاطر التي تتعرض لها
سة. لهذا تم إعداد خرائط المخاطر للتسوية
البيانات المسجلة في قاعدة البيانات.

الكلمات المفتاحية : النفق ، المترو ، الدعم ، الجيولوجيا ، تصفح ، نظم المعلومات الجغرافية ، *QGIS* ، *SURFER*

Résumé

L'objectif de notre travail est l'étude du tunnel de l'extension C 1Ain Naadja – Baraki du métro d'Alger et l'utilisation des systèmes d'information géographique (SIG) pour l'identification des risques le long de ce tunnel. La coupe lithologique du sous sol du tunnel qui s'étend sur 1200 m a été établie en utilisant la géostatistique qui permet d'avoir une information continue à partir de sondages ponctuels. Le logiciel surfer a été utilisé à cet effet. Cette coupe lithologique a permis de dimensionner le soutènement provisoire des parois du tunnel en fonction de la nature et des caractéristiques du terrain traversé. La stabilité du front de taille a été vérifiée par l'approche du facteur de charge. Le radier a été vérifié au risque de soulèvement, et le tassement maximal se produisant en surface a été évalué par l'approche de Peck.

L'utilisation des SIG a permis la localisation spatiale des sondages et l'identification des risques aux quels est exposée la zone d'étude. A cet effet des cartes de risques de tassement et de soulèvement du radier ont été réalisées à partir du logiciel SIG QGIS en exploitant les données enregistrées dans la base de données.

Mots clés : Tunnel, Métro, soutènement, géostatistique, surfer, SIG, QGIS, cartes de risques

Abstract

The objective of our work is to study the C 1 Ain Naadja - Baraki tunnel extension of the Algiers metro and the use of geographical information systems (GIS) for risk identification along this tunnel. The lithological section of the tunnel's 1200 m basement was established using geostatistics, which allows continuous information to be obtained from spot surveys. The Surfer software was used for this purpose. This lithological section enabled us to design the temporary support of the excavated tunnel according to the nature and characteristics of the soils crossed. The face stability was verified by the approach of load factor. The basement was checked for uplift risk, and the maximum settlement at the surface was assessed by the Peck approach. The use of GIS has allowed the spatial location of the surveys and the identification of the risks to which the study area is exposed. For this purpose, risk maps of settlement and invert lifting were produced from the QGIS GIS software using the data recorded in the database. **Keywords:** Tunnel, Metro, support, geostatistics, surfing, GIS, QGIS, risk maps.

Remerciements

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

*Nous adressons nos vifs remerciements à nos Promotrices **Dr Sebai BELKACEMI** et **Dr CHERGUI BENARIEB** pour l'aide qu'elles ont apporté et les Conditions agréables qu'elles ont mis à notre disposition et pour nous avoir encadrés et accompagnés tout au long de ce travail.*

Aussi nous tenons à remercier COSIDER TRAVAUX PUBLICS Direction du pole M29, particulièrement M^{me} HADJERCI. Nos remerciements les plus sincères s'adressent à Mr. BOUMEZOUED et Mr HILEL.

Nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressent tout particulièrement à tous nos enseignants et aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.

Nos remerciements s'adressent également à tous le corps administratif du département de Génie Civil.

En fin nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribués de près ou de loin à la bonne réalisation de ce travail.

DEDICACES

Avant tout, je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail.

Je dédie ce travail à ma chère mère, vous avez su porter pour moi les soins et consentis les efforts pour mon éducation aucune dédicace ne saurait exprimer tout le respect et l'amour que je vous porte.

À mon père, malgré les grandes responsabilités que vous assumez ou autant que pères de familles, vous êtes mon premier encadrant, vous avez été toujours près de moi, pour m'écouter, me soutenir, me suivre et m'encourager. Puisse ce travail diminuer vos souffrances et vous porter bonheur.

*À mon frère **Fayçal** et son épouse ainsi qu'à ma sœur **Nawel** et son **marie***

*À ma nièce **Sabrina** et mon neveu **Anis***

Toute ma famille : Ben boudjema et idir

À tous mes amis(es) :

Mounir, Bilel, Haithem, Salem, Dyhia et au groupe ultras KB09 .

À tous mes camarades de la promo master 2 géotechnique.

À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

DEDICACES

Avant tout, je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail.

Je dédie ce modeste travail à ma très chère mère, qui je ne pouvais remercier assez pour les sacrifices qu'elle a consentis pour moi.

À mon père, qui a toujours resté à mes côtés dans les moments difficiles de ma vie.

*À mes sœurs **IKRAM** et **Wafa** aussi mon frère **AMINE** et ma belle sœur **khalissa** et mon beau frère **Sofiane**.*

*Toutes ma famille : mes tantes **HACINA** et **AICHA** et mon oncle **MOHAMED** son oublier mes cousines **LILA**, **CHAFIKA**, **ASSIA**, **NADJET**, **FATIMA ZOHRA**, **RYMA**, **MALEK**.*

À tous mes amis(es) :

***OUASSILA**, **HADJER**, **IMEN**, **HADIA** , **SARAH** , **KHDAWEDJ** , **FERIEL** , **KARIM** ,**SALEM** , **MOUNIR**, **FOUAD** .*

*À mes nièces **MIRAL** et **MARIA**.*

À tous mes camarades de la promo master 2 géotechnique.

À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

A.YASMINA

TABLE DES MATIERE

RESUME

REMERCIEMENT

DEDICACE

TABLES DES MATIERES

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1 INTRODUCTION 4

I.2 Historique du Métro d'Alger 4

I.2.1 Description du métro 5

1. La Grande Poste –Hai El Badr 5

2. Hai El Badr- El Harrach 5

3. L'extension (C) Hai El Badr –Ain Naadja..... 6

I.3 Présentation du projet..... 8

I.4 Conclusion 14

CHAPITRE II : RECONNAISSANCE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

II.1 INTRODUCTION 15

II.2 Géologie générale de la zone 15

II.2.1 Stratigraphie – Lithologie 15

II.2.1.1 Terrain Tertiaire (Villafranchien) 16

II.2.1.2 Terrain Quaternaire Ancien : Plio-Quaternaire 16

II.2.1.3 Terrain Quaternaire Récent : Holocène	16
II.2.1.4 Changements Anthropogènes	16
II.3 Tectonique	17
II.4 Hydrogéologie	17
II.4.1 Contexte Climatique	17
II.4.2 Réseaux Hydrographiques	18
II.4.3 Hydrogéologie du tracé	18
II.5 description de la campagne géotechnique réalisée	18
II.5.1 Conditions préalables	18
II.6 Les essais in situ	19
II.6.1 Sondages carottés	19
II.6.2 Sondages pressiométriques.....	19
II.7 Les essais de laboratoire	22
II.8 Classification de sols	26
II.9 Profils de sismique	28
II.9.2 Condition sismique	28
II.10 Conclusion	29

CHAPITRE III : ETUDE DE GEOSTATISTIQUE

III.1 Introduction	31
III.2 Logiciel Surfer	31
III.2 Eléments de la géostatistique	31
III.2.1 Le krigeage	31
III.2.2 Le variogramme expérimental	32
III.2.3 Modélisation du variogramme	33

III 2.4 Validation du modèle de variogramme	34
III.3 Etude géostatistique du projet	35
III.3.1 Data postings	39
III.3.2 Variogramme expérimental	40
III.3.3 Modélisation du variogramme expérimental	41
III.3.4 Validation croisée des modèles de variogrammes	44
III.3.5 Reconstruction par krigeage des surfaces	47
III.4 Conclusion	55

CHAPITRE IV : ETUDE DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

IV.1 Introduction	57
IV.2 Les différents types de soutènement.....	57
IV.2.1 Les soutènements agissant par support.....	57
IV.2.1.1 Les cintres.....	57
a) Les cintres métalliques lourds.....	58
b) Les cintres métalliques légers et coulissants	58
IV.2.1.2 Tubes perforés	59
IV.2.1.3 plaques métalliques assemblées	60
IV.2.1.4 voussoirs en béton	60
IV.2.2 Les soutènements agissant par confinement du terrain	60
IV.2.2.1 Les boulons	60
a) Boulons à ancrage ponctuel	60
b) Boulons à ancrage réparti	61
c) Barres foncées dans le terrain	61
d) Les boulons en fibre en verre	61

IV.3 Pré dimensionnement de tunnel	62
IV.3.1 Méthodes empiriques	64
IV.3.2 Méthodes analytiques	65
IV.3.3 Méthodes numériques	65
IV.4 la nouvelle méthode autrichienne (NATM)	65
IV.5 Choix de soutènement provisoire	66
IV.6 Calcul et Vérification du soutènement	73
IV.7 Vérification de la stabilité du front de taille	86
IV.7 .1 Facteur de charge	87
IV.7.2 La méthode de l'équilibre limite (LEM)	87
IV.7.3 Vérification de la stabilité du front de taille	88
IV.8 Calcul du tassement	90
IV.8.1 Perte de volume	91
IV.8.2 Détermination du coefficient K	92
IV.9 Soulèvement de radier	95
IV.9.1 Vérification au risque de soulèvement du radier	97
V.10 Conclusion	101

**CHAPITRE V : UTILISATION DES SIG POUR L'IDENTIFICATION
DES RISQUES AU NIVEAU DE LA LIGNE DU METRO AIN NAADJA
_BERAKI**

V.1 Introduction	103
V.2 Présentation des system d'information géographique	103
V.2.1 définition d'un system d'information géographique..	103
V.2.2 Historique du SIG	103
V.2.3 La nature des données dans un SIG	104
V.2.4 Les modes de représentations des données de Localisation	105
a) Le mode vecteur	105
b) Le mode raster.....	105
V.2.5 Les composante d'un SIG	106
a) Les données.....	106
b) Le matériel informatique	107
c) Les savoir-faire	107
V.3 Les fonctionnalités d'un SIG	108
V.4 Les domaines d'application d'un SIG	109
V.5 Réalisation des cartes par les system d'information géographique	109
V.5.1 Présentation des logiciels SIG	110
V.5.2 Présentation de logiciel QGIS	110
V.5.3 Utilisation du logiciel SIG QGIS.....	111
V.5.3.1 Méthodologie	111
V.5.3.2 Réalisation des cartes.....	113
a) Carte de la localisation des sondages et du tracé de l ligne ain naadja beraki	113
b) Carte de risque de tassement	114

c) Carte de risque de soulèvement du radier.....	118
V.6 Conclusion	119

Conclusion général

Référence

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

ANNEXE E

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure I.1 : ligne du Métro d'Alger	6
Figure I.2 : Les deux variantes du tracé Ain Naadja-Braki extension C1.....	7
Figure I.3 : Le tracé Ain Naadja-Baraki extension C1	8
Figure I.4 : Description du tracé Ain Naadja-Baraki extension C1.....	9
Figure I.5 : Puits de ventilation PV6 - Point de départ du projet de l'extension	10
Figure I.6 : Section transversale du tunnel.....	10
Figure I.7 : Description de tracé Ain Naadja-Baraki extension C1 et coupe longitudinale sur le tunnel.....	11
Figure I.8 : Profil en long du tunnel de l'extension C1.Ain Naadja-Baraki (partie 1).....	11
Figure I.9 : Profil en long du tunnel de l'extension C1.Ain Naadja-Baraki (partie 2).....	12

CHAPITRE II : RECONNAISSANCE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Figure II.1 : Température et pluviométrie moyens d'Alger.....	17
Figure II. 3 : Courbe préssiométrique d'un échantillon pris du sondage S0+650 a une Profondeur de 15 m à 18m.....	21
Figure II. 5 : Carte du Zonage Sismique du Territoire National (RPA99/2003)..	28

CHAPITRE III : ETUDE DE GEOSTATISTIQUE

Figure III.1: Variogramme expérimental et modèle de variogramme(Sebai Belkacemi, 2018).....	32
Figure III.2 : Exemples de modèles de variogrammes.....	34
Figure III.3 : localisation des sondages utilisés.....	36
Figure III.4 : Localisation géographique des sondages -- Data postings (sous	37

logiciel SURFER 14).....	
Figure. III.5 : Coupe lithologique au niveau du sondage S 0+650.....	39
Figure III.6 : Data postings relatifs au niveau C_{NGA} – couche de terrain naturel...	39
Figure III.7 : Variogramme expérimental relatif à la surface C_{NGA}	40
Figure III.8 : Variogramme expérimental relatif à la surface C_1	40
Figure III.9 : Variogramme expérimental relatif à la surface C_2	40
Figure III.10: Variogramme expérimental relatif à la surface C_3	40
Figure III.11: Variogramme expérimental relatif à la surface C_4	41
Figure III.12: Valeur de (Lag width & Numbers of Lags) pour C_{NGA}	42
Figure III.13 : Valeur de (Lag direction) pour C_{NGA}	42
Figure III.14 : Valeur de (Scale & Length (A)) pour C_{NGA}	42
Figure III.15 : Variogramme expérimental relatif à la surface C_{NGA}	43
Figure III.16 : Variogramme expérimental relatif à la surface C_1	43
Figure III.17 : Variogramme expérimental relatif à la surface C_2	43
Figure III.18: Variogramme expérimental relatif à la surface C_3	43
Figure III.19: Variogramme expérimental relatif à la surface C_4	44
Figure III.20 : Représentation en Q-Q des niveaux krigés et observés – Validation croisée relative à la surface C_{NGA}	45
Figure III.21 : Représentation en Q-Q des niveaux krigés et observés - Validation croisée relative à la surface C_1	45
Figure III.22 : Représentation en Q-Q des niveaux krigés et observés - Validation croisée relative à la surface C_2	45
Figure III.23 : Représentation en Q-Q des niveaux krigés et observés - Validation croisée relative à la surface C_3	45
Figure III.24 : Représentation en Q-Q des niveaux krigés et observés - Validation croisée relative à la surface C_4	46
Figure III.25: Résidus des valeurs krigées sur les valeurs observées des niveaux	46

relatifs à la surface C _{NGA}	
Figure III.26: Résidus des valeurs krigées sur les valeurs observées des niveaux relatifs à la surface. C ₁	46
Figure III.27 : Résidus des valeurs krigées sur les valeurs observées des niveaux relatifs à la surface. C ₂	47
Figure III.28 : Résidus des valeurs krigées sur les valeurs observées des niveaux relatifs à la surface. C ₃	47
Figure III.29 : Résidus des valeurs krigées sur les valeurs observées des niveaux relatifs à la surface . C ₄	47
Figure III.30 : Niveau topographique de la surface CNGA (argile peu plastique (At)) le long du tracé, a) en 2D et b) en 3D et c) la variance de krigeage le long du tracé.....	48
Figure III.31 : Niveau topographique de la surface C1(interface argile peu plastique (Ap)/ sable argileux (Sa))	49
Figure III.32 : Altitude (niveau) topographique de la surface C2 (interface sable argileux (Sa)/argile très plastique (At)) le long du tracé, a) en 2D et b) en 3D et c) la variance de krigeage le long du tracé.....	50
Figure III.33 : Altitude (niveau) topographique de la surface C3(interface argile très plastique (At)/ sable argileux (Sa)/le long du tracé, a) en 2D et b) en 3D et c) la variance de krigeage le long du tracé.....	51
Figure III.34 : Altitude (niveau) topographique de la surface C4 (interface sable argileux (Sa)/ argile très plastique (At)) le long du tracé, a) en 2D et b) en 3D et c) la variance de krigeage le long du tracé.....	52
Figure III.35 : Représentation en 2D du sous-sol encaissant le projet et le tracé du profil en long du tunnel.....	54

CHAPITRE IV : ETUDE DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

Figure IV.1: Mise en place de cintre dans le projet de l'extension C1 Ain Naadja-Baraki du métro d'Alger (photo prise le 16 Avril 2019).	58
Figure IV.2 : : Mise en place d'une voute parapluie dans le projet de l'extension C1 Ain Naadja-Baraki du métro d'Alger.....	59
Figure IV.3: Exemple de renforcement de sol par les boulons des fibres de verre (Oreste, 2012).....	61
	62

Figure IV.4 : Méthodes de dimensionnement du soutènement provisoire.....	
Figure IV.5 : Courbes de convergence du terrain et confinement du soutènement au niveau du tronçon 1-sable argileux.....	75
Figure IV.6 : Courbes de convergence du terrain et confinement du soutènement au niveau du tronçon 2-Argile peu plastique.....	77
Figure IV.7 : Courbes de convergence du terrain et confinement du soutènement au niveau de tronçon 3-sable argileux.....	80
Figure IV.8 : Courbes de convergence du terrain et confinement du soutènement au niveau de tronçon 4 -Argile peu plastique.....	83
Figure IV.9 : Courbes de convergence du terrain et confinement du soutènement au niveau de tronçon 5 –sable argileux.....	85
Figure IV.10 : L'emplacement du front de taille dans un tunnel.....	87
Figure IV.11 : Géométrie tridimensionnelle des blocs considérés dans l'analyse d'équilibre limite (Oreste et Dias, 2012).....	88
Figure IV.12 : coupe lithologique sur l'allure du tassement.....	90
Figure IV.13 : Allure générale de la cuvette de tassement (Clough et Schmidt, 1981).....	91
Figure IV.14 : Perte de volume au niveau de l'excavation et mouvement du sol en surface.....	92
Figure IV.15 : Abaque permettant d'évaluer la largeur du creux de tassement (Peck, 1969.....	92
Figure IV.16 : Représentation des pressions agissant sur le radier selon la théorie de <i>Tsimbarievich</i> (Szechy, 1971).	95

CHAPITRE V : UTILISATION DES SIG POUR L'IDENTIFICATION DES RISQUES AU NIVEAU DE LA LIGNE DU METRO AIN NAADJA

BERAKI

FigureV.1 : Exemple des données de localisation et leur attributs (chergui Benarieb,2011).....	104
Figure V.2 : Données vecteur (Laboratoire de cartographie appliquée (Habert, 2000)	105
FigureV.3 : Données raster (Habert,2000).....	106
Figure V.4 : Les composantes d'un SIG (institut de recherche pour le développement laboratoire de cartographie appliqué (habert).....	106
Figure V.5 : Quelques exemples des données raster (Habert, 2000).....	107
FigureV.6: Ouverture du fichier Excel dans QGIS.....	111
FigureV.7: Conversion des coordonnées en fichier point dans QGIS.....	112
FigureV.8: Les points convertis affichés sur l'image	112
Figure V.9: Carte de la localisation des sondages et du tracé de la ligne Ain Naadja Baraki	113
FigureV.10: Procédure d'élaboration de la carte du risque de tassement.....	116
Figure V.12 : carte de risque de soulèvement du radier	117
Figure.11 : carte de risque de tassement.....	119

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Tableau I.1 : Description du tracé en plan 13

Tableau I.2 : Description les sections type employés..... 13

CHAPITRE II : RECONNAISSANCE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Tableau II.1: Quantité des essais de laboratoire sur des échantillons
desondages..... 22

Tableau II.2 : Résultats des essais de laboratoire pour la couche au quelle est
excavé le tunnel..... 23

Tableau II.3 : Classification des couches..... 27

Tableau II.4 : Coefficient d'accélération Aselon le RPA99/V2003..... 29

CHAPITRE III : ETUDE DE GEOSTATISTIQUE

Tableau III.1 : Les données de localisation géographique relative à chaque
sondage..... 37

Tableau III.2 : tableaux récapitulatif sur Les niveaux topographiques de nos
surfaces..... 38

CHAPITRE IV : ETUDE DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE.

Tableau IV.1: recommandation selon l'AFTES du type de soutènement
relativement au critère de comportement mécanique du terrain..... .64

Tableau IV.2: Résumé des paramètres géotechniques..... 66

Tableau IV.3: Récapitulatif des recommandations de l'AFTES pour le choix de soutènement de l'excavation au niveau de tronçon 1.....	71
Tableau IV.4: Récapitulatif des recommandations de l'AFTES pour le choix de soutènement de l'excavation au niveau de tronçon 2.3.4 et 5.....	72
Tableau IV.8 : facture de charge en fonction de nature de terrain.....	87
Tableau IV.9 : Récapitulative de calcul du front de taille pour le 2 ^{em} tronçon....	89
Tableau IV.10 : Récapitulatif de calcul du facteur de charge et vérification de la stabilité du front de taille le long du tunnel étudié.....	89
Tableau IV.11 : Volume du terrain perdu en fonction de la qualité du creusement pratiqué.....	93
Tableau IV.12 : Récapitulatif de calcul du tassement pour le tronçon 02.....	94
Tableau IV.13 : Récapitulatif de calcul du tassement de tous les tronçons étudié.....	95
Tableau IV.14 : Récapitulatif de soulèvement de radier.....	100

**CHAPITRE V : UTILISATION DES SIG POUR L'IDENTIFICATION
DES RISQUES AU NIVEAU DE LA LIGNE DU METRO AIN NAADJA
_BERAKI**

Tableau V. 1 :Les fonctionnalités d'un SIG (Denegreetal.2005).....	108
---	-----

Introduction générale

La construction des tunnels est l'une des premières activités d'ingénierie qui a laissé des traces importantes sur l'histoire récente de la civilisation humaine. Aujourd'hui, cette branche de génie civil est en pleine expansion, soutenue par une série d'innovations technologiques et par les soucis écologiques dont témoignent les politiques de transport et d'urbanisme.

Les civilisations modernes ont élargi le génie des souterrains afin de répondre aux besoins croissants de communication, de transport (marchandise, eau), mais aussi pour assurer le stockage des matières dangereuses (pétrole, gaz), pour décongestionner la surface des villes (parkings souterrains) ou pour loger des unités de production d'énergie (centrales enterrées). L'importance croissante des considérations environnementales et la saturation du terrain urbain conduisent à un accroissement de la construction d'ouvrages souterrains. Les tunnels sont des ouvrages enterrés construits par percement dans les terrains vierges, sans déblaiement des terres supérieures. Les méthodes de conception et de réalisation des tunnels ont été beaucoup développées au cours de ces dernières années. Néanmoins le risque fait toujours partie de chaque étape d'un projet souterrain ; de ce fait, la réalisation et l'exploitation des ouvrages souterrains font appel à des études géotechniques et des analyses approfondies pour assurer leur sécurité en minimisant les risques d'instabilité. Compte tenu des caractères propres des ouvrages souterrains, les risques d'instabilité, les accidents, même rares, ont des conséquences très importantes sur la population.

Ce travail de fin d'études a pour but d'étudier et faire la conception d'un tronçon du tunnel de Métro d'Alger Ain Naadja – Baraki, par le choix du type de soutènement qui s'adapterait à la base de données géotechniques établis sur le terrain. Ce mémoire est composé de (5) chapitres :

Le premier chapitre est une présentation du projet de l'extension C1 du métro d'Alger Ain Naadja – Baraki.

Le deuxième chapitre présente les résultats de la campagne de reconnaissance géologique, hydrogéologique et géotechnique du site prévu .

Le troisième chapitre est dédié à l'étude géostatistique des données des sondages disponibles afin d'établir, par krigeage, une coupe lithologique continue le long du tracé du tunnel. Le logiciel utilisé est surfer version 14.

La coupe lithologique établie à l'issue du chapitre 3 sera utilisée pour étudier le tunnel qui s'étend de pk 0+000 à pk 1+660, dans le chapitre quatre. Le soutènement sera choisi en utilisant les recommandations de l'AFTES. Le système de soutènement ainsi choisi sera calculé et vérifié vis-à-vis de la rupture en utilisant la méthode convergence-confinement et vérifier les risques du front de taille, le tassement et le soulèvement de radier.

Quant au cinquième chapitre il porte sur les systèmes d'information géographique. Nous avons utilisé le logiciel QGIS afin de réaliser des cartes qui illustres les risques de tassement ; stabilité de front de taille ; soulèvement de radier autour de tunnel de métro traçons de Ain Naadja.

Enfin nous clôturons le travail par une conclusion générale.

CHAPITRE 01

Présentation du projet

I.1 INTRODUCTION

Le nombre d'habitation sur la ville d'Alger a connu un accroissement énorme, vu que c'est le centre économique et la capitale administrative du pays. Cette croissance a provoqué un besoin en transport ce qui à causer un problème d'encombrement, cela est dû au manque d'infrastructure (ponts, tunnels, autoroutes.....), qui pourrait accueillir le nombre croissant de véhicule circulant à Alger. Une des solutions proposer pour réduire la circulation c'est d'aller au sous terrain, par la réalisation du métro. Ce dernier doit répondre aux exigences d'un tissu urbain très dense.

Dans ce chapitre ; il sera présenter le projet de métro d'Alger, par la suite nous avons faire une description détailler de notre projet d'étude : l'extension C1 (AIN NAADJA – BARAKI).

I.2 Historique du Métro d'Alger

Le métro d'Alger est un réseau ferroviaire de transport urbain de type métro desservant la ville d'Alger. Le premier projet de métro d'Alger date de 1928, mais il ne verra jamais le jour. L'initiative du métro actuel lancée à la fin des années 1970 a été menée par un bureau Britannique, lequel a proposé un métro de type classique afin de parer à l'explosion démographique de la ville d'Alger et au besoin de transport collectif qui en résulte. Lancée dans les années 1980, une étude statistique, destinée à arrêter un mode de transport adéquat, a estimé que le nombre de voyageurs est de 30 000 par heure et par sens, et seul un réseau métropolitain est apte à répondre à ces exigences.

En 1982, dans le cadre d'une collaboration Franco-Algérienne, une réflexion a été menée par les Pouvoirs Publics dans le but de réaliser un moyen de transport de type métro dans la ville d'Alger. Elle a proposé des recommandations portant sur la création d'un réseau maillé de trois lignes de métro, totalisant une longueur de 56 km avec 54 stations. Cependant, et suite à la crise économique de 1986, induite par la chute brutale du prix de pétrole, le lancement des travaux de réalisation du projet a été gelé.

Le lancement effectif des études du métro d'Alger s'est concrétisé par la création de l'Entreprise Métro d'Alger (E.M.A) laquelle a pour rôle de veiller sur le bon déroulement des différentes étapes de réalisation de ce projet envergure, dont le lancement des travaux n'a débuté qu'en 1990. La priorité a été donnée à la ligne 1 qui s'étend de Hai El-Badr à Tafourah (Grande poste) sur 9 km illustré par la figure I.1, identifiée comme axe le plus chargé (21 000 personnes par heure et par direction en heure de pointe) qui a été inaugurée officiellement.

I.2.1 Description du Métro d'Alger

Le Métro d'Alger est constitué de 3 grandes parties :

1. La Grande Poste –Hai El Badr

La première ligne du métro d'Alger, reliant la grande poste à Hai El Badr sur plus de 9.5km, dessert depuis sa mise en service, dix stations implantées dans les communes de Bachdjarah, El magharia, Hossein dey, sidi m'Hamed et Alger-centre .Les travaux de réalisation de l'extension, reliant la grande poste à la place des martyrs (1.69 km), avancent à un rythme « correcte », et ont atteint 30%. Elle est constituée de 10 stations :

- la grande poste ;
- Khelifa Boukhelfa ;
- Premier Mai ;
- Aissat Idir ;
- Hamma ;
- Jardins d'essai ;
- Les Fusillés ;
- Amirouche ;
- Mer et soleil.

2. Hai El Badr- El Harrach

Cette ligne est constituée de 4 stations Cette extension, longue de 4 km compte quatre stations implantées dans les communes de Bachdjarah et El Harrache traversant l'oud El Harrache à une profondeur de 12m sous-sol.ces stations, construites selon les normes internationales, seront équipées d'ascenseurs pour handicapés, une nouveauté introduite par le métro d'Alger qui n'existe pas dans les stations de la première ligne en service, les stations sont :

- Hai el Badr;
- Bach djarah 1;
- Bach djarah 2 ;
- Harrach centre.

Il est important à signaler que la réalisation des tunnels reliant entre les stations consiste d'abord à réaliser des puits qu'on appelle puits de ventilation ou puits d'attaque à partir des quels on fait descendre le matériel et les machines et évacuer les déblais exercés. Ces puits d'attaque, une fois la réalisation des tunnels terminée, soit ils servent pour ventilation, soit ils sont remblayés puisqu'ils servent juste pour attaquer l'excavation des tunnels.

3. L'extension (C1) Hai El Badr –Ain Naadja

Le tronçon Hai El Badr –Ain Naadja l'extension (C) du Métro d'Alger à une longueur d'environ 3610 m .Ce tronçon est au cour de la réalisation, arrive jusque Baraki.

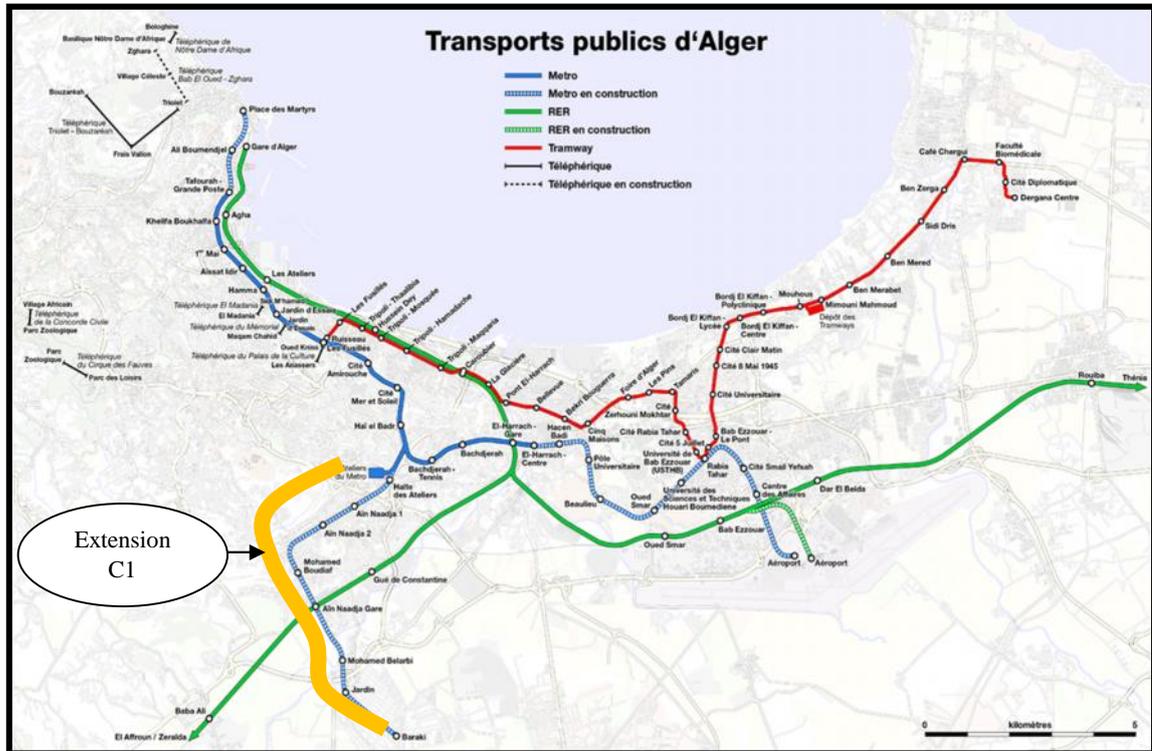


Figure I.1 : ligne du Métro d'Alger.

En raison de la forte demande de transport existante, le ministère des transports a décidé de réaliser l'exécution de l'étude préliminaire avant-projet sommaire (A.P.S.) et avant-projet détaillé (A.P.D.) de trois extensions du Métro d'Alger :

- extension El Harrach Centre – Bab Ezzouar (lot 1) ;
- extension Ain Naadja – Baraki (lot 2) ;
- extension Place Des Martyrs – Bab El Oued – Chevalley (lot 3).

L'Entreprise du Métro d'Alger attribue au Groupement IDOM – SIDEM (les partenaires de l'entreprise de métro d'Alger pour l'exploitation du métro et des tramways) a réaliser tous les études pour l'extension C1 Ain Naadja – Baraki.

Dans la première phase : étude préliminaire deux alternatives de tracé ont été analysées de détecter les zones avec un plus grand indice de population en même temps le parcours le plus confortable possible pour l'utilisateur du système métro comme illustre la figure I.2.

Dans chacune de ces deux alternatives de tracé deux solutions ont été analysées : la première incluait des tronçons souterrains dans les zones urbaines ainsi que des tronçons en surface ou sur ouvrage d'art dans les zones périurbaines, la deuxième étant entièrement souterraine.

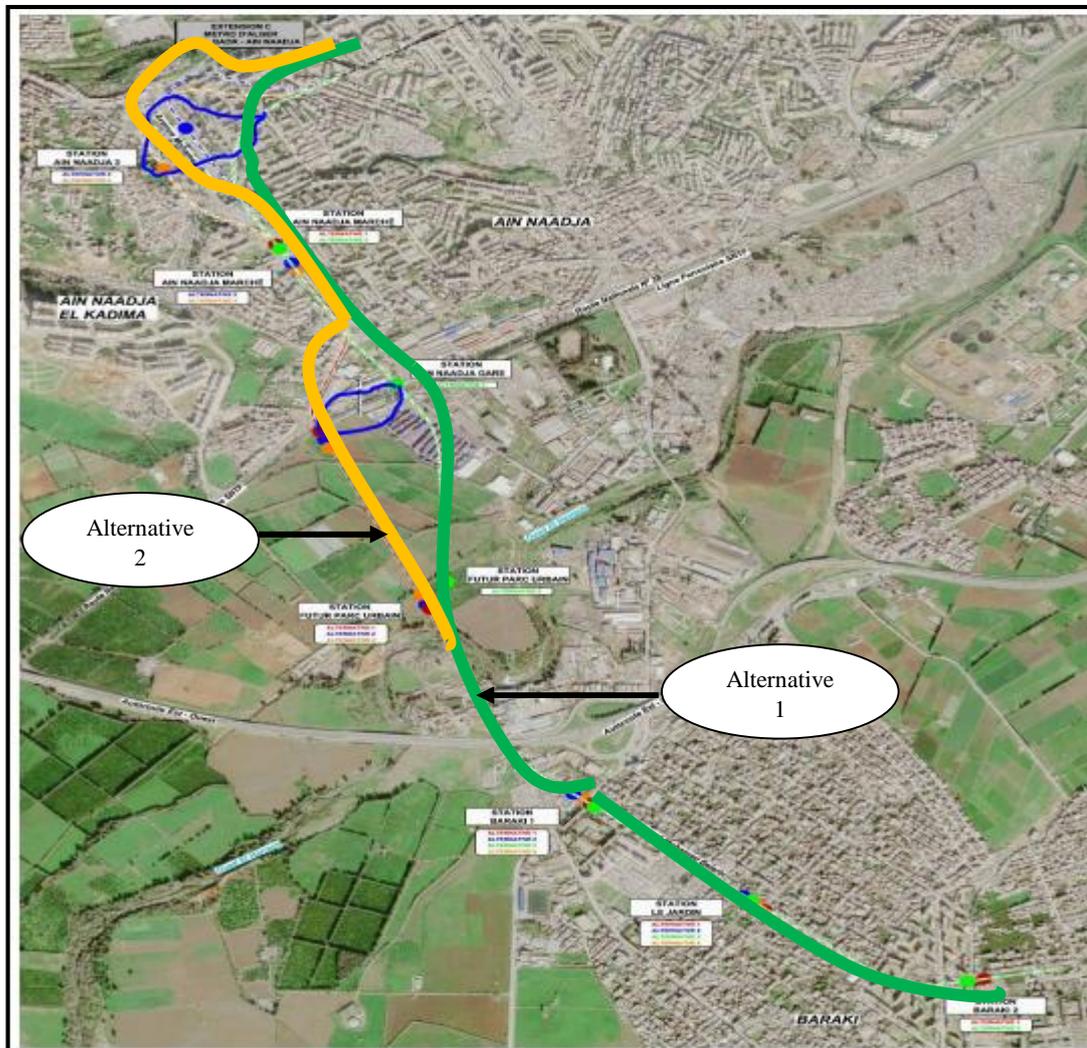


Figure I.2 : Les deux variantes du tracé Ain Naadja-Braki extension C1.

Le tracer le plus adéquat pour un parcours confortable pour l'utilisateur du système métro aussi passe par des endroits où se trouve plus grand indice de populations. La figure I.3 présente le tracer Ain Naadja-Baraki extension C1.

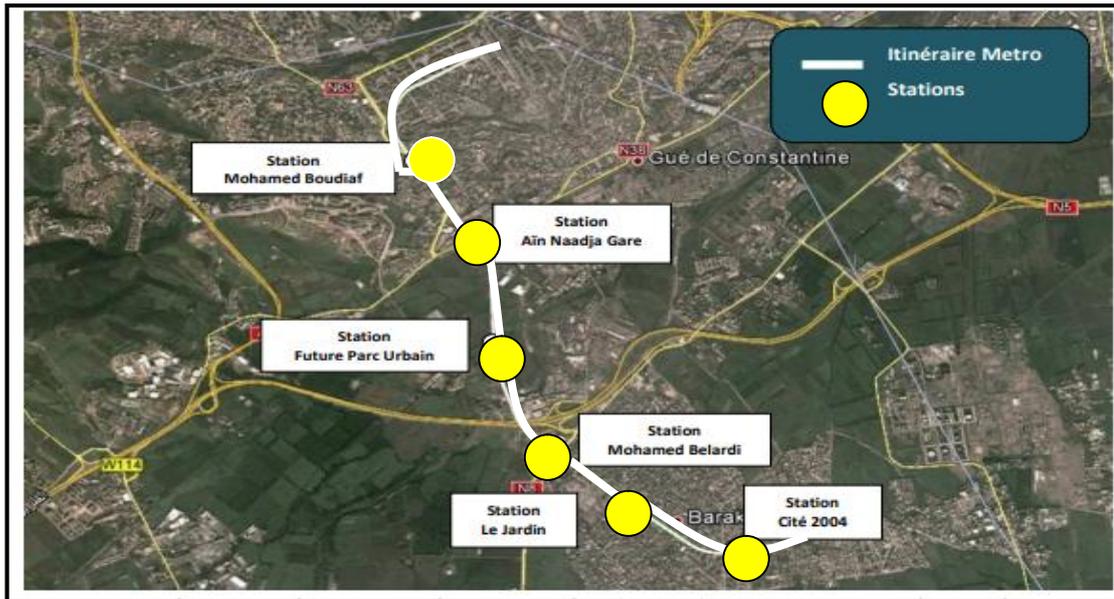


Figure I.3 : Le tracé Ain Naadja-Baraki extension C1.

Le tracé projeté pour l'avant-projet sommaire (A.P.S.) commence au niveau d'Ain Naadja et termine à Baraki ; sa longueur est d'environ 6,16 km de parcours, avec un rayon minimal de 350 m et un maximum de 5 500 m. De plus il dispose de six (6) stations qui sont :

- station Mohamed Boudiaf ;
- station Ain Naadja Gare ;
- station Future Parc Urbain ;
- station Mohamed Belarbi ;
- station le Jardin ;
- station Cité 2 004.

Le tracé a été réalisé en projetant d'amples rayons qui ne limitent pas la vitesse de parcours et qui, en même temps ne causent pas d'accélération transversales excessives qui influent négativement sur la commodité et le confort de l'utilisateur du système métro.

I.3 Présentation du projet

Le tracé projeté pour la phase 1 de l'avant-projet détaillé (A.P.D.) commence au niveau du début d'Ain Naadja et se termine à la sortie de Ain Naadja (la gare de Ain Naadja), sa longueur est d'environ 2,33 km de parcours avec un rayon minimal de 350 m et maximal de 1000 m. De plus il dispose de deux (2) stations projetées :

- Station Mohamed Boudiaf ;
- Station Ain Naadja gare.

Dans cette étude, il est projeté deux giratoires et le dédoublement de la chaussée de la Nationale N° 38, le tout situé dans la zone d'échange modal entre la station d'Ain Naadja Gare et la station ferroviaire.

La plupart du tracé au niveau de Ain Naadja est souterrain avec un tunnel de type NMA (la Nouvelle Méthode Autrichienne), jusque à l'avenue Mohamed Boudiaf, par la suite une section en tunnel cadre pour sortir en surface ; un viaduc à la sortie de Ain Naadja comme le montre la figure I.4.

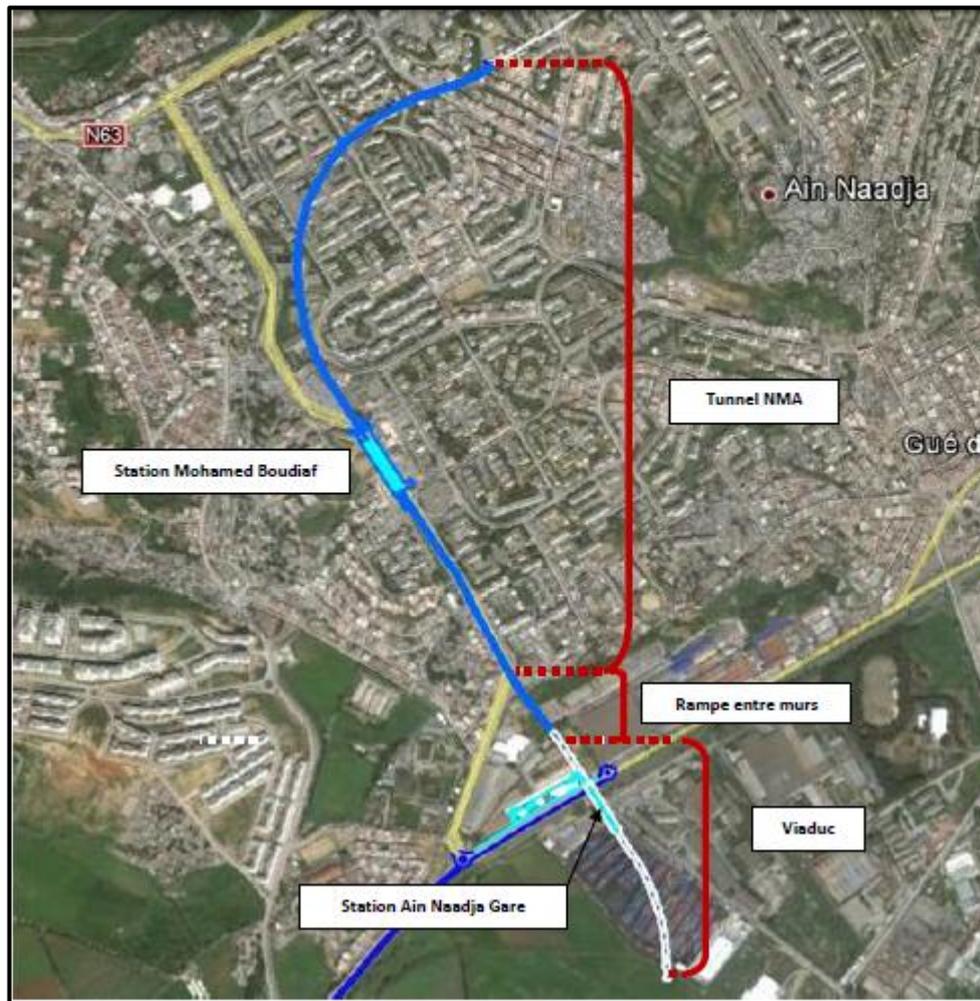


Figure I.4 : Description du tracé Ain Naadja-Baraki extension C1.

Le tracé projeté commence au dernier Puits de Ventilation de l'extension C1 (Fig. I.5), actuellement en exécution, prolongeant l'alignement droit du tronçon antérieur et avec une section en tunnel NMA composé par une voûte de 3 rayons la section transversale du tunnel est illustrée par la figure I.6.

Initialement, il est nécessaire que le tracé tourne au moyen d'une courbe de 350 m de rayon vers la droite et la hauteur du tracé commence avec un accord vertical strict de 2 000 kilomètre vertical et une forte pente de 50 ‰ (Fig. I.7) , puisque la présence de bâtiments en surface, ajoutée à la faible profondeur de hauteur du tronçon antérieur, déjà construit rend nécessaire une forte baisse de cote. Même avec cette forte descente de cote, la hauteur obtenue sur la voûte du tunnel entre le P.K. 0+100 et P.K. 0+200 est comprise entre 6 et 7 m.



Figure I.5 : Puits de ventilation PV6 - Point de départ du projet de l'extension C1.

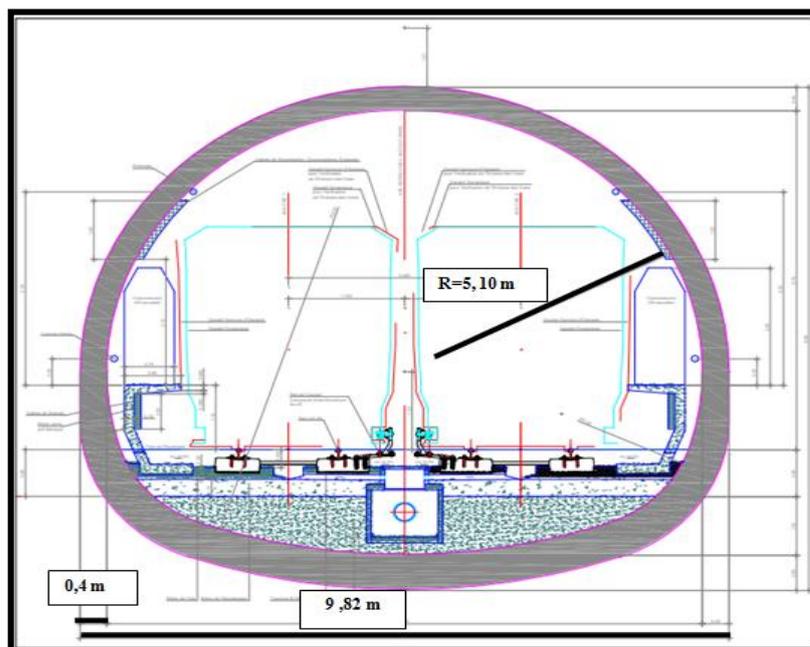


Figure I.6 : Section transversale du tunnel.

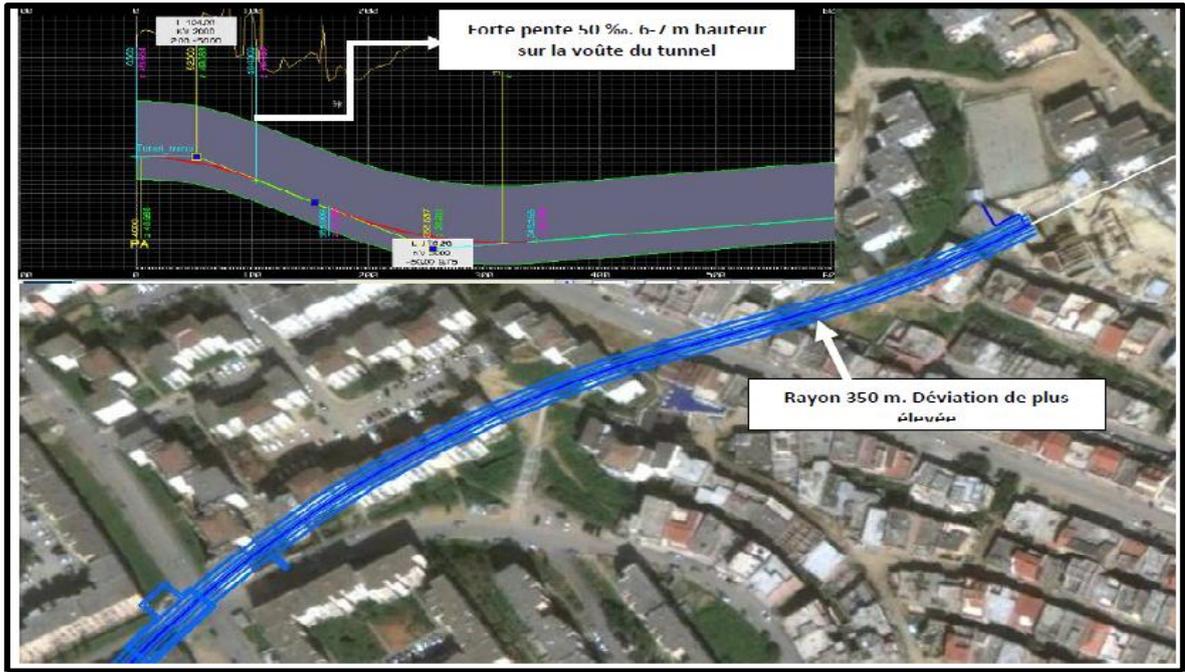


Figure I.7 : Description de tracé Ain Naadja-Baraki extension C1 et coupe longitudinale sur le tunnel.

Postérieurement, le tracé tourne vers la gauche direction Sud, par un rayon de 400 m pour se situer sous l’Avenue Mohamed Boudiaf au moyen d’un tunnel en NMA (Fig. I.8).



Figure I.8 : Profil en long du tunnel de l’extension C1Ain Naadja-Baraki (partie 1).

Une fois la station de Mohamed Boudiaf franchie, la ligne de métro suit le parcours sous l'avenue Mohamed Boudiaf au moyen de deux alignements droits unis par une courbe de rayon large de 1 000 m.

Au P.K. 1+540 termine la section en tunnel souterrain NMA car comme l'inclinaison s'élève pour sortir en surface, il existe une faible couverture de terrain sur la clef du tunnel ce qui rend nécessaire le changement de typologie pour un tunnel cadre du P.K. 1+540 au P.K. 1+605. Au P.K. 1+930, se situe la Station Ain Naadja Gare, cette station sert d'échangeur intermodal entre les systèmes de transport métropolitains et ferroviaires, via la communication de la station d'Ain Naadja Gare et celle du chemin de fer, comme illustre la (Fig. I.9).



Figure I.9 : Profil en long du tunnel de l'extension C1Ain Naadja-Baraki (partie 2).

Une fois la station finie, le tracé tourne en direction de Baraki au moyen d'une courbe à une droite de 400 m de rayon, en traversant en structure la plaine d'inondation de la rivière Oued El Harrach. Le tracé finalise en viaduc au P.K. 2+329,542.

La description du tracé en plan et les différentes sections type employés sont présentées par les tableaux I.1, I.2

Tableau I.1 : Description du tracé en plan.

N°	Alignement	Rayon (m)	Longueur (m)
1	DROIT	-	2,183
2	COURBE	350	40 / 34,018 / 40
3	COURBE	400	50 / 674,205 / 50
4	DROIT	-	384,031
5	COURBE	1 000	40 / 47,300 / 40
6	DROIT	-	163,669
7	COURBE	400	40 / 37,571 / 40
8	COURBE	665	40 / 41,803 / 40
9	DROIT	-	250,710
10	COURBE	400	40 / 164,865 / 40
11	DROIT	-	29,186

Tableau I.2 : Description les sections type employés.

P.K. début	P.K. fin	Section type employée
0+000	0+989,432	Tunnel NMA
0+989,432	1+135,932	Station Mohamed Boudiaf
1+135,932	1+540	Tunnel NMA
1+540	1+605	Tunnel Cadre
1+605	1+746	Entre Écrans et murs
1+746	1+873	Viaduc
1+873	1+988	Station Ain Naadja Gare
1+988	2+329,542	Viaduc

Nous avons exploité la compagnie géotechnique réaliser (les résultats des essais de laboratoire et les essais in situ) pour reconstituer le profil géotechnique du sous sol le long du tunnel de métro d'Alger extension c1 Ain Naadja-Baraki d'étendant de Pk 0+000 à Pk1+660 et selon les résultats obtenus nous allons étudier le tunnel en fonction du terrain qu'il traverse par la suite nous avons proposé un soutènement provisoire de tunnel baser sur une coupe 2D du sous-sol

encaissant de projet qui figure le profil en long du tunnel, la coupe était réalisée après une étude géostatistique. Pour assurer la stabilité de tunnel nous avons vérifié les risques de tassements et l'instabilité de front de taille et le soulèvement du radier représenté dans une carte en utilisant les systèmes d'informations géographiques.

I.4 Conclusion

L'une des principales préoccupations sociales et économiques à Alger est la satisfaction de la demande de transport. L'extension c1 Ain Naadja-Baraki est la suite de projet métro d'Alger sur une longueur de 6,16 km, le tracé a deux alignements droit et courbe, ce dernier contient des puits de ventilation, des tunnels souterrains (tunnels NMA, tunnel cadre) et le viaduc, traversant 6 stations commençant de Ain Naadja arrive jusqu'à Baraki.

Donc pour assurer cela, nous devons faire une bonne exécution qui sera enjointe par une étude géotechnique, géologique et hydrogéologique convenant, ce qui est présenté dans le chapitre suivant.

CHAPITRE 02

Etude géologique et géotechnique

II.1 INTRODUCTION

Le creusement d'un tunnel entraîne une modification de l'état de contraintes et la déformation de terrain, la réponse du sol au creusement dépend bien sûr en premier lieu des conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques et aussi des caractéristiques géo-mécaniques du matériau encaissant, ainsi des méthodes d'exécution et la profondeur de l'ouvrage.

La nature et l'éloignement des constructions voisines sont à prendre en compte pour apprécier l'impact de l'ouvrage, en outre leur connaissance permet d'analyser les problèmes imprévus, donc une bonne reconnaissance du terrain le long du tracé est nécessaire.

L'attention doit porter en priorité sur les points suivants :

- identification complète des terrains (lithologie, répartition des couches, caractérisation géo-mécanique) ;
- hétérogénéités géologiques ;
- conditions hydrauliques (nappes, modes de circulation, perméabilité, chimie des eaux);
- environnement et impact des déformations de surface.

Dans le présent travail, nous présenterons les études et reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques nécessaires pour le développement du projet de métro d'Alger l'extension C1 (AIN NAADJA – BARAKI).

II.2 Géologie générale de la zone

L'Algérie, en raison de sa taille, comprend quatre larges domaines géologiques allant du nord vers le sud :

- l'Atlas tellien (ou le Tell) : constitué de reliefs escarpés et de plaines littorales dont les plus riches de l'Algérie sont la Mitidja au centre, le Chélif à l'Ouest et le Seybouse à l'Est ;
- Les hauts plateaux ;
- l'Atlas saharien ;
- le Sahara.

II.2.1 Stratigraphie – Lithologie

L'étude est située entre d'Ain Naadja et Baraki, la limite nord de la zone d'étude passe à 7 kilomètres au sud d'Alger. Au Nord-Ouest apparaît le flanc sud de l'anticlinal du Sahel

d'Alger, formant dans l'ensemble un plan incliné, découpé par de très courts oueds débouchant dans l'oued d'El-Harrach. La surface structurale primitive formée de terrain d'âge pliocène supérieur y a été, en grande partie, respectée par l'érosion.

Dans sa partie médiane, le tracé est traversé du Nord-est au Sud-ouest par la Mitidja.

Cette riche plaine, de formation très récente, est due au remblaiement d'un vaste synclinal

où « flexure-graben » post-astien. Ces formations correspondent au remplissage

Sédimentaire du bassin de la Mitidja et couvrent une large surface aux alentours d'Alger

où elles représentent le substratum sur lequel s'étend la ville. On décrit en ordre chronologique du plus ancien au plus moderne, les unités lithologiques différenciées le long du tronçon relatif à la présente étude.

II.2.1.1 Terrain Tertiaire (Villafranchien)

Dans la zone d'étude apparaissent les matériaux les plus superficiels de la molasse, d'âge pliocène (Villafranchien). Quant à l'astien, il est caractérisé par des dépôts marins peu profonds, représentés par une succession lithologique qui comprend de manière générale de la base vers le haut les faciès suivants : marne-sableuse, mollassique et sablo-argileuse, dénommée molasse. Ces faciès présentent des intercalations et des fréquents changements latéraux. Elles ont été considérées au cours de l'étude géologique comme :

Unités TG (Grès), TS (Sables et sables argileux avec des niveaux de conglomérats et des bancs de grès) et TA (Argiles plus ou moins sableuses).

II.2.1.2 Terrain Quaternaire Ancien : Plio-Quaternaire

Après la sédimentation de l'astien, l'érosion de l'Atlas Tellien a entraîné le dépôt du quaternaire dans les zones basses et dans le littoral marin. Celui-ci englobe une multitude de faciès, essentiellement détritiques et qui sont discordants sur les couches plus anciennes.

II.2.1.3 Terrain Quaternaire Récent : Holocène

Superficiellement, au-dessus du substrat pliocène et plio-quaternaire de la zone en étude, et recouvrant la plaine d'inondation du fleuve El Harrach et la plaine de quelques matériaux quaternaires récents de plusieurs mètres d'épaisseur apparaissent. L'épaisseur maximale de ces

recouvrements se situe aux environs de 39 m. L'épaisseur moyenne dans la plaine de est de 10 à 12 m.

II.2.1.4 Changements Anthropogènes

En zone urbaine, qui constitue la majeure partie du tracé de ce projet, un remblai anthropique superficiel propre des zones urbanisées d'une épaisseur de plusieurs mètres apparaît, pour construire des routes, des bâtiments, etc. Ce type de remblais compactés est appelé RP. Il existe d'autres types de remblais anthropiques, non compactés, déversés, de nature hétérogène, de plusieurs mètres d'épaisseur et qui apparaissent, majoritairement, sur les bords du fleuve El Harrach. Ces remblais sont appelés RX.

II.3 Tectonique

L'Algérie est divisée en deux unités tectoniques majeures séparées par la faille sud-atlasique :

- le Nord du pays portant l'empreinte de la tectonique alpine ;
- La plate-forme saharienne, relativement stable, où la tectonique est moins prononcée.

La formation des chaînes alpines méditerranéennes y compris le tronçon algérien est liée à la dérive et la rotation de l'Afrique par rapport à l'Eurasie depuis le jurassique. Après plusieurs phases de mouvements et stabilisation au cours du crétacé, le paléogène est durant le Néogène, le mio-pliocène voit la reprise de la convergence des déformations tectoniques. En fin du cycle orogénique Alpin, les contraintes d'écrasement engendrent les grandes nappes comme celles à vergence sud de l'Atlas tellien. La fin du pliocène et le quaternaire sont des époques de stabilité seulement relative.

II.4 Hydrogéologie

II.4.1 Contexte Climatique

Alger possède un climat méditerranéen tempéré, marqué par une période pluvieuse relativement courte avec des orages parfois très violents, de courte durée et donc d'intensité forte. Les périodes sèches qui s'échelonnent du mois de mai au mois de septembre vont avoir de grandes répercussions dans l'hydrogéologie comme illustre la figure II.1.

Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
Temperatura diaria máxima (°C)	16	16	18	20	22	26	30	31	28	25	20	17	22
Temperatura diaria mínima (°C)	6	6	7	9	12	16	19	20	17	13	10	7	12
Precipitación total (mm)	100	80	70	50	30	10	0	0	30	80	100	120	730

Figure II.1 : Température et pluviométrie moyens d'Alger.

II.4.2 Réseaux Hydrographiques

Le bassin du Côtier Algérois est situé entre le bassin du Dahra et l'embouchure de l'Isser, tous les cours d'eau qui le forment se jettent au nord dans la Méditerranée.

Au sud le bassin est limité par le bassin versant du Cheliff et de l'Isser.

L'oued El Harrach constitue le plus important oued voisinage de notre secteur d'études. Son bassin se partage en trois parties appartenant l'une à l'Atlas tellien, l'autre à la plaine de la Mitidja et une autre au versant du Sahel.

II.4.3 Hydrogéologie du tracé

La situation hydrologique de la première partie de du tracé (phase 1) est caractérisée dans une vue globale par la morphologie du terrain même, et par la répartition verticale des couches,

Perméables et imperméables. Les piézomètres installés dans le tronçon antérieur du métro d'Alger indiquées un niveau d'eau plus ou moins continue dans des sédiments sableux de tertiaire dans une profondeur des 25 - 30 m NGA. Ce niveau d'eau doit être classifié comme une nappe phréatique continue et permanente sans des changements saisonniers considérables. Cette donnée a été confirmée avec les sondages effectués pour la présente campagne, et tous sont secs, dans le secteur d'Ain Nadja (rapport géotechnique AIN NAADJA – BARAKI, 2015).

II.5 description de la campagne géotechnique réalisée

La campagne géotechnique réalisée se centre sur la détermination des caractéristiques

Physiques et mécaniques des sols traversés par le tracé afin de réaliser une conception appropriée du métro du point de vue géologique et géotechnique, la figure II.2 présente une coupe lithologique du terrain pour le sondage S 0+500, les coupes des autres sondages son présenté dans l'annexe A.

II.5.1 Conditions préalables

Vu qu'une partie du tracé parcourt la zone urbaine, il est utile de réaliser des reconnaissances préalables dans les zones de placement des prospections pour déterminer l'existence possible d'installations des services et d'éviter des problèmes lors de l'exécution de la campagne. Ainsi, les accidents humains indésirables sont éliminés.

La typologie et le nombre de reconnaissances réalisées sont basés aussi bien sur la typologie des terrains traversés que sur les données géotechniques que l'on prétend obtenir pour la conception de la ligne de métro. Après la combinaison des deux aspects, la campagne géotechnique réalisée est composée par les types de reconnaissances suivants:

- sondages carottés (dénommés S), avec l'installation des piézomètres à l'intérieur ;
- Sondages pénétromètres dynamiques (dénommés SD) ;
- sondages pénétromètres statique avec mesure des pressions interstitielles (CPTU) (dénommées PS) ;
- sondages pressiométriques (dénommés SP).

II.6 Les essais in situ

Les essais in situ qui ont été utilisé pour l'étude géotechnique sont ;

II.6.1 Sondages carottés

Les sondages sont destinés à permettre des observations précises et continues sur les sols qui constituent le sous-sol le long du tracé, et à prélever des échantillons non remaniés dont le diamètre sera au minimum de 85 mm.

À l'intérieur des sondages et au long de toute sa longueur, soit des témoins paraffinés, soit des échantillons non altérés ont été prélevés.

II.6.2 Sondages pressiométriques

L'essai pressiométriques de type Ménard (norme NF P 94-110) présente de nombreux avantages. En effet, cet essai est praticable dans tous les types de sols et de roches et c'est le seul essai fournissant à la fois un critère de rupture et un critère de déformabilité du sol (Bouafia, 2004).

Il s'agit d'un essai de chargement statique du terrain en place effectué grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement introduite dans un forage.

L'essai permet d'obtenir une courbe de variation des déformations volumétriques du sol en fonction de la contrainte appliquée, et de définir une relation contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane.

3 caractéristiques du sol sont ainsi déduites :

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

Le forage est réalisé de telle sorte que sa paroi demeure pratiquement intacte, que son diamètre soit adapté à celui de la sonde et que les sols environnants soient le moins perturbés.

Avant d'effectuer un essai, il faut étalonner la sonde, en la gonflant à l'air libre, ainsi on obtient la résistance propre de la sonde.

Puis, après avoir placé la sonde au niveau souhaité, on injecte de l'eau dans la sonde afin d'appliquer une pression radiale croissante par paliers successifs, sur les parois du sol. A chaque palier, on procède à 3 lectures de variation de volume d'eau injecté à 15, 30 et 60 secondes.

On a alors la courbe brute pour chaque profondeur, qui est par la suite corrigée pour enlever la résistance propre de la sonde.

Des essais pressiométriques ont été effectués au niveau de tous les sondages à diverses profondeurs, les résultats des essais pressiométriques à la profondeur du tunnel sont donnés dans l'annexe A. Un exemple de courbes pressiométriques relatif au sondage **0+650** est représenté dans la figure II.3.

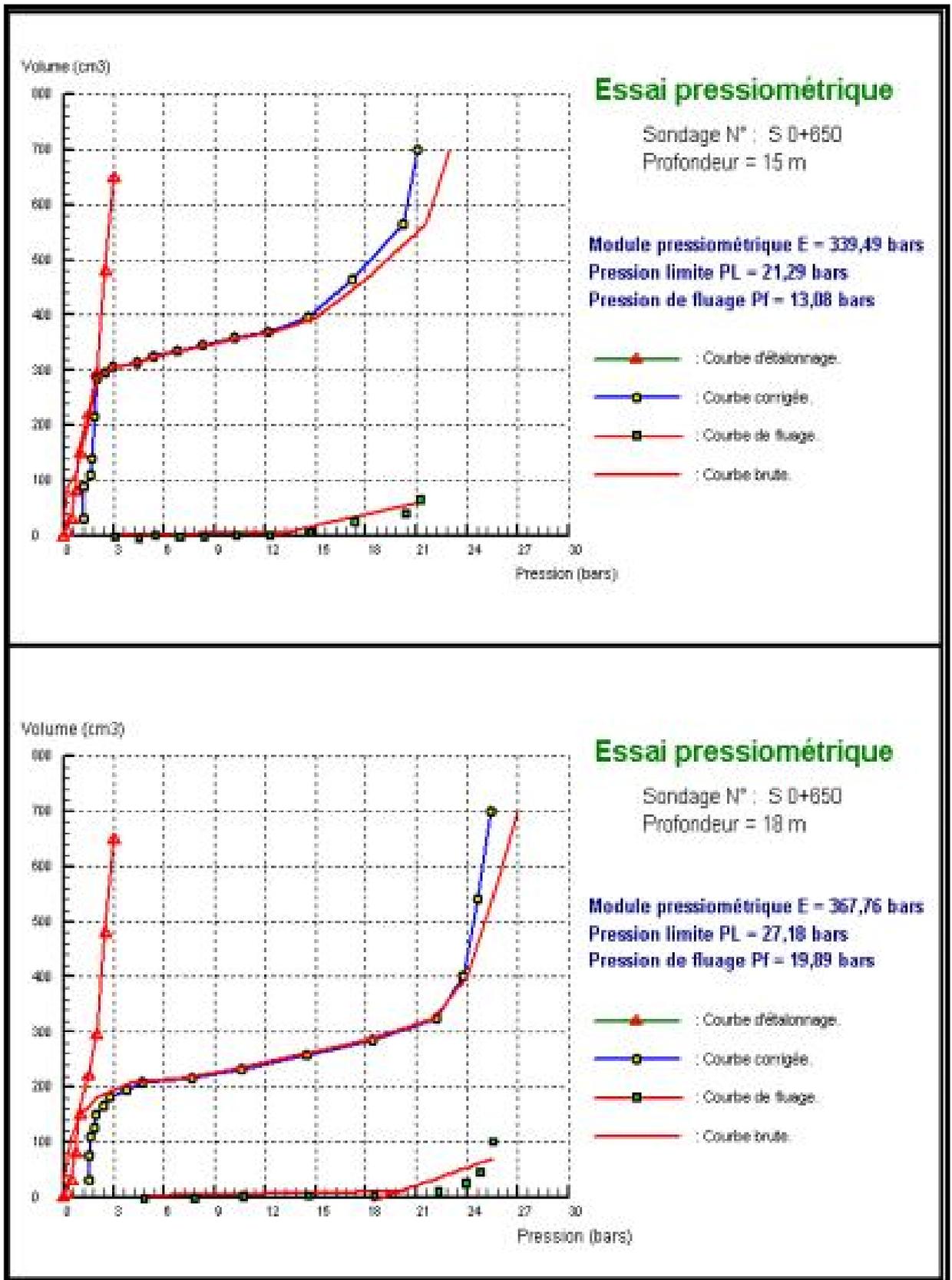


Figure II. 3 : Courbe pressiométrique d'un échantillon pris du sondage S0+650 a une profondeur de 15 m à 18 m.

II.7 Les essais de laboratoire

Sur une sélection représentative des échantillons obtenus dans les sondages, on effectuera des essais en laboratoire pour leur classification, pour déterminer leur état (granulométries, limites d'Atterberg, humidité, densité, agressivité, etc.), ainsi que l'obtention des paramètres de résistance et de déformabilité.

La demande d'essai en laboratoire a été réalisée une fois les reconnaissances in-situ réalisées et une fois la coupe stratigraphique des sondages mise à disposition. De cette façon, en fonction de la nature du terrain extrait, on demandera des essais en laboratoire plus adéquats.

Le Tableau (II.1) résume les essais en laboratoires menés à bien dans les échantillons des sondages carottés, ainsi que leur quantité :

Tableau II.1: Quantité des essais de laboratoire sur des échantillons de sondages.

N°	Essai de laboratoire	Quantité	
		Zone Ain Naadja	Zone Baraki
1	Analyse Granulométrique par Tamisage	41	57
2	Limites d'Atterberg	47	45
3	Teneur en Eau Naturelle	46	45
4	Densité sèche et humide	46	45
5	Résistance à la compression uniaxiale	8	2
6	Essai de cisaillement rectiligne	4	0
7	Pression de gonflage	4	2

8	Sulfates	5	1
	Sels solubles	7	3
Analyse chimique du sol	Carbonates	7	3
	Matière organique	4	0
9	Analyse chimique de l'Eau	0	1

Le Tableau II.2 présente les résultats des essais de laboratoire des différentes sondages pour la couche au quelle est excavé le tunnel de métro d'Alger Ain Naadja-Baraki l'extension C1.

Les détaillés des autres couches est dans l'annexe B.

Tableau II.2 : Résultats des essais de laboratoire pour la couche au quelle est excavé le tunnel.

Les sondages n°	Profondeur		Teneur en Eau Naturelle	Degré de Saturation	Poids volumique Sec et Humide.	
	De (m)	A (m)	Š [%]	Sr [%]	x h [kN/m3]	xd [kN/m3]
0+500	30	36,6	24,42	100	21	16 ,50
0+650	13	28	15,28	87,70	20	18,10
0+750	13	19	13,60	88,61	20	18,80
0+875	13	23.5	16,59	39,90	20	12 ,60
0+975	13	19	23,35	100	20	16,40
1+65	13	19	19,94	94,69	20	17,08
1+150	13	18 ,8	26,03	100	20	16,58

1+275	14	19.6	15,26	100	22,64	21
1+530	10	16	20,09	96,38	21	17,10
1+650	10	19	17,80	95,56	21	17,70

Les sondages	Analyse Granulométrique			Limites d'Atterberg.			
	n°	D max [mm]	+50% 0.063mm	+12% 0.063mm	Š _L (%)	Š _P (%)	IP (%)
0+500		6,300	-	-	52,000	27,000	25,000
0+650		10,000	61	16.95	47,320	24,070	23.25
0+750		10,000	70	12,69	57	29,49	27,5 1
0+875		6,300	65	13.5	61,080	31,080	30,000
0+975		3,20	-	-	79,480	34,070	45,410
1+65		10,000	55	16.52	52,000	27,000	25,000
1+150		10	71	13,32	52,25	23,75	28,5
1+275		10	-	-	56,2	31,858	24,315
1+530		0,63	58	18.52	50,380	28,160	22,220
1+650		2,50	77	12.95	49,000	28,000	21,000

Les sondages	Essai de compression uniaxial.		Essai de Cisaillement Rectiligne UU		Essai de Cisaillement Rectiligne CU		Essai de Cisaillement Rectiligne CD	
	R.C.S [Bars]	E [Bars]	C u kPa	u [°]	C u kPa	u [°]	C¼ kPa	¼ [°]
0+500			46	0,573	34,500	14,228	15	33
0+650			55		43,000	15,642	35	22
0+750			40	0,430	32,000	15,110	35	22
0+875			53		30,000	13,360	35	22
0+975			32		17,000	16,238	35	22
1+65			42	5,000	47,000	14,000	35	22
1+150			48	4,003	41,000	15,016	35	22
1+275			35				15	33
1+530			29		34,500	14,775	5	28
1+650			45	2,362	27,500	14,373	5	28

Les sondages	Essai de Compressibilité Oedométrique			Essai de Gonflement Libre		Analyses Chimiques [%]			
	n°	'c kPa	C _s	C _c	g kPa	R _g [°]	M. Organique [%]	Chlorures [%]	Sulfate [%]
0+500	130	0,01	0,008	21	68,00	3,760	0,077	0,040	21,600
0+650				19,50	54,800				
0+750									
0+875	190	0	0,008			2,210	2,380	0,040	24,900
0+975	260	0,001	0,004			3,930	1,740	0,040	26,800
1+65									
1+150	250	-	0,002	38,5	68	3,04	0,008	0,002	2,48
1+275									
1+530				30,900	60,340				
1+650	290	0,011	0,046						

Remarque : les essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande de type UU et CU mentionnés dans le Tableau II.2 n'existent pas dans les normes, (ASTM D 3080 – 04 et NF P94-071-) et par conséquent les résultats issus de ces essais sont non interprétatifs.

II.8 classification de sols

Selon la classification **LCPC** (laboratoire central des pont et chaussées) qui est basé sur la courbe granulométrique, les limites d'Atterberg, la teneur en matière organique, et selon les résultats de

rapport géotechnique donné nous avons obtenu les classifications des couches au quelle est excavé le tunnel .Le détaille des autres couches est présenté dans l'annexe C.

Le tableau (II.3) résume la classification des couches dans les sondages étudié :

Tableau II.3 : Classification des couches.

Sondages	Profondeur		\check{S}_L	\check{S}_P	IP	Classification
	de	à				
	(m)		(%)	(%)	(%)	
Sondage 0+500	30	36,6	52,000	27,000	25,000	Argile très plastique(At.)
Sondage 0+650	13	28	47,320	24,070	23.25	sable argileux (SA)
Sondage 0+750	13	19	57,000	29,490	27,510	Sable argileux(SA)
Sondage 0+875	13	23.5	61,080	31,080	30,000	sable argileux (SA)
Sondage 0+975	13	19	79,480	34,070	45,410	sable argileux (SA)
Sondage 1+65	13	19	52,000	27,000	25,000	sable argileux (SA)
Sondage 1+150	13	18 ,8	52,250	23,750	28,500	Sable argileux(SA)
Sondage 1+275	14	19.6	56.2	31.885	24.315	Argile très plastique (At)
Sondage 1+530	10	16	50,380	28,160	22,220	Sable argileux (SA)
Sondage 1+650	10	19	49,000	28,000	21,000	Sable argileux (SA)

II.9 Profils de sismique

II.9.1 Condition sismique

Le territoire algérien est divisé selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) en cinq zones de sismicité croissante : de la zone 0 (sismicité négligeable) à la zone III (sismicité très élevée), définies sur la carte des zones sismique (fig. II.5) et un tableau qui précise cette répartition par wilaya et par commune (RPA 99 version2003).

Wilaya et par commune (RPA 99 version2003).

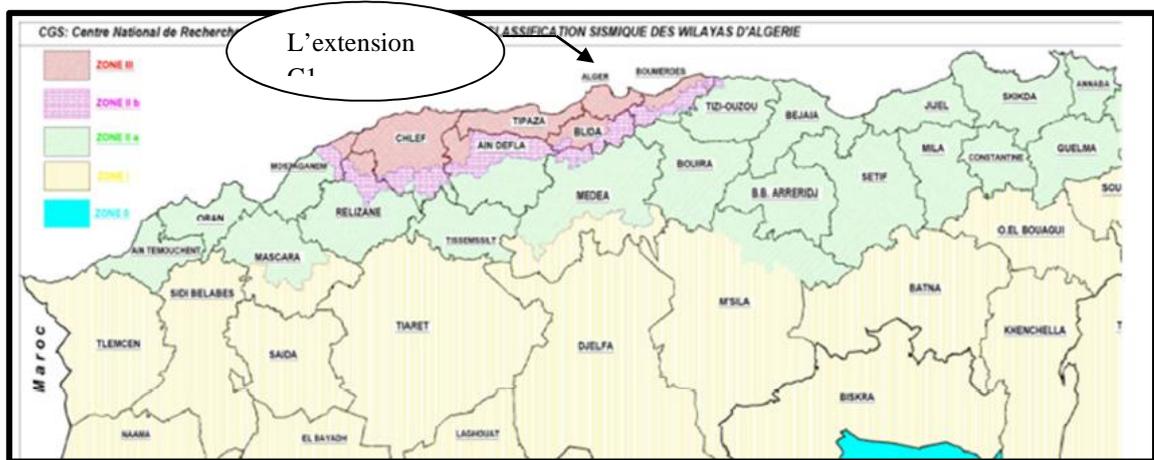


Figure II. 5 : Carte du Zonage Sismique du Territoire National (RPA99/2003).

Pour la prise en compte du risque sismique et en particulier de la valeur du coefficient d'accélération, selon la partie II des RPA99/V2003–Règles Parasismiques Applicables au Domaine des Ouvrages d' Art, les tunnels sont classés en deux groupes :

- **Groupe 1 Tunnels stratégiques** - Ce groupe recouvre les tunnels stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire.
- **Groupe 2 Tunnels importants** - Dans ce groupe sont classés les tunnels qui se trouvent sur les chemins de wilaya, chemins communaux ou autres voies.

Le coefficient d'accélération A est défini en fonction de la zone sismique et de la classe des ouvrages selon le Tableau II.4.

Tableau II.4 : Coefficient d'accélération A selon le RPA99/V2003.

Groupe	Zone Sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

D'après ce zonage, la région en étude est située dans la zone sismique III et dans le groupe 1 – tunnels stratégiques, pour cette zone la valeur d'accélération sismique à adopter sera égale à 0,4g.

II.9 Conclusion

Dans ce chapitre, les caractéristiques géologiques hydrogéologique et géotechnique du site ont été établies. Le terrain est constitué principalement par, une couche d'argile peu plastique, deux couches de sable argileux, deux couches d'argile très plastique, ce dernier a été effectué par les résultats des essais établis.

Dans le chapitre suivant une étude géostatistique de tronçon étudié va être présenté avec plus de détails.

CHAPITRE 03

Etude géostatistique

III.1 Introduction

Dans le présent chapitre, nous allons modéliser une coupe lithologiques à partir des coordonnées (x, y, z) sur le tronçon reliant entre Ain naadja _ Beraki en utilisant le logiciel (Surfer 14) qui est basé sur l'étude de la géostatistique cela en passant par un certain nombre d'étape afin de combiné les couche de notre terrain plus spécifiquement notre sous-sol pour en conclure une coupe lithologique final.

III.2 Logiciel Surfer

Ce logiciel nous permet de réaliser des Modèles Numériques de Terrain (MNT) issus des données quand aura récoltées sur le Terrain via GPS, son principe est de créer des Grilles qui vont interpoler les données irrégulières de nos points x, y, z afin de les ordonnées. C'est à partir de ces grilles que l'on pourra créer plusieurs types de cartes

III.3 Eléments de la géostatistique

La géostatistique est l'étude de variables régionalisées, à la frontière entre les mathématiques et les sciences de la terre. Son principal domaine d'utilisation a historiquement été l'estimation des gisements miniers, mais son domaine d'application actuel est beaucoup plus large et tout phénomène spatialisé peut être étudié en utilisant la géostatistique.

III.3.1 Le krigeage

Le krigeage est une méthode d'interpolation spatiale qui prévoit la valeur d'une variable en des sites non échantillonnés par une combinaison linéaire sans biais et à variance minimale des observations du phénomène en des sites voisins (Matheron, 1962).

Tel que l'indique Cressie (1993), la mise en œuvre du krigeage s'effectue en suivant certaines étapes qui seront développées dans les paragraphes suivants. La première étape consiste en l'analyse variographique que de la variable étudiée. Puis un modèle de variogramme s'ajustant au variogramme expérimental est trouvé et validé par une validation croisée. Cette dernière sous étape permet de comparer la performance de différents modèles afin de sélectionner celui susceptible de mener aux meilleures prévisions. Finalement, l'interpolation est effectuée par krigeage.

III.3.2 Le variogramme expérimental

En géostatistique, l'idée fondamentale est que la nature n'est pas entièrement « imprévisible ». Deux observations proches devraient, en moyenne, se ressembler davantage que deux observations éloignées. C'est pourquoi on cherche préalablement à quantifier cette continuité. La fonction la plus utilisée pour décrire cette continuité est le variogramme (Matheron, 1970).

On estime le variogramme expérimental à l'aide de la fonction $\gamma(h)$:

$$\gamma(h) = \frac{1}{2N(h)} \sum_{i=1}^{N(h)} [Z(x_i) - Z(x_i + h)]^2 \quad \text{(III.1)}$$

Où $N(h)$ est le nombre de paires de points espacés de h appelé "lag", $Z(x_i)$ et $Z(x_i+h)$ les valeurs de la variable régionalisée Z en x_i et en x_i+h . Dans notre cas, la variable régionalisée Z représente l'altitude par rapport au NGA de l'interface entre les différents horizons géologiques formant le sous-sol qui abrite le projet de tunnel du métro d'Alger.

La fonction $\gamma(h)$ quantifie donc la perte de corrélation moyenne entre deux points quand la distance h entre ces points (le lag) augmente. Le variogramme atteint (ou non) un plateau. L'atteinte d'un plateau indique qu'à partir d'une certaine distance, il n'y a plus de dépendance spatiale entre les données. Cette distance est nommée portée et le terme palier dénote la valeur du variogramme pour laquelle le plateau se présente (Figure III.1). La portée représente la distance au-delà de laquelle deux observations ne sont plus corrélées entre-elles.

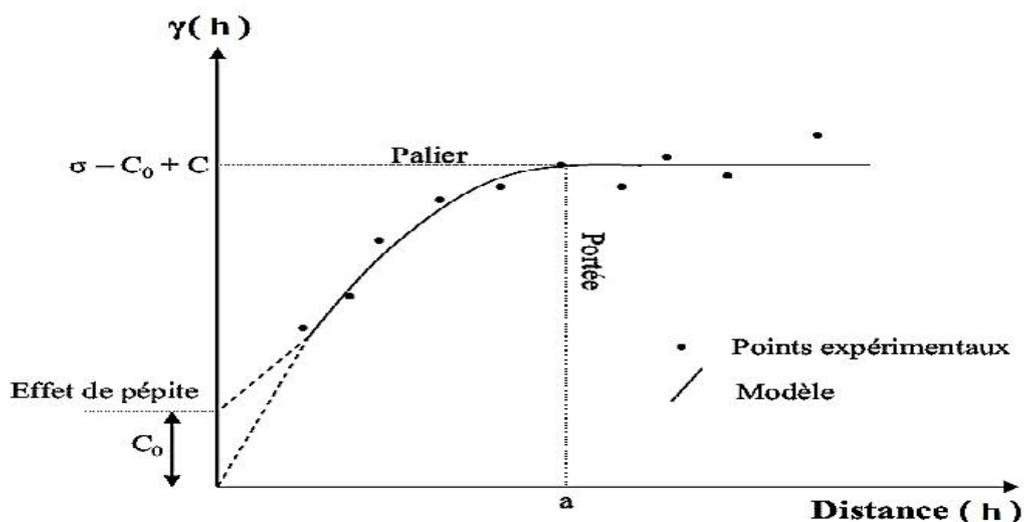


Figure III.1 : Variogramme expérimental et modèle de variogramme (Sebai Belkacemi, S., 2018)

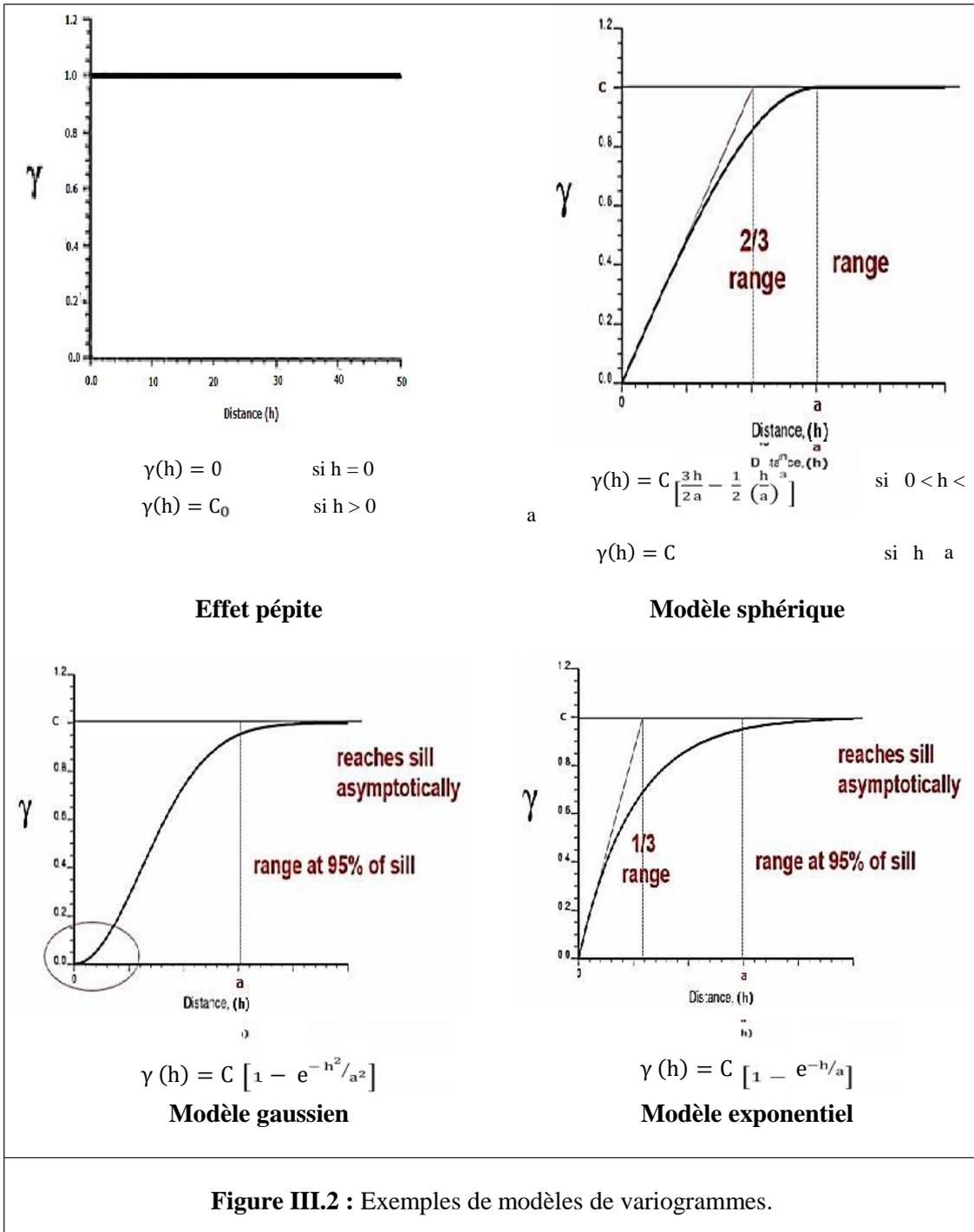
Le variogramme expérimental est calculé jusqu'à une distance qui équivaut à la moitié du domaine de l'étude. Après avoir vérifié qu'il n'existe pas de directions principales d'anisotropie (c'est-à-dire que la structuration spatiale de la variable est la même quelle que soit la direction étudiée), on calcule un variogramme omnidirectionnel.

III.3.3 Modélisation du variogramme

Dans le but de répondre au besoin de krigeage, le variogramme expérimental doit être représenté par un modèle de variogramme théorique. Les modèles les plus courants sont établis à partir de fonctions de base (Chilès et Delfiner, 1999), on peut citer (Figure. III.2) : l'effet pépite, le modèle linéaire, le modèle gaussien, le modèle exponentiel, le modèle sphérique, etc. Plusieurs modèles de variogrammes peuvent être additionnés pour former un nouveau modèle à structures emboîtées.

Après avoir calculé les variogrammes expérimentaux, on identifie des modèles de variogramme sous la forme de fonctions qui s'ajustent au mieux aux variogrammes expérimentaux parmi la multitude de modèles existants.

Il y'a un lien étroit entre la nature de la variabilité étudiée et le type de modèle que l'on est susceptible de rencontrer. Ainsi, le modèle gaussien exprime une très grande continuité d'une variable comme la topographie, l'épaisseur d'une formation, le champ gravimétrique, la charge hydraulique. Ce modèle n'est pratiquement jamais rencontré pour des variables comme les teneurs de gisement, les propriétés mécaniques des terrains, les analyses géochimiques en général. Pour ces variables, les modèles sphérique et exponentiel sont beaucoup plus courants.



III 3.4 Validation du modèle de variogramme

La validation croisée est une technique qui permet de contrôler la qualité du modèle de variogramme ajusté. La technique consiste à éliminer temporairement un point de l'ensemble des données puis à estimer sa valeur par krigeage à l'aide des données voisines et du modèle de variogramme qui a été ajusté (Isaaks et Srivastava, 1989 ; Arnaud et Emery, 2000 ; Cressie, 1993 ; Wackernagel, 2003).

Cette opération est répétée pour tous les points. En tout point d'échantillonnage nous obtenons donc une valeur estimée de la variable régionalisée accompagnée de son écart-type de krigeage.

Cet indicateur quantifie la dispersion autour de la valeur vraie (connue dans le cas d'une validation croisée) autour de la valeur estimée. La valeur de la variable estimée peut alors être comparée à la valeur réelle de la variable.

III.4 Etude géostatistique du projet

Dans ce qui suit, nous allons construire, en utilisant la géostatistique et à partir des informations de sondages disponibles, le profil géologique de notre sous-sol jusqu'à la profondeur du tunnel et ce le long du tracé du tronçon objet de notre projet.

Le modèle à établir sera donc composé d'un empilement de couches de terrains. Le logiciel spécialisé de la géostatistique SURFER (version 14) sera utilisé à cet effet.

Le tronçon s'étend sur une longueur d'environ 1.2 km, on dispose de 10 sondages issus de diverses campagnes de forages. La figure III.3 schématise la localisation de ces sondages le long du tracé de notre projet excepté le sondage pk 1+710. Les données de localisation géographique relative à chaque sondage sont transcrites dans le tableau III.1. Les coupes lithologiques relatives à ces sondages sont présentées en annexe D.

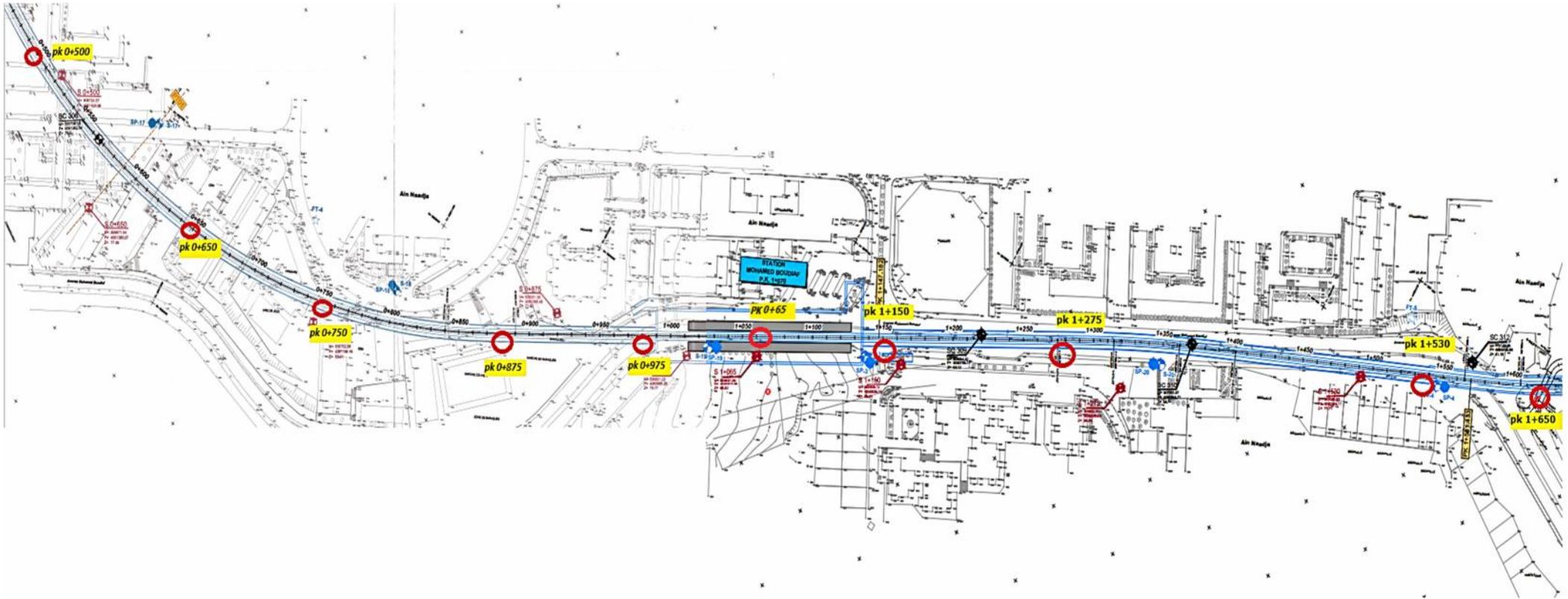


Figure III.3 : localisation des sondages utilisés.

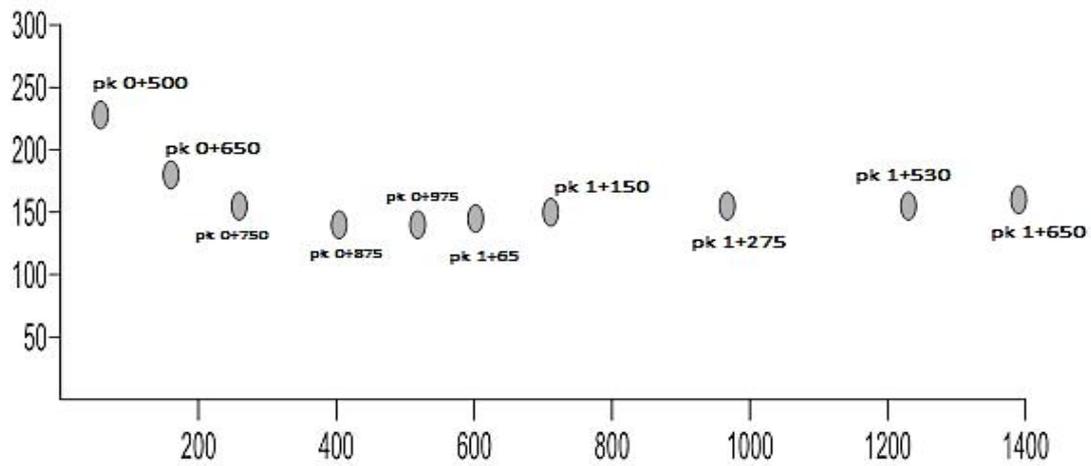


Figure III.4 : Localisation géographique des sondages -- Data postings.

Tableau III.1 : Les données de localisation géographique relative à chaque sondage.

sondage	Coordonnée selon l'axe X (m)	Coordonnée selon l'axe Y (m)
Sondage 0+500	57,8	228
Sondage 0+650	160	180
Sondage 0+750	259	155
Sondage 0+875	404	140
Sondage 0+975	518	140
Sondage 1+65	602	145
Sondage 1+150	711	150
Sondage 1+275	967	155
Sondage 1+530	1230	155
Sondage 1+650	1390	160

Les dix sondages disponibles révèlent la présence avec alternance d'horizons géologiques composés principalement d'argile peu plastique (Ap), de sable argileux (SA) et d'argile très plastique (At) (Figure III.5). On dénote l'interface entre les différents horizons géologiques par les surfaces C_{NGA} , C_1 , C_2 , C_3 , et C_4 , le niveau du terrain naturel étant désigné par la surface C_{NGA} . Les niveaux topographiques de ces surfaces, relativement au NGA (Niveau Général d'Algérie) sont donnés, pour chaque sondage, dans le tableau III.2.

En somme,

- la surface C_{NGA} représente le niveau supérieur de la couche d'argile peu plastique (Ap) ;
- la surface C_1 représente l'interface couche d'argile peu plastique (Ap)/ couche de sable argileux (SA) ;
- la surface C_2 représente l'interface couche de sable argileux (SA)/ couche d'argile très plastique (At) ;
- la surface C_3 représente l'interface couche d'argile très plastique (At)/ couche de

Tableau III.2 : tableaux récapitulatif sur Les niveaux topographiques de nos surfaces

.sondage	C_{NGA}	C_1	C_2	C_3	C_4	Axe X	Axe Y
S 0+500	80	63	61	52	48,4	57,8	228
S 0+650	69	64	62	42	39	160	180
S 0+750	64	53	52	35	32	259	155
S 0+875	73	57	49,5	49	47	404	140
S 0+975	70	63,2	58,5	54	53	518	140
S 1+65	68	52,5	52	51	50	602	145
S 1+150	66	52	51	47,6	45	711	150
S 1+275	62	56,4	55	43	42,4	967	155
S 1+530	44	38	37,5	35	30	1230	155
S 1+650	34	21	15			1390	160

Chacune de ces surfaces topographiques sera élaborée le long du tunnel étudié en utilisant la géostatistique. Le logiciel SURFER (version 14) permet le traitement géostatistique des données, il sera utilisé à cet effet.

Notre variable régionalisée serait alors le niveau topographique de chaque couche de terrain constituant le sous-sol jusqu'à la profondeur du tunnel, soit C_{NGA} à C_4 .

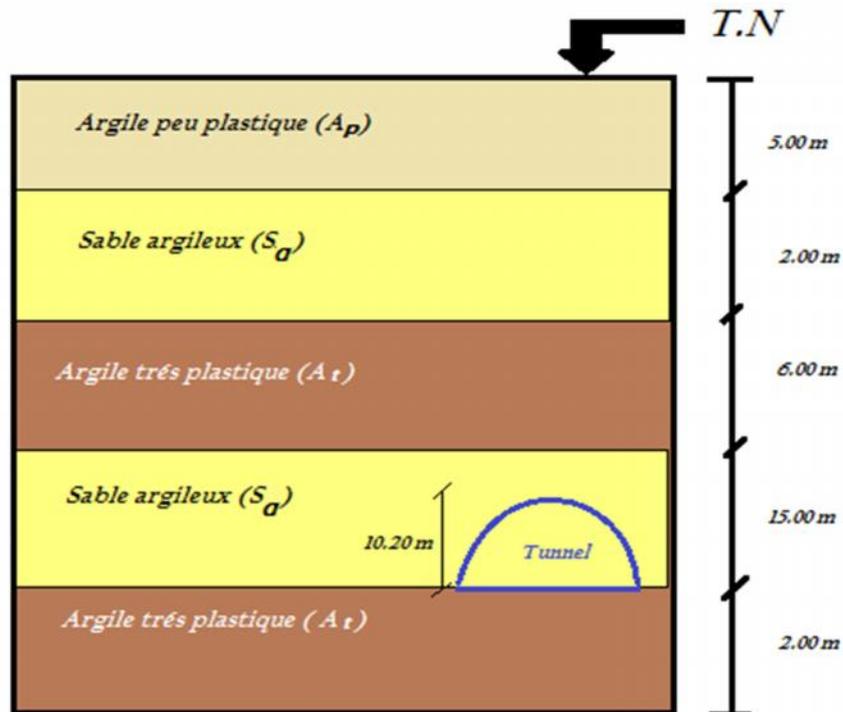


Figure. III.5 : Coupe lithologique au niveau du sondage S 0+650.

III.4.1 Data postings

La première étape est celle qui consiste à explorer les données ; une technique est de les représenter en data postings (Figure. III.6) ce qui nous permet de détecter d'éventuelles valeurs aberrantes. Pour les autres sondages, leurs data postings sont donnés dans L'annexe D (Figure D.5 à D.9).

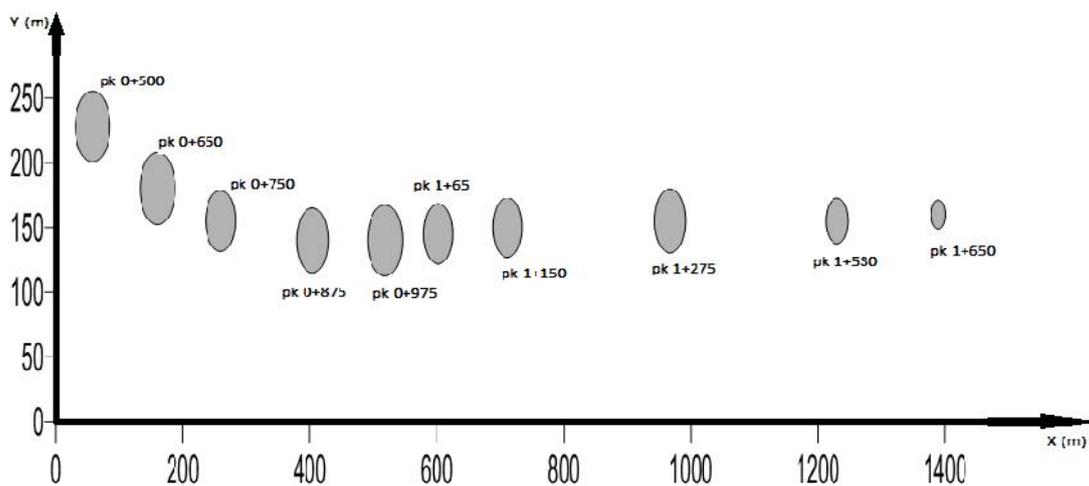


Figure III.6 : Data postings relatifs au niveau C_{NGA} – couche de terrain naturel

III.4.2 Variogramme expérimental

L'étape suivante est de construire, à l'aide du logiciel SURFER (version 14), le variogrammes expérimentaux en utilisant les données du tableau III.2. Les différentes interfaces utilisées par le logiciel pour introduire les paramètres sont données dans l'annexe D. Les figures III.7 à III.10 montrent les variogrammes expérimentaux relatifs aux surfaces C_{NGA} à C_4

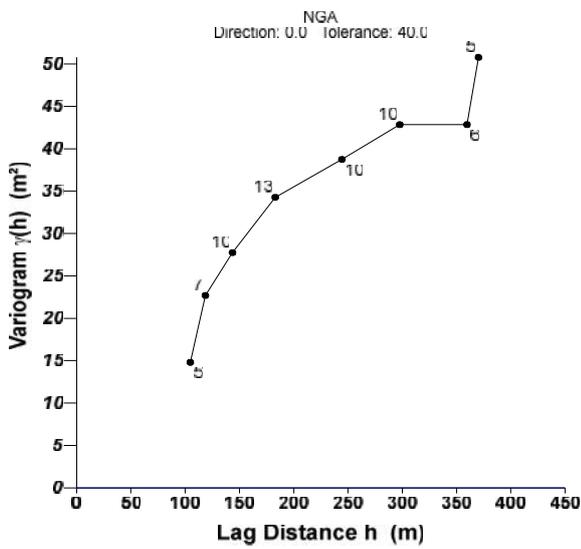


Figure III.7 : Variogramme expérimental relatif à la surface C_{NGA} .

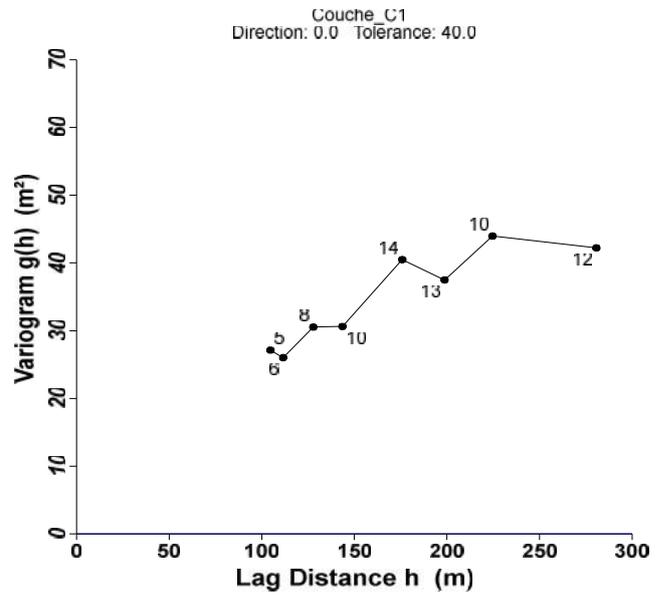


Figure III.8 : Variogramme expérimental relatif à la surface C_1 .

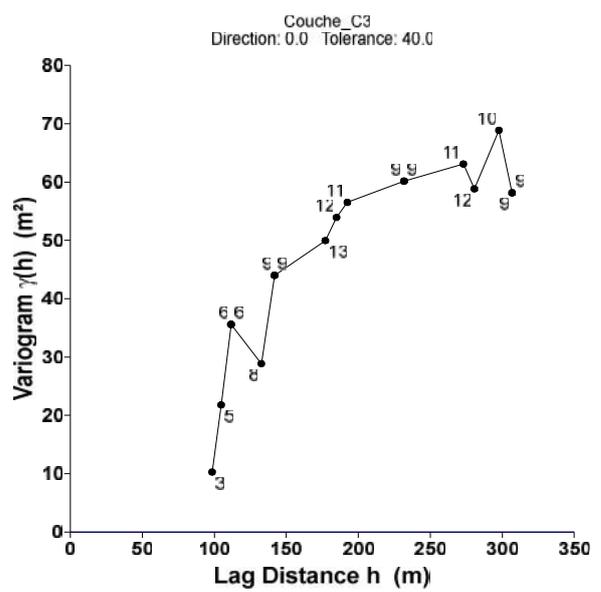
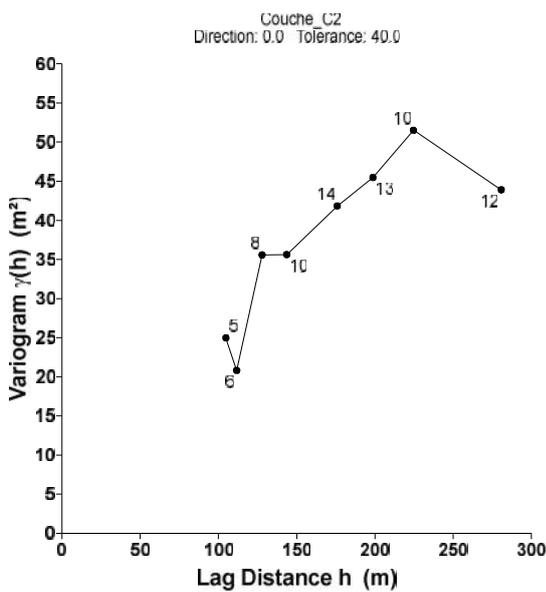


Figure III.9 : Variogramme expérimental
Relatif à la surface C₂.

Figure III.10 : Variogramme expérimental
relatif à la surface C₃.

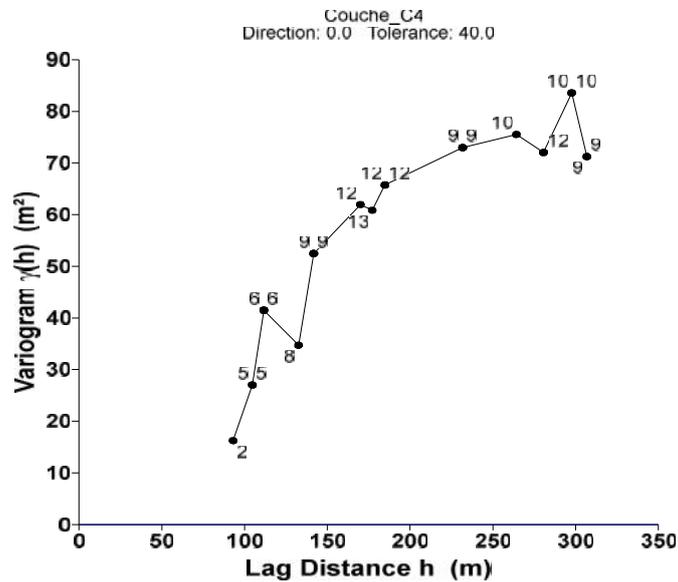


Figure III.11 : Variogramme expérimental
relatif à la surface C₄.

III.4.3 Modélisation du variogramme expérimental

Il existe un grand nombre de modèles de variogrammes et le logiciel que nous avons utilisé SURFER (version 14) nous permet la réalisation de différents modèles de variogramme en sélectionnant des combinaisons adéquates. Associé à un effet de pépite, s'il y a lieu. Un des trois modèles les plus utilisés : modèles gaussien, exponentiel et sphérique.

Le modèle gaussien étant en principe le plus adéquat à utiliser dans le cas où la variable régionalisée est le niveau topographique, mais suite à une étude comparative entre le modèle gaussien et le modèle sphérique, ce dernier a présenté les meilleurs résultats lors de la validation croisée et de ce fait, le modèle sphérique sera adopté dans ce qui suit.

Afin de modéliser le variogramme expérimental avec le modèle sphérique nous devons définir en premier les paramètres Numbers of Lags et Lag width. Plusieurs tentatives sont nécessaires pour aboutir à des paramètres qui permettent le meilleur lissage du variogramme expérimental. Pour le niveau C_{NGA}, le nombre de "Lags" = 8, la pas "Lag width" h = 200 m (Figure. III.12). le calcul du variogramme expérimental s'effectue selon la direction 0° avec une tolérance sur la direction de 40% étant donné que les

sondages utilisés sont pratiquement alignés sur une seule direction. le long du tunnel. (Figure.III.13). Les paramètres de modèles définis sous surfer associés aux variogrammes expérimentaux des autres niveau C_1 à C_4 sont présentés dans l'annexe D.

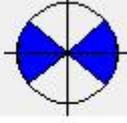
General		Lag Direction	
Estimator type	Variogram	Direction	
Max lag distance	450	Direction	0
Number of lags	8	Tolerance	40
Auto lag width	<input type="checkbox"/>	Step amount	30
Lag width	200	Step direction	Step CW
Auto vertical scale	<input checked="" type="checkbox"/>	Step direction	Step CCW
Vertical scale	50.8		

Figure III.12 : Valeur de (Lag width & Numbers of Lags) pour C_{NGA} (sous Surfer)

Figure III.13 : Valeur de (Lag direction) pour C_{NGA} (sous Surfer)

Variogram Components	
Current compo...	Spherical (Scale=42, Lengt...
Components	<input type="button" value="Add..."/> <input type="button" value="Remove"/>
Parameters	
Scale	42
Length (A)	300
Anisotropy ratio	1
Anisotropy angl...	0
AutoFit	<input type="button" value="AutoFit..."/>

Figure III.14 : Valeur de (Scale & Length (A)) pour C_{NGA} (sous Surfer)

Après avoir déterminé les paramètres de base (Numbers of Lags et Lag width) on choisit le modèle sphérique et on l'ajuste avec ses deux caractéristiques : le palier C et la portée A. Dans le cas du modèle du niveau C_{NGA} , ces deux caractéristiques prennent les valeurs de **42 m²** et de **300 m**, respectivement et ce après plusieurs tentatives afin de nous rapprocher le mieux possible du variogramme expérimental (Figure III.7) . Les modèles obtenus pour les niveaux C_{NGA} à C_4 sont représentés dans les figures III.15 à III.19, respectivement.

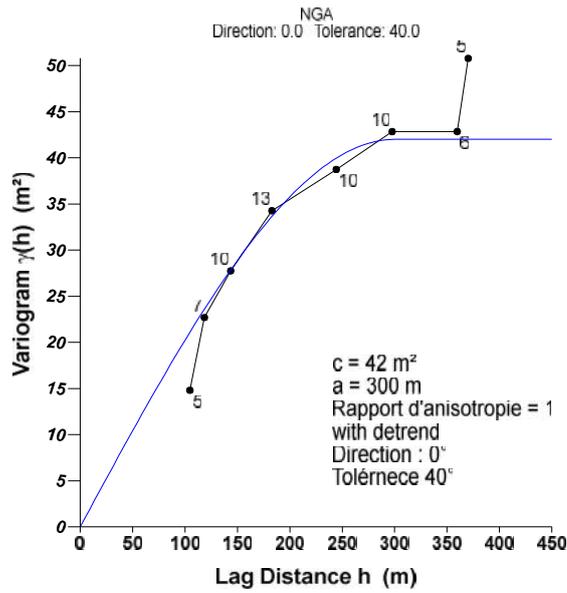


Figure III.15 : Variogramme expérimental relatif à la surface C_{NGA} .

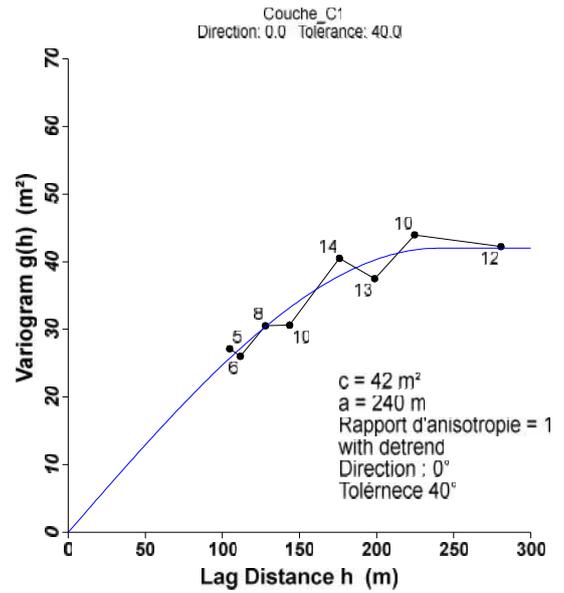


Figure III.16 : Variogramme expérimental relatif à la surface C_1 .

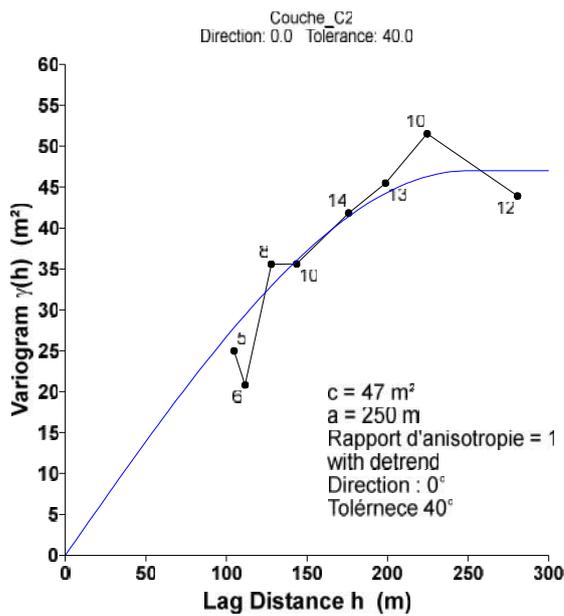


Figure III.17 : Variogramme expérimental relatif à la surface C_2 .

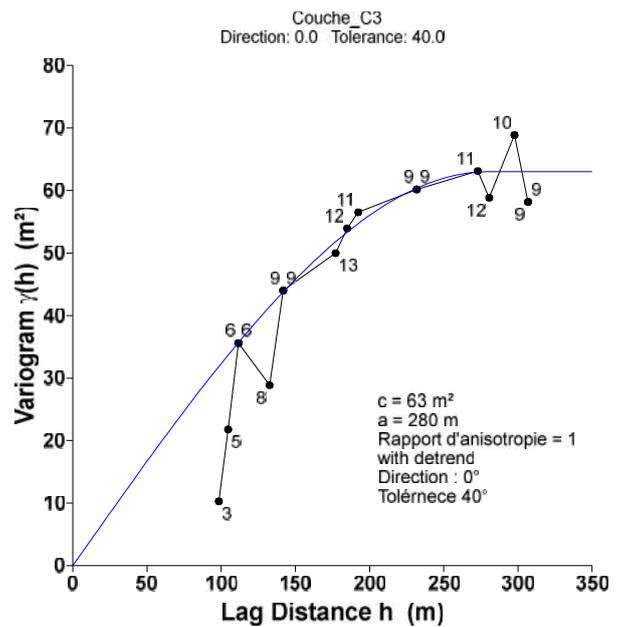


Figure III.18 : Variogramme expérimental relatif à la surface C_3 .

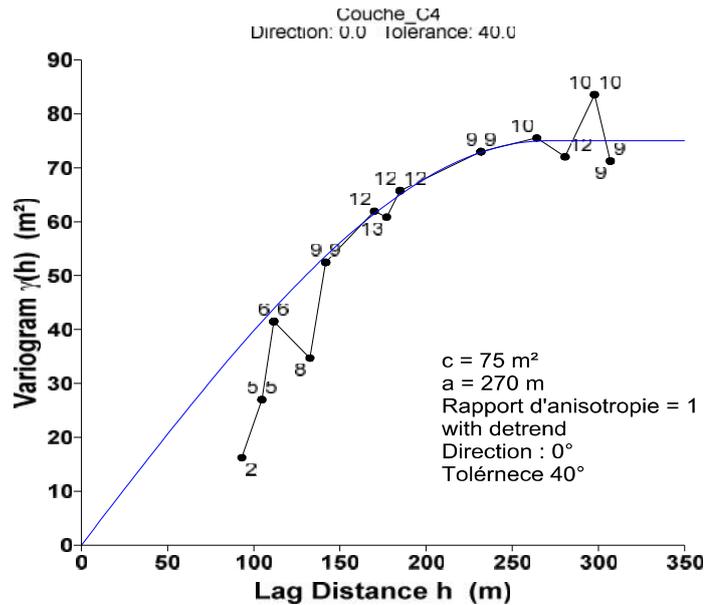


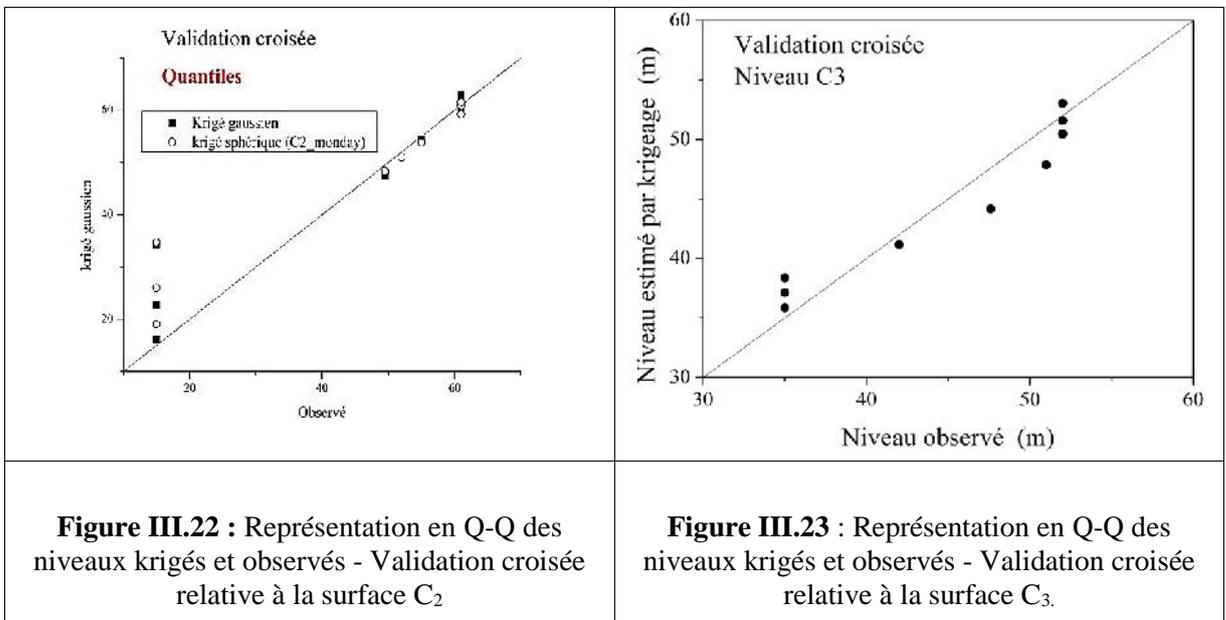
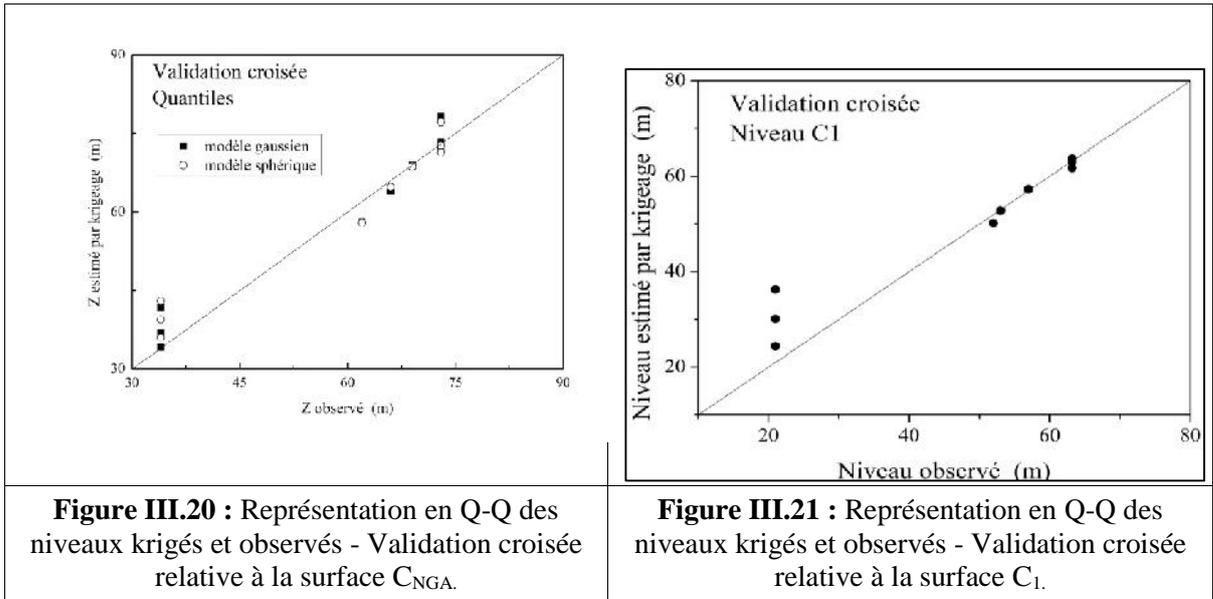
Figure III.19 : Variogramme expérimental relatif à la surface C₄.

III.4.4 Validation croisée des modèles de variogrammes

La validation croisée nous permet d'obtenir une série de valeurs krigées (prédites) que l'on peut comparer aux valeurs observées en calculant les résidus du modèle. Cependant, l'étude des erreurs n'est pas toujours satisfaisante. En effet, l'amplitude des erreurs commises en un sondage de données ne dépend pas seulement de la qualité du modèle variographique, mais aussi de l'éloignement par rapport aux autres sondages. Ainsi, un sondage isolé tend à produire une erreur d'estimation élevée. Cet effet peut être corrigé

Les figures III.20 à III.24 illustrent les résultats de la validation croisée effectuée sur les modèles adoptés pour les variogrammes expérimentaux relatifs aux cinq niveaux topographiques étudiés, C_{NGA} à C₄. Il est représenté dans ces figures les diagrammes Q-Q des quantiles. On peut remarquer que les quantiles des valeurs krigées et ceux des valeurs observées sont très proches les uns des autres. On peut remarquer cependant un éloignement de la droite d'égalité de deux points représentant les plus faibles valeurs du niveau topographique, cela peut être dû à l'éloignement entre les sondages à ces niveaux là, ce qui signifie une perte importante de corrélation – distance entre sondages au-delà de la portée du modèle.

Les figures III.25 à III.28 représentent les résidus entre les valeurs krigées et les valeurs observées des niveaux topographiques. On retrouve un résidu important important toujours au niveau des deux points mentionnés plus haut.



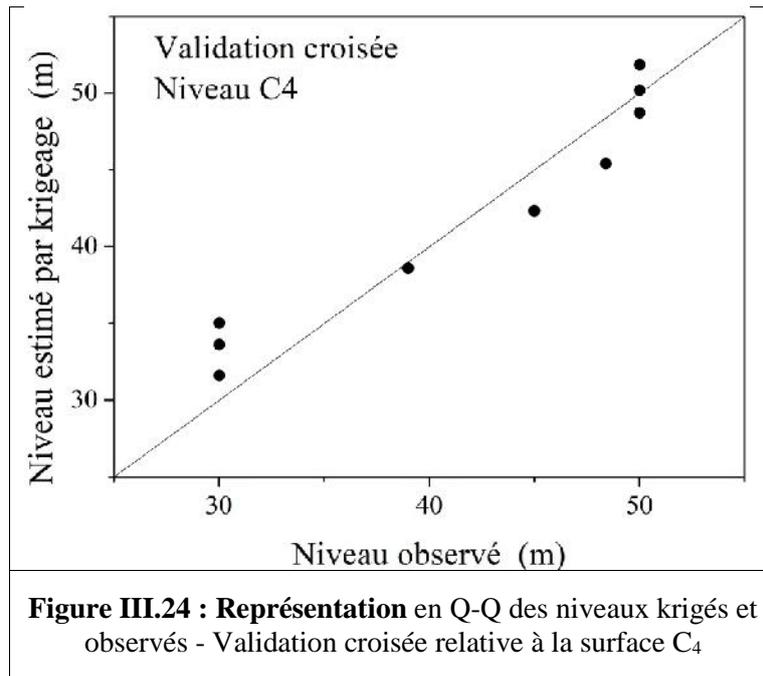
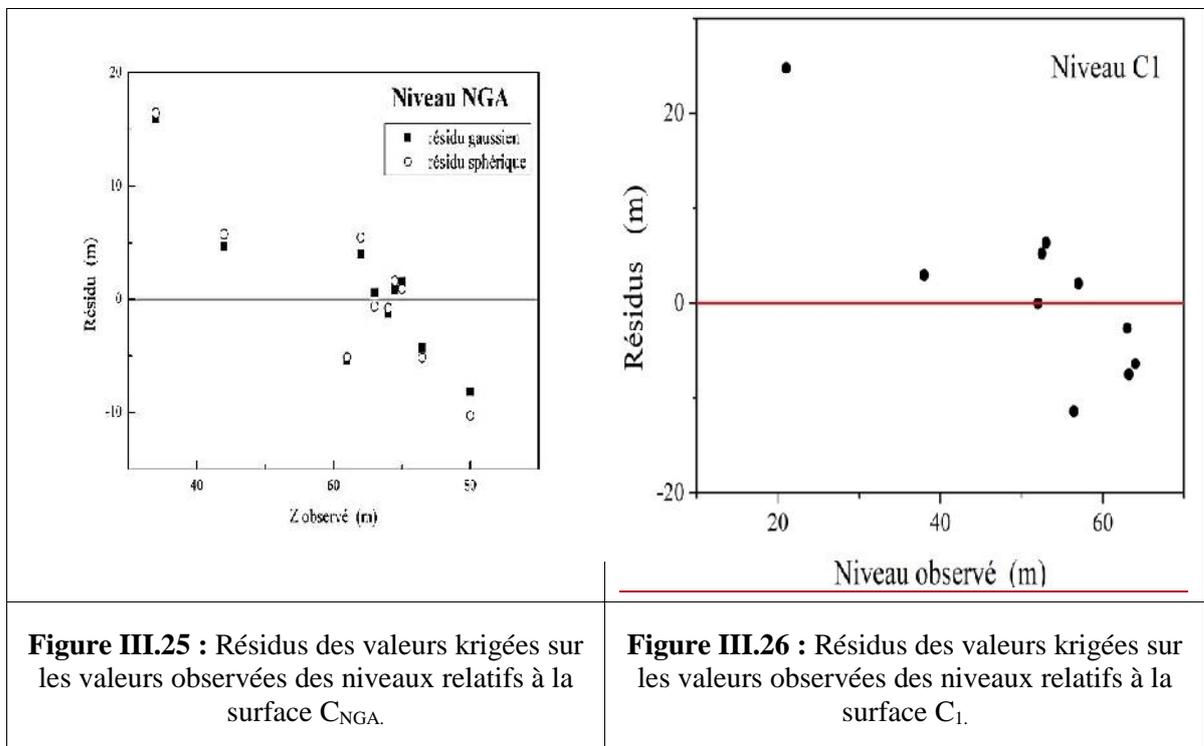
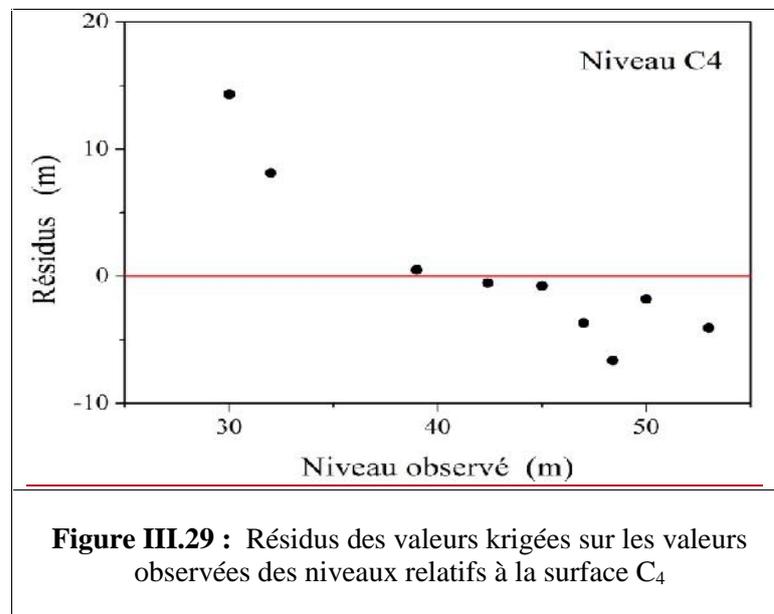
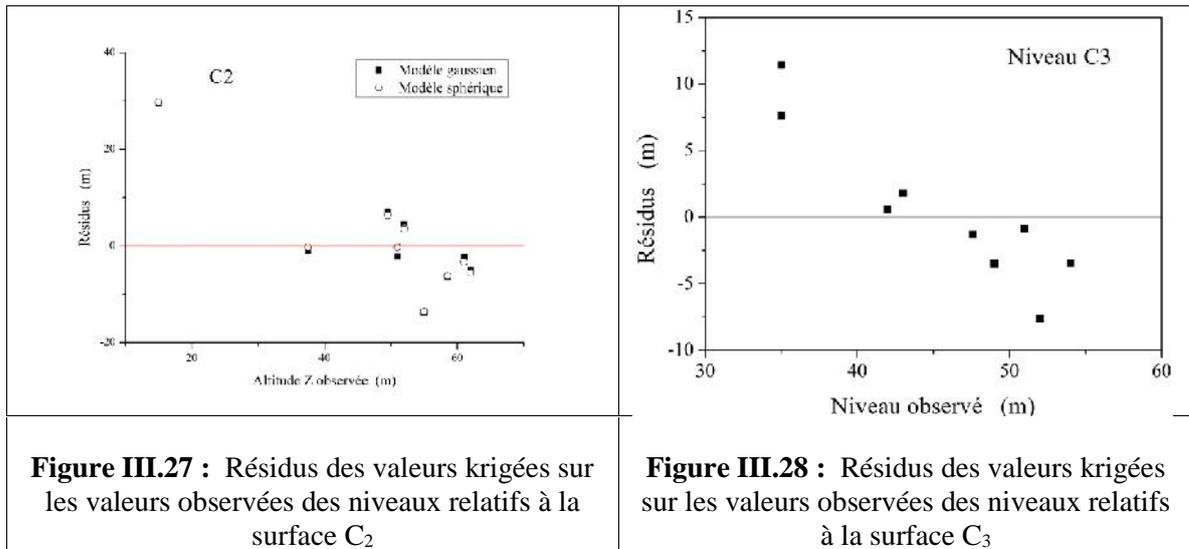


Figure III.24 : Représentation en Q-Q des niveaux krigés et observés - Validation croisée relative à la surface C₄

En ce qui concerne les résidus en comparant les deux modèles gaussien et sphérique on aura quasiment le même éparpillement (Fig. III.25 à Fig. III.28).





III.4.5 Reconstruction par krigeage des surfaces

La reconstruction fournit en tout point (x, y) , le long du tracé de l'itinéraire de notre projet, une estimation de l'altitude par krigeage et une variance de krigeage associée. Cette valeur, cartographiée le long de l'itinéraire, permet d'apprécier l'incertitude que l'on a sur le positionnement des interfaces.

Elle est utile, soit pour une analyse directe d'incertitude, soit pour guider des reconnaissances futures, en privilégiant si besoin les zones de forte incertitude pour y obtenir des données complémentaires.

L'opération de krigeage est effectuée après avoir introduit le modèle de variogramme validé pour chacune des surfaces (C_{NGA} à C_4). Les résultats du krigeage sont représentés en 2D et en 3D dans les figures III.30 à III.34, ainsi que leurs variances de krigeage pour les cinq surfaces C_{NGA} , C_1 , C_2 , C_3 et C_4 .

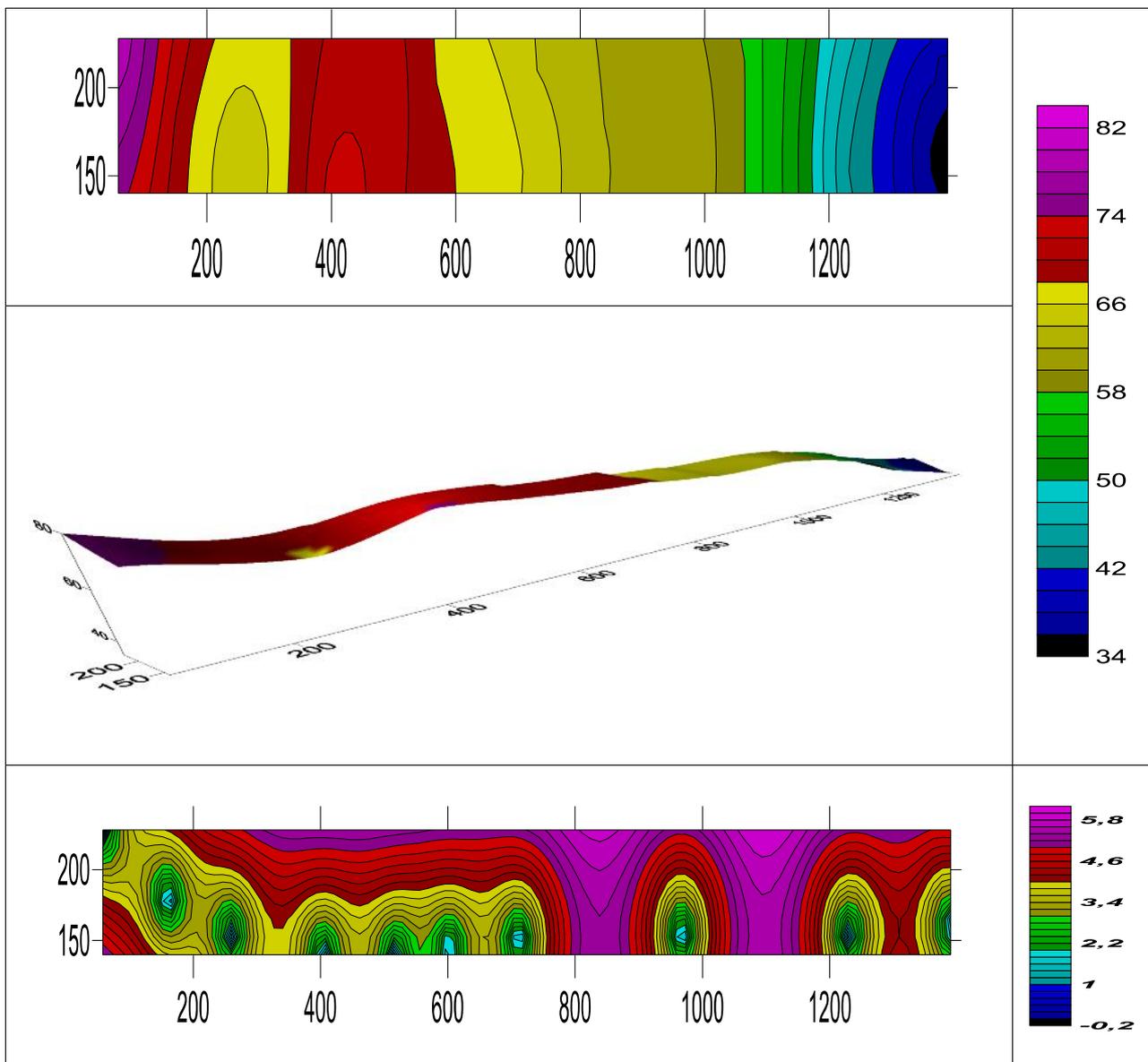


Figure III.30 : Niveau topographique de la surface C_{NGA} (argile peu plastique (Ap)) le long du tracé, **a)** en 2D et **b)** en 3D et **c)** la variance de krigeage le long du tracé

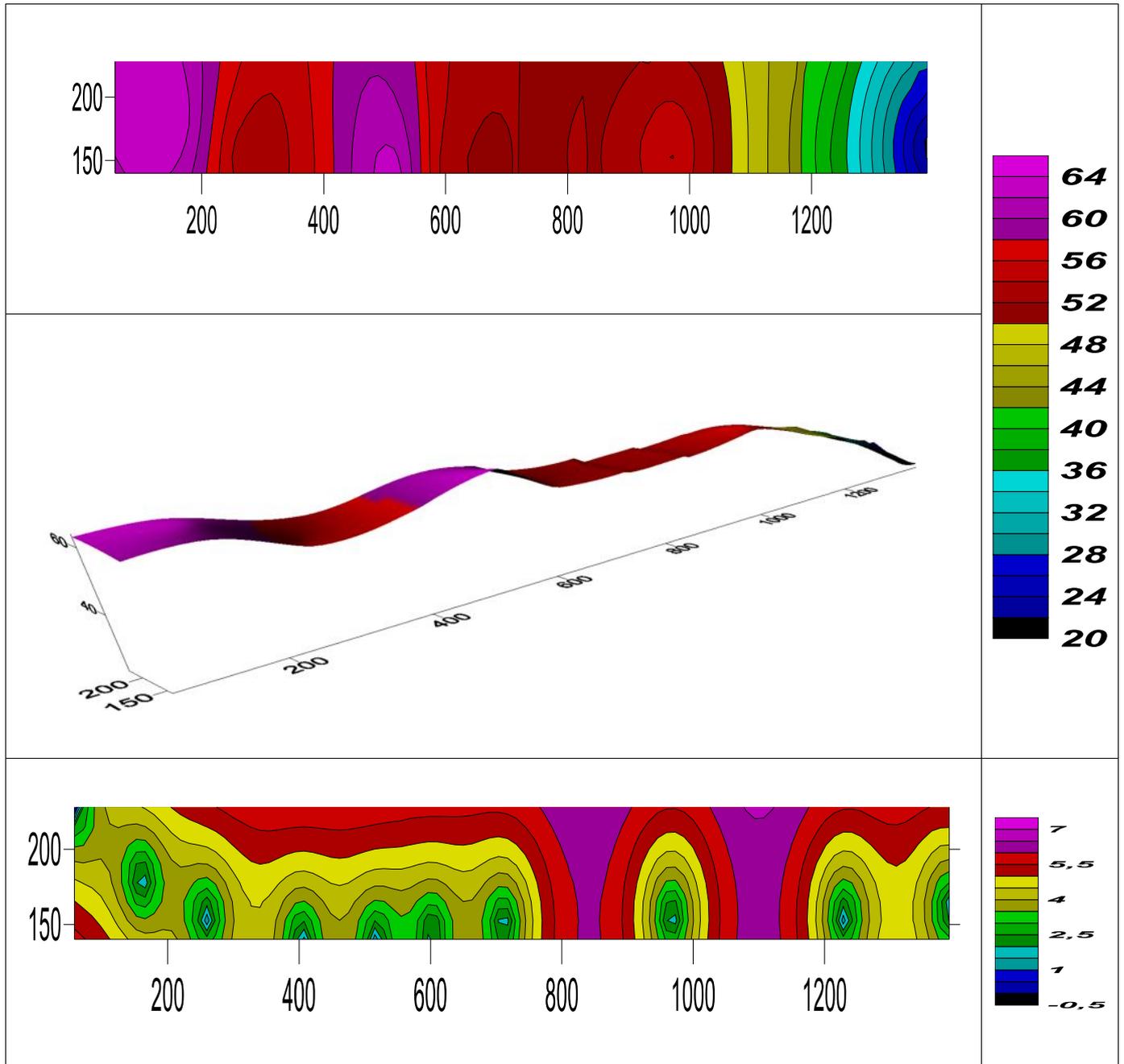


Figure III.31 : Niveau topographique de la surface C₁ (argile peu plastique (Ap))/(Sable argileux 'Ap') le long du tracé, **a)** en 2D et **b)** en 3D et **c)** la variance de krigeage le long du tracé

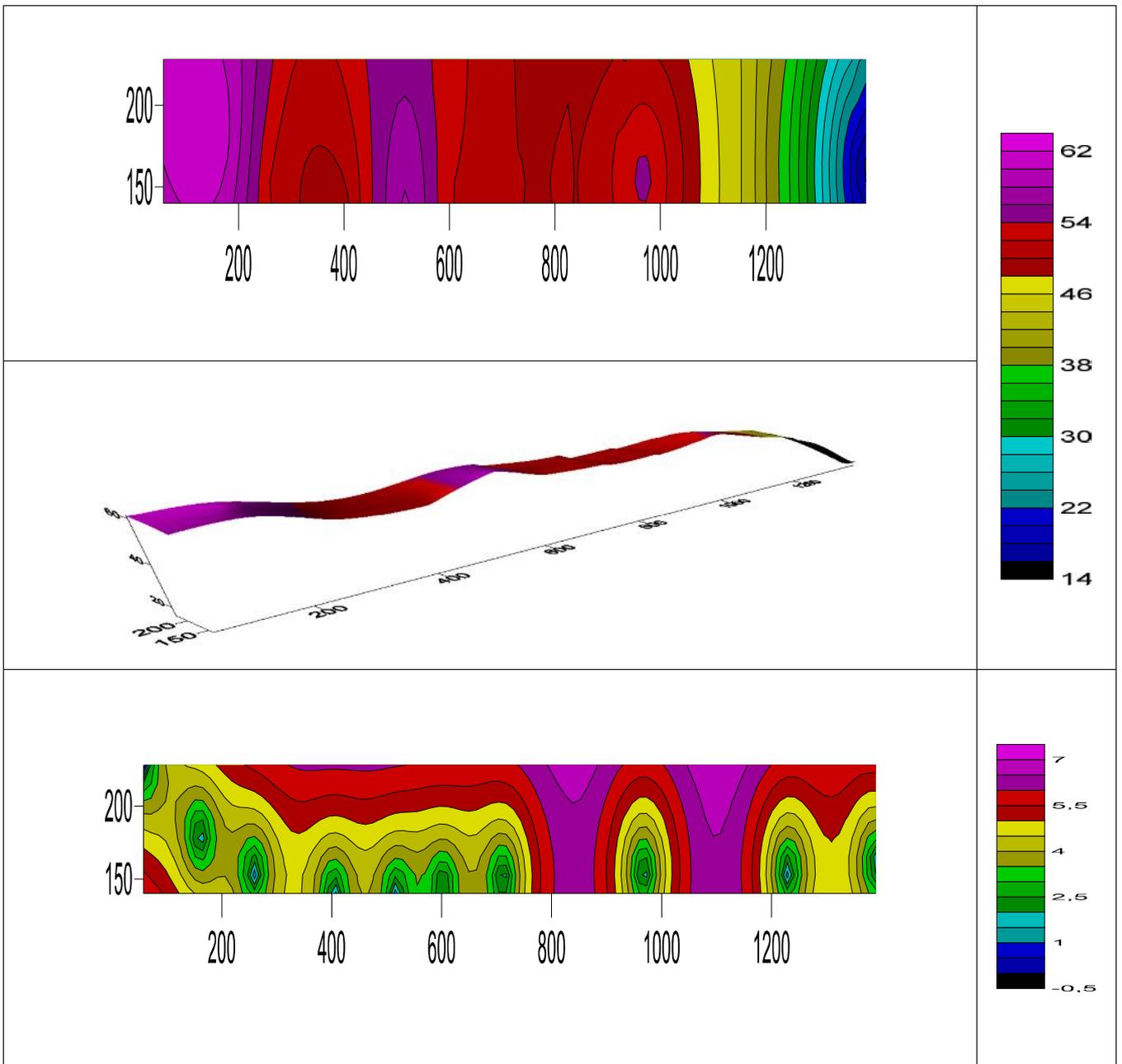


Figure III.32 : Niveau topographique de la surface C₂ (Sable argileux (Ap)/Argile très plastique (At)) le long du tracé, **a)** en 2D et **b)** en 3D et **c)** la variance de krigeage le long du tracé

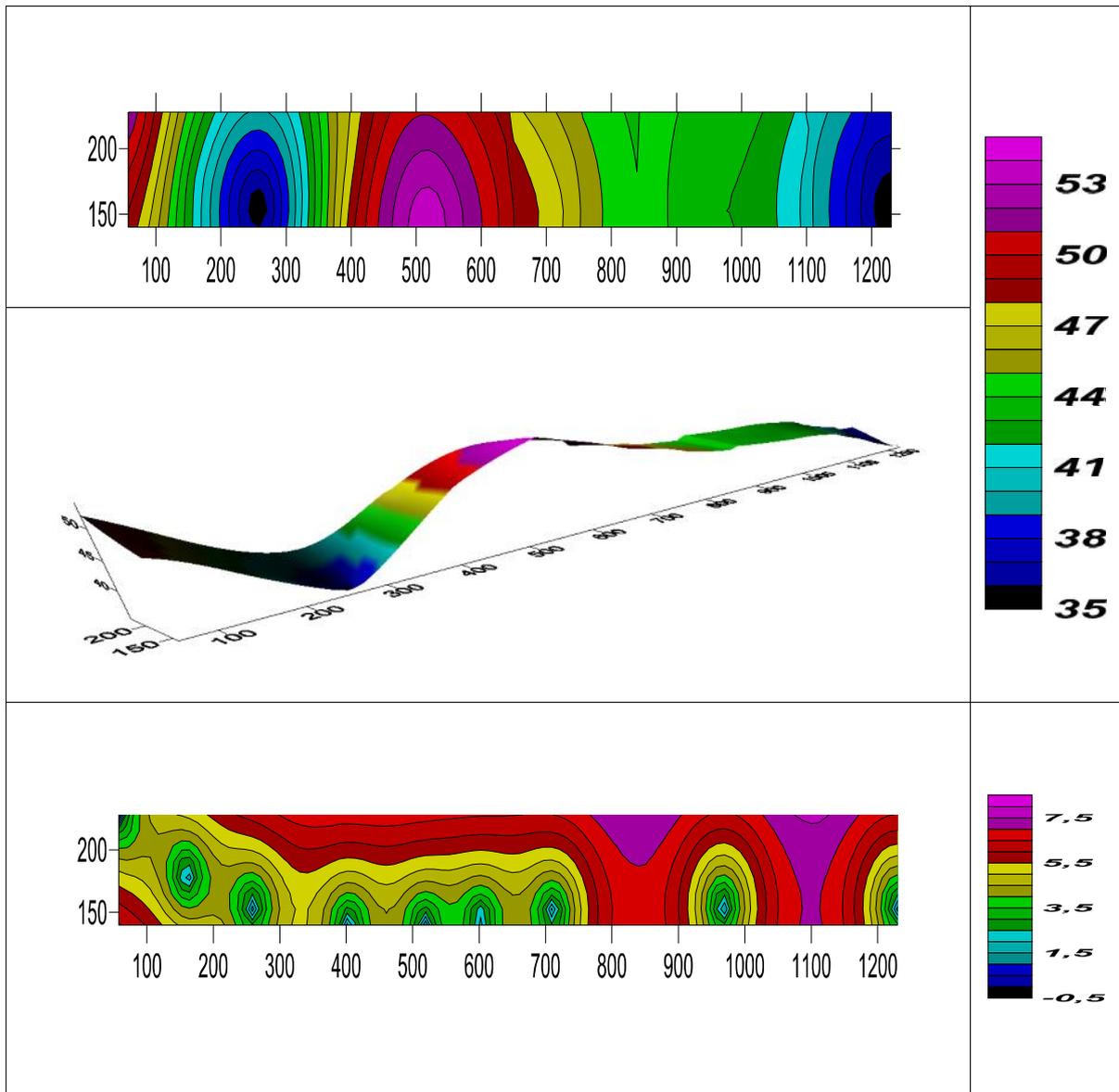
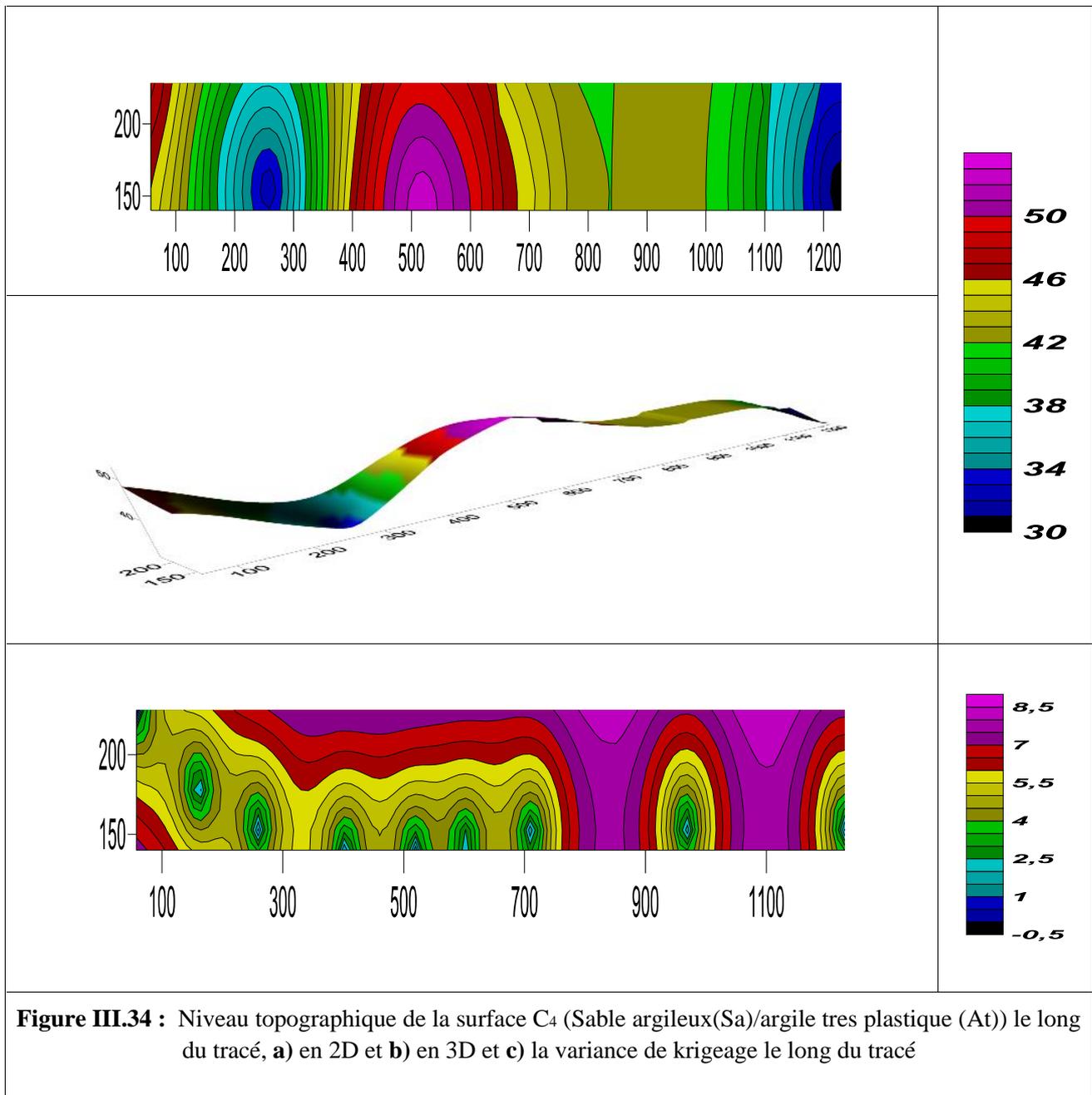


Figure III.33 : Niveau topographique de la surface C₃ (argile très plastique (At)/sable argileux (Sa)) le long du tracé, **a)** en 2D et **b)** en 3D et **c)** la variance de krigeage le long du tracé



Après avoir établi les surfaces représentant de niveau par krigeage, on recompose le modèle du sous-sol par assemblage. Les surfaces sont intersectées suivant la logique de dépôt tout en respectant les contraintes topographiques. Le profil lithologique du sous-sol

encaissant le projet est reconstruit par le modèle de géostatistique, il est représenté par la figure III.35.

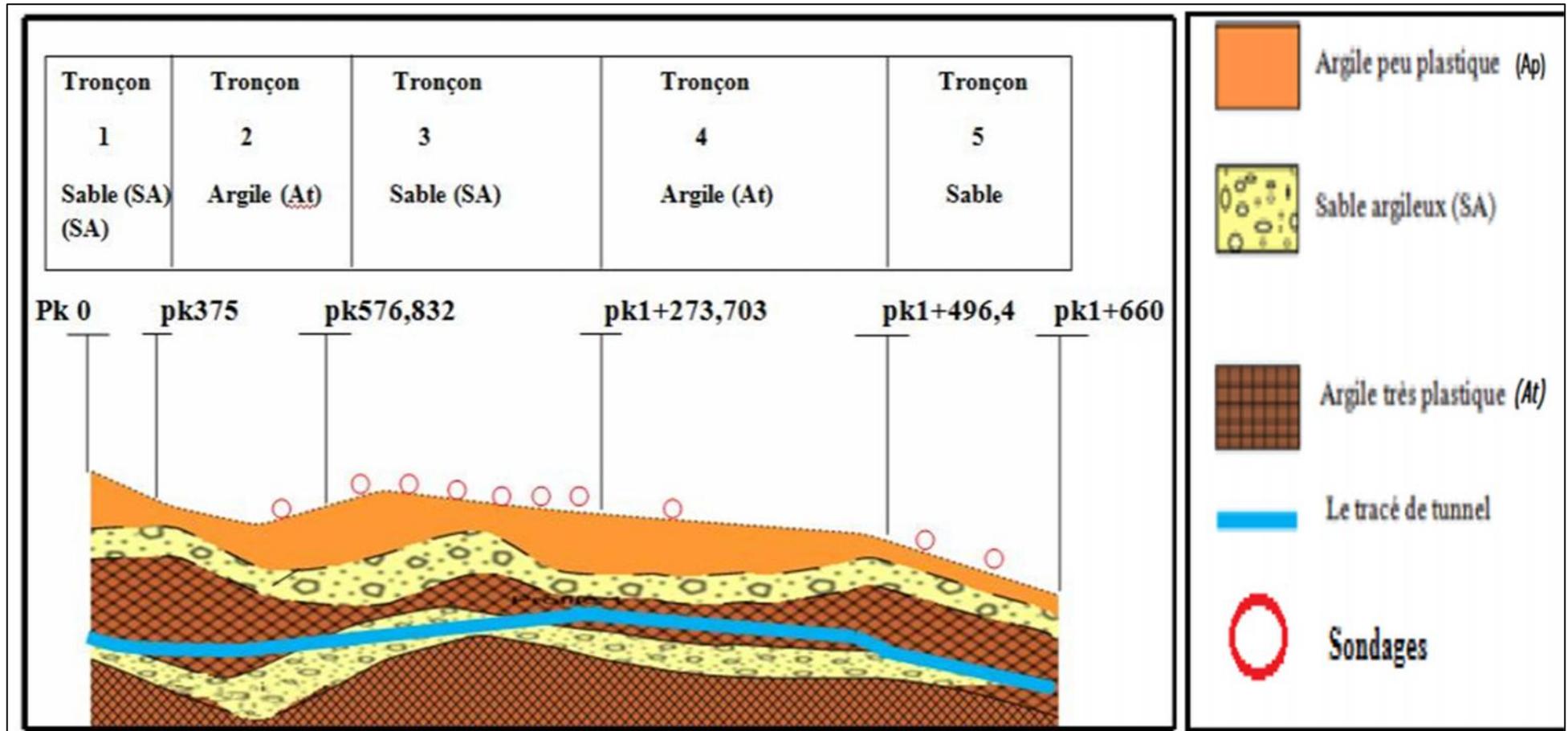


Figure III.35 : Représentation en 2D du sous-sol encaissant le projet et le tracé du profil en long du tunnel

III.5 Conclusion

La géostatistique intégrée dans le logiciel surfer (version 14) nous a permis de convertir nos données topographiques et géotechniques issues des sondages ponctuelles en une coupe lithologique, comprenant toutes les caractéristiques propres à chaque horizon formant le sous-sol. Cette coupe lithologique continue le long du tracé de notre projet, nous permettra d'étudier le tunnel suivant la nature et les caractéristiques du terrain qu'il traverse ce qui facilitera la détermination d'une technique d'exécution du tunnel, le dimensionnement du soutènement provisoire ainsi que les différentes vérifications relatives à la stabilité de l'excavation et au tassement pouvant se produire en surface.

CHAPITRE 04

Etude de soutènement provisoire

IV.1 Introduction

Dans un projet de tunnel, la détermination du soutènement provisoire est un des éléments clés dans les phases étude et réalisation. L'opération de soutènement s'effectue immédiatement après creusement pour assurer la stabilité des parois de la galerie creusée et participe aussi à la stabilité définitive de l'ouvrage.

Dans le présent chapitre, il est question de dimensionner le soutènement provisoire d'une partie de l'extension, de métro d'Alger Ain Naadja-Baraki (extension C1), le dimensionnement consiste à choisir un type de soutènement, en utilisant les recommandations de l'AFTES puis à calculer le soutènement choisi et le vérifier en utilisant la méthode convergence-confinement.

Dans le souci de s'assurer de la sécurité lors de la réalisation de l'ouvrage tunnel, un ensemble de vérifications doit être effectué, Il sera question d'abord de vérifier le risque de tassement en surface, de vérifier la stabilité du front de taille en utilisant la méthode de l'équilibre limite et finalement la vérification du risque de soulèvement de radier de tunnel.

IV.2 Les différents types de soutènement

Le choix du soutènement est lié aux exigences du terrain et à la fonction de protection du personnel puis de celui des usagers. Selon leur mode de fonctionnement, les soutènements peuvent être classés en deux grandes catégories principales : les soutènements agissant par supportage et les soutènements agissant par confinement.

IV.2.1 Les soutènements agissant par support

L'action du support se distingue par une forte résistance relative des éléments de soutènement qui, en limitant l'amplitude des déformations de l'un et de l'autre, privilégie la résistance du soutènement par rapport aux capacités de résistances propres du terrain. Les éléments employés sont essentiellement :

- les cintres (lourds et légers) ;
- plaques métalliques assemblées ;
- voussoirs en béton ;
- tubes perforés.

IV.2.1 .1 Les cintres

Les cintres peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage et dont les membrures sont placées le long des parois où elles sont calées, soit directement, soit par l'intermédiaire d'une peau de blindage. Suivant le rôle qu'ils assurent, les cintres peuvent être des éléments:

- de protection (contre la chute des blocs isolés sans chercher à s'opposer aux déformations d'ensemble) ;
- de soutènement (pour ralentir la convergence des parois) ;
- de renforcement, s'il s'agit de consolider un ouvrage ancien ;
- du point de vue de la façon dont ils sont constitués.

Il existe différents modèles de cintres :

a) Les cintres métalliques lourds

Constitués de profilés de forte inertie cintrés ou assemblés de façon rigide sont capables d'agir comme de véritables soutènements dans la mesure où la section du souterrain n'est pas trop importante. Suivant leur mode d'assemblage, il peut s'agir de profilés simples, accouplés ou à treillis.

b) Les cintres métalliques légers et coulissants

Sont constitués de profilés spéciaux généralement en forme de U, dont le dispositif d'assemblage permet le coulisement contrôlé des éléments d'un même cintre les uns par rapport aux autres. Leur capacité de portance est ainsi limitée à l'effort nécessaire pour provoquer le glissement de l'assemblage

La figure IV.1 montre la mise en place des cintres lourds dans le projet de l'extension C1 de métro d'Alger Ain Naadja-Baraki.



Figure IV.1: Mise en place de cintre dans le projet de l'extension C1 Ain Naadja-Baraki du métro d'Alger (photo prise le 16 Avril 2019).

IV.2.1.2 Tubes perforés

Les tubes perforés sont considérés comme un procédé de pré-soutènement qui sera installé depuis le front, sur une partie ou sur la totalité, pour être efficace en avant du front. On peut classer les pré-soutènements par supportage en 3 types :

- voûte parapluie : Consiste à mettre en place des barres ou des tubes métalliques longitudinaux, à la périphérie du front, le plus souvent sur le tiers ou le quart supérieur de la circonférence
- pré-voûte : il s'agit d'une structure de pré-soutènement conçue pour travailler sans difficulté en voûte transversalement à la progression du tunnel ;
- 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.

La figure IV.2 illustre une mise en place d'une voûte parapluie de l'extension C1 de métro d'Alger Ain Naadja-Baraki.



Figure IV.2 : Mise en place d'une voûte parapluie dans le projet de l'extension C1

Ain Naadja-Baraki du métro d'Alger.

IV.2.1.3 plaques métalliques assemblées

Lorsque le blindage doit être rigoureusement jointif, et a fortiori s'il doit assurer une certaine étanchéité vis-à-vis des circulations d'eau dans le terrain, une bonne solution consiste à utiliser des plaques de tôle nervurées, cintrées au rayon de l'excavation, comportant des bords retournés le long de 2 ou de 4 côtés formant nervures et assemblées par boulons. Il s'agit donc de véritables voussoirs légers dont la mise en place est précise et rapide. Les dimensions des plaques varient en largeur (dans le sens parallèle à l'axe du tunnel) de 40 à 60 cm et en longueur de 1,00 m à 1,50 m. Les tôles peuvent avoir une épaisseur de 2 à 10 mm, c'est-à-dire que le poids d'acier par m² de paroi peut varier de 15 à près de 100 kg. L'utilisation de ce type de blindage suppose un découpage relativement précis de l'excavation car l'adaptation aux irrégularités de la paroi n'est pas possible.

IV.2.1.4 voussoirs en béton

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 au tunnel dans toutes les directions, par rotation de la position des voussoirs d'un anneau.

IV.2.2 Les soutènements agissant par confinement du terrain

Les soutènements qui agissent par confinement sont essentiellement :

- Le béton projeté ;
- Les boulons.

IV.2.2.1 Les boulons

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 : boulons à ancrage ponctuel, boulons à ancrage réparti. Le choix entre ces deux types est essentiellement lié à la nature du terrain.

a) Les boulons à ancrage ponctuel

L'ancrage est assuré par un dispositif mécanique (généralement coquille d'expansion à filetage inverse) qui prend appui par serrage sur les parois du trou sur une faible longueur (Une dizaine de centimètres). Ce type de boulonnage présente de nombreux avantages et notamment sa grande rapidité de mise en œuvre et son utilisation possible même en cas de venues d'eau dans

le forage. En contrepartie, il nécessite un rocher suffisamment résistant pour ne pas fluer au voisinage de l'ancrage et sa pérennité n'est pas assurée, du fait de la possibilité de corrosion s'il n'est pas injecté. Il s'agit donc essentiellement d'un mode de boulonnage provisoire utilisable dans les roches dures ou mi-dures même fissurées. Ce type d'ancrage pour assurer l'épinglage de blocs instables.

b) Boulons à ancrage réparti

Ils sont ainsi nommés parce que la transmission des efforts entre le boulon et le terrain est assurée sur toute la longueur par l'intermédiaire d'un produit de scellement qui peut être une résine ou un mortier de ciment.

c) Barres foncées dans le terrain

Elles s'utilisent lorsqu'il est impossible de forer un trou dont les parois soient stables pendant le temps nécessaire à la mise en place d'un boulon. On peut dans ce cas foncer, à l'aide d'une perforatrice, des barres nervurées qui sont vissées dans le terrain. La résistance à l'arrachement dépend de la nature du terrain.

d) Les boulons en fibre en verre

Boulons en fibres de verres, sont utilisées dans les tunnels creusés au traditionnel (Fig.IV.3), dans le but de renforcer le front de taille et éviter ainsi l'extrusion du noyau lors de l'excavation.



Figure IV.3: Exemple de renforcement de sol par les boulons des fibres de verre
(Oreste, 2012).

Les boulons en fibre de verre peuvent être en barres rondes pleines, en barres rondes creuses, tubulaires, en barres plates à section rectangulaire et en barre à section Y.

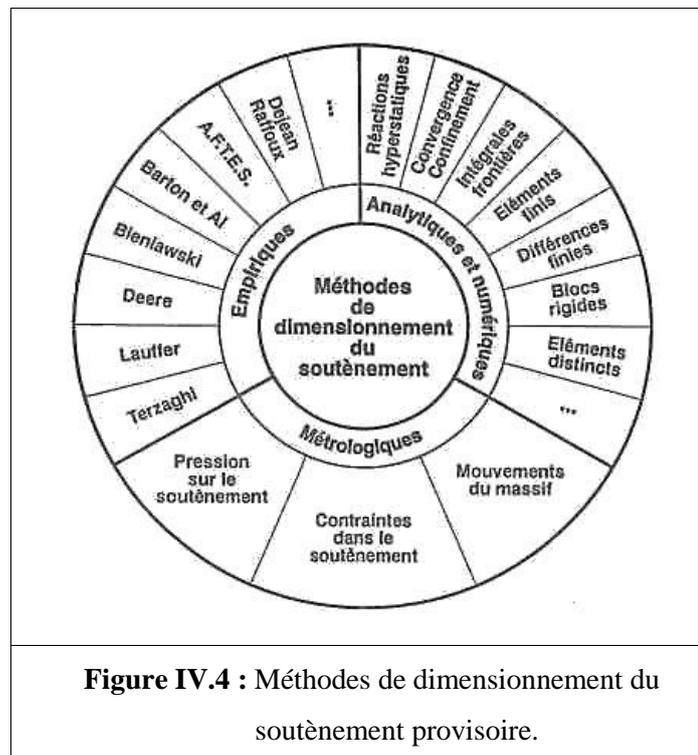
La technique consiste à insérer des chevilles de fibre de verre sous-horizontales dans le noyau en avant de la face de l'excavation. Ces chevilles sont reliées de manière continue au terrain environnant par injection de mortier dans les forages.

Le béton projeté joue un rôle de protecteur, il forme une coque mince épousant la géométrie du terrain, il empêche ainsi les blocs de roche ou le sol de se détacher de la paroi. Il a aussi un véritable rôle structurant, il peut reprendre les charges issues du terrain, son épaisseur est variable en fonction du terrain, il ne peut pas être appliqué en cas de venues d'eau importantes. Il est important de prévoir en parements des drains pour éviter de mettre en pression la coque en béton.

IV.3 Prédimensionnement de tunnel

Parmi les problèmes qui se posent au géotechnicien, celui de la détermination des caractéristiques du soutènement d'un tunnel ou la vérification de sa stabilité est l'un des plus délicats et des plus difficiles à aborder. L'absence de règles dans le domaine est souvent compensée par le jugement et l'appréciation de l'ingénieur. Aucune des méthodes actuelles ne peut prétendre résoudre l'infinité des cas qui s'offrent au projeteur. Néanmoins, il est possible de définir des domaines préférentiels d'utilisation pour chaque méthode de calcul. Cette partie évoque les méthodes principales de calcul des tunnels et leur développement. On peut classer les méthodes de calcul des tunnels dans plusieurs catégories selon les hypothèses principales qui définissent le cadre d'utilisation de chaque méthode. Nous distinguons trois catégories principales de méthodes de calculs (Fig.IV.4):

- méthodes empiriques ;
- méthodes analytiques ;
- méthodes numériques.



IV.3.1 Méthodes empiriques

Au stade des études préliminaires, les ouvrages souterrains sont fréquemment dimensionnés à partir de classifications des massifs de terrain. En effet, l'art des tunnels est demeuré jusqu'à ces vingt dernières années une science essentiellement empirique dont les spécialistes se constituaient un savoir-faire au travers d'expériences passées, la transmission des enseignements tirés de ces expériences étant soit directe pour les spécialistes suivant eux mêmes le déroulement des travaux, soit assurée par l'intermédiaire de relations écrites: compte-rendu, rapports, etc. Pour essayer de structurer ce savoir et de fournir des outils d'aide à la conception, certains auteurs ont très tôt proposé des synthèses sous forme de classifications. Ces méthodes, rapides d'emploi et donc économiques, reposent sur différents paramètres géotechniques. C'est donc le choix de ces paramètres et la façon de les utiliser pour le dimensionnement de l'ouvrage qui va faire la différence d'une méthode à l'autre. Nous exposons uniquement les méthodes empiriques actuellement les plus utilisées sont :

- méthode de Terzaghi (1943);
- recommandations de l'AFTES (Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain) (1976) ;
- méthode de Bieniawski (1972,1974);
- Méthode de Barton (1974).

Les méthodes de Bieniawski et Barton s'appliquent aux terrains rocheux. Seules les recommandations de l'AFTES peuvent être utilisées pour tous les types de terrains.

L'AFTES précise clairement les divers facteurs qu'il faut s'efforcer de connaître pour la conception d'un projet souterrain dans un massif rocheux comme les conditions géologiques générales, les conditions hydrogéologiques, les discontinuités du massif rocheux, les caractéristiques mécaniques du terrain, les contraintes naturelles et la hauteur de couverture de l'ouvrage et la déformabilité du massif (AFTES, 1976).

Des critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution, soit les dimensions et la forme de la cavité, et le procédé d'excavation, qui peut être soit à l'explosif en utilisant ou non la technique du pré découpage, soit purement mécanique.

Des critères relatifs à l'environnement, soit la sensibilité de l'environnement aux tassements, et les effets d'une modification de l'équilibre hydrologique

Les recommandations de l'AFTES sont présentées sous forme de tableaux, dans chacun de ces tableaux, il est présenté les types de soutènement les plus favorables et les plus défavorables relativement à chacun de critères considérés par l'AFTES.

Le principe de cette méthode est détaillé dans l'annexe E.

Le Tableau V.1 est un exemple de recommandation de type de soutènement relative au critère : comportement mécanique.

Tableau IV.1: Recommandation selon l'AFTES du type de soutènement relativement au critère de comportement mécanique du terrain.

Comportement mécanique	Type de soutènement	Pilon projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Lames profilées	Bouclier ou pointe libre	Procédés spéciaux		
			à ancrage ponctuel	à ancrage réparti	bases brochées	lourds	légers coulisants	circulaires métalliques espacées	béton			injection	par compacts	post-tension
R1	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
R2a	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
R2b		•	•	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•
R3a		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
R3b		•	•	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•
R4	×	•	×			•	•							
R5a	×	•	×			•	•	•						
R5b	×	•	×	×		•	•	•	•	•	•	•	•	•
R6a	×	×	×	×	×	Enf	Enf	Enf	Bcl	Enf	Enf	Enf	Enf	Enf
R6b	×	×	×	×	×	Enf	Bif	Enf	Bif	Enf	Bif	Enf	Bif	Enf

Légende
 Enf : avec enfilage Bif : avec blindage du front Bcl : avec bouclier
 • nettement favorable □ plutôt favorable ⊗ plutôt défavorable ⊗ nettement défavorable

Catégorie	Désignation	Exemples	σ_c (MPa)
R1	Roches de résistance très élevée	Quartzites et Basaltes de résistance élevée.	>200
R2a	Roches de résistance élevée	Granites très résistants, Porphyres, Grès et calcaires de très haute résistance.	200 à 120
R2b		Granites, grès et calcaires de très bonne tenue ou légèrement délités, marbres dolomites, conglomérats compacts.	120 à 60.
R3a	Roches 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	Roches de faible résistance	Schistes ou calcaires tendres ou très fracturés, gypses, grès très fracturés ou marneux, poudings.	20 à 50
R5a	Roches de très faible résistance et sols cohérents, consolidés	Marnes sableuses ou argileuses, sables marneux, gypses ou craies altérées.	6 à 0,5
R5b		Alluvions graveleuses, sables argileux normalement consolidés.	< 0,5
R6a	Sols plastiques ou peu consolidés	Marnes altérées, argiles franches, sables argileux, limons fins.	
R6b		Tous silt et vases peu consolidés, sables fins sans cohésion.	

IV.3.2 Méthodes analytiques

Parmi les méthodes analytiques les plus connues, la méthode convergence-confinement. Une présentation succincte de cette méthode est donnée en annexe E.

IV.3.3 Méthodes numériques

Le principe commun des méthodes numériques réside dans la discrétisation de l'espace du problème étudié et dans la résolution d'un certain nombre d'équations pour obtenir la solution.

IV.4 LA NOUVELLE METHODE AUTRICHIENNE (NATM)

La NATM est une abréviation du terme en anglais « New Austrian Tunneling Method », le comportement de tunnels est toujours très difficile à prévoir avec précision, pour le court terme, comme pour le long terme. Cette méthode est efficace et permet de limiter la décompression des terrains au voisinage de l'excavation, elle est caractérisée par :

- la mise en place aussi rapidement que possible, d'un soutènement déformable constitué, d'une part de boulons qui arment le terrain et d'autre part, d'une couche de béton projeté ;
- le but de ce soutènement est de garantir la stabilité de l'excavation en créant un anneau porteur, constitué par le terrain armé ;
- l'excavation se fait à pleine ou à demi section et parfois en section divisée dans le but de mettre le soutènement en place rapidement ;
- les ancrages scellés (mortier ou résine) créent dans le terrain une voûte armée ;
- une coque mince de béton projeté (5 à 25 cm), généralement armé de treillis soudés, protège le terrain contre l'altération, crée une continuité entre les éléments du terrain, apporte une pression radiale de confinement et répartit les efforts rapportés aux têtes des ancrages ;
- éventuellement, des cintres légers coulissants renforcent la coque du béton projeté ;
- l'ensemble permet donc, au terrain de participer au soutènement en raison de la formation d'une voûte monolithique (revêtement + terrain). Le terrain devient ainsi auto porteur ;
- le terrain se supporte lui-même ;
- revêtement temporaire et revêtement définitif en couche minces.

L'avantage de la NATM est la mise en œuvre rapide du soutènement, le revêtement souple et continu, le contrôle du comportement du terrain au cours de l'exécution et l'apport d'un confinement stabilisateur.

Cependant, cette méthode présente quelques limites telles que: les venues d'eau excessives empêchent la mise en œuvre du béton projeté, 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

La méthode NATM était utilisée dans notre projet d'étude.

IV.5 Choix de soutènement provisoire

Vu que les données nécessaires pour le calcul de soutènement sont pas disponibles, dans tous les sondages dans le tronçon étudié, nous avons travaillé par partie, chaque partie à son propre caractère d'où le tunnel est excavé et sa couverture, les caractéristiques du terrain étudié sont regroupées dans le Tableau IV.2 suivant

Tableau IV.2: Résumé des paramètres géotechniques.

Caractéristique de terrain	Poids volumique humide (kN /m³)	Cohésion effective c' (kPa)	Angle de frottement effectif ' (°)	Module de Déformation drainé E' (MPa)	Coefficient de Poisson
Tronçon 1 Sable argileux	20	35	22	30	0,3
Tronçon 2 Argile très plastique	21	15	33	30	0,33
Tronçon 3 Sable argileux	20	35	22	30	0,3
Tronçon 4 Argile très plastique	21	15	33	80	0,33
Tronçons 5 Sable argileux	21	5	28	6	0,3

Tronçon 1 : de PK 0 à PK 375

Selon les données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du terrain encaissant le tunnel traverse du sable argileux, les critères pour le choix du type de soutènement selon l'AFTES correspondantes sont:

- 1- Comportement mécanique: classe du terrain R6a ;
- 2- Discontinuité: sans objet, pas de discontinuité étant donné que le terrain est un sol sable argileux
- 3- Altérabilité-gonflement: autre terrains ;
- 4- Hydrologie: hors d'eau ; pas de présence de la nappe phréatique ;
- 5- Couverture: ° modérée ; $33 > 1,5 * D$ et $660 < 10 \text{ MPa}$;
- 6- Dimension de la galerie: $2,5 \text{ m} < D = 5,10 \text{ m} < 10 \text{ m}$;
- 7- Environnement : étant donné que le tunnel se trouve en milieu urbain et relativement en surface, on considère que le terrain est sensible aux tassements.

Le tableau IV.3 résume les recommandations de l'AFTES pour les conditions du terrain au niveau de tronçon 1 étudié, les types de soutènement recommandés sont :

- cintres métalliques lourd avec enfilage ;
- voussoirs en plaques métalliques assemblées avec enfilage ;
- Voussoirs en béton avec bouclier ;
- injection comme des procédés spéciaux.
- Le soutènement adopté sera composé de cintres métalliques lourd combinés avec une couche de béton projetée.

Tronçons 2 : de Pk 0+375 à pk 0+576,832

Le tunnel traverse l'argile très plastique :

- 1- Comportement mécanique: classe du terrain R6a; pas de discontinuité étant donné que le terrain est un sol Argile très plastique.
- 2- Discontinuité: sans objet; pas de discontinuité étant donné que le terrain est un sol Argile très plastique.
- 3- Altérabilité-gonflement: autre terrains
- 4- Hydrologie: hors d'eau ; pas de présence de la nappe phréatique ;

5- Couverture: ° modérée ; $h = 30 > 1,5 \cdot D$ et $660 < 10 \text{ MPa}$;

6- Dimension de la galerie: $2,5 \text{ m} < D = 5,10 \text{ m} < 10 \text{ m}$;

7- Environnement : étant donné que le tunnel se trouve en milieu urbain et relativement en surface, on considère que le terrain est sensible aux tassements.

Le tableau IV.3 résume les recommandations de l'AFTES pour les conditions du terrain au niveau de tronçons 2 étudié, les types de soutènement recommandés sont :

- cintres métalliques lourds avec enfilage ;
- voussoirs en plaques métalliques assemblées avec enfilage ;
- voussoirs en béton avec bouclier ;
- injection comme des procédés spéciaux.

Le soutènement adopté sera composé de cintres métalliques lourds combinés avec une couche de béton projetée et si nécessaire l'injection comme procédé spécial préalable à l'exécution du tunnel.

Tronçon 3 : de Pk0+576,832 à pk 1+273 ,703

Le tunnel traverse sable argileux :

1- Comportement mécanique: classe du terrain R6a;

2- Discontinuité: sans objet; pas de discontinuité étant donné que le terrain est un sol sable Argileux.

3- Altérabilité-gonflement: autres terrains

4- Hydrologie: hors d'eau ; pas de présence de la nappe phréatique ;

5- Couverture: nous avons $h = 13 \text{ m}$: $\text{couverture} < 1,5 D$;

6- Dimension de la galerie: $2,5 \text{ m} < D = 5,10 \text{ m} < 10 \text{ m}$;

7- Environnement : étant donné que le tunnel se trouve en milieu urbain et relativement en surface, on considère que le terrain est sensible aux tassements.

Le tableau IV.4 résume les recommandations de l'AFTES pour les conditions du terrain au niveau tronçons 3 étudié, les types de soutènement recommandés sont :

- cintres métalliques lourds avec enfilage ;
- voussoirs en plaques métalliques assemblées avec enfilage ;
- voussoirs en béton avec bouclier ;
- injection et congélation comme des procédés spéciaux.

Le soutènement adopté sera composé de cintres métalliques lourd combinés avec une couche de béton projetée et si nécessaire l'injection comme procédé spécial préalable à l'exécution du tunnel.

Tronçon 4 : de pk 1+273,703 à pk 1+496,4

Le tunnel traverse l'argile très plastique :

- 1- Comportement mécanique: classe du terrain R6a;
- 2- Discontinuité: sans objet; pas de discontinuité étant donné que le terrain est un sol Argile très plastique ;
- 3- Altérabilité-gonflement: autres terrains;
- 4- Hydrologie: hors d'eau ; pas de présence de la nappe phréatique ;
- 5- Couverture: $h=14\text{ m}$: couverture $< 1,5 D$;
- 6- Dimension de la galerie: $2,5\text{ m} < D = 5,10\text{ m} < 10\text{ m}$;
- 7- Environnement : étant donné que le tunnel se trouve en milieu urbain et relativement en surface, on considère que le terrain est sensible aux tassements.

Le tableau IV.4 résume les recommandations de l'AFTES pour les conditions du terrain au niveau tronçons 4 étudié les types de soutènement recommandés sont :

- cintres métalliques lourd avec enfilage ;
- voussoirs en plaques métalliques assemblées avec enfilage ;
- voussoirs en béton avec bouclier ;
- injection et congélation comme des procédés spéciaux.

Le soutènement adopté sera composé de cintres métalliques lourd combinés avec une couche de béton projetée et si nécessaire l'injection comme procédé spécial préalable à l'exécution du tunnel.

Tronçon 5 : De pk 1+496,4 à pk 660

Le tunnel traverse sable argileux :

- 1- Comportement mécanique: classe du terrain R6a;
- 2- Discontinuité: sans objet; pas de discontinuité étant donné que le terrain est un sol sable argileux.
- 3- Altérabilité-gonflement: autres terrains;
- 4- Hydrologie: hors d'eau ; pas de présence de la nappe phréatique ;

5- Couverture: $h=10$ m : couverture $< 1,5 D$;

6- Dimension de la galerie : $2,5$ m $< D=5,10$ m < 10 m ;

7- Environnement : étant donné que le tunnel se trouve en milieu urbain et relativement en surface, on considère que le terrain est sensible aux tassements.

Le tableau IV.4 résume les recommandations de l'AFTES pour les conditions du terrain au niveau de tronçons 5 étudié, les types de soutènement recommandés sont :

- cintres métalliques lourd avec enfilage ;
- voussoirs en plaques métalliques assemblées avec enfilage ;
- voussoirs en béton avec bouclier ;
- injection et congélation comme des procédés spéciaux.

Le soutènement adopté sera composé de cintres métalliques lourd combinés avec une couche de béton projetée et si nécessaire l'injection comme procédé spécial préalable à l'exécution du tunnel.

Tronçon 1 sable argileux		Pas de Soutènement	Béton Projecté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes Perforés	Boucliers ou pousse tubes	Procédés spéciaux		
				A ancrage ponctuel	A ancrage réparti	Barres Foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	Béton			Injection	Air Comprimé	Congélation
CRITERES	CLASSES														
Comportement mécanique	R _{4,6}	X	X	X	X	X	• Enf	• Enf	• Enf	• Bcl		•	•		
Discontinuités	Sans objet														
Altérabilité - gonflement	Autre terrain														
Hydrologie	Hors d'eau														
couverture	σ^c modérée	X		X											
Dimension de galerie	2,5 < D < 10 m														
Environnement	Sensible au tassement	X	Ci Pn	Bp	Bp	Bp	Act	X	Enf	Bcl		Inj			
Synthèse		X	X	X	X	X	• Enf Act	X	• Enf	• Bcl		• Inj	•		

Enf: avec enfilage **Inj**: injection de bourrage immédiate ou anneaux extensibles **Bcl**: avec bouclier **Act**: cintres actifs et (éventuellement) calage expansibles.

Tableau IV.3: Récapitulatif des recommandations de l’AFTES pour le choix de soutènement de l’excavation au niveau de tronçon 1 et 2.

Tableau IV.4: Récapitulatif des recommandations de l'AFTES pour le choix de soutènement de l'excavation au niveau de tronçon 2 et 3,4,5.

Tronçon 2		Pas de Soutènement	Béton Projété	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes Perforés	Boucliers ou pousse tubes	Procédés spéciaux		
				A ancrage ponctuel	A ancrage réparti	Barres Foncées	Lourds	Légers coulissants	Plaques métalliques assemblées	Béton			Injection	Air Comprimé	Congélation
CRITERES	CLASSES														
Comportement mécanique	R ₆	X	X	X	X	X	• Enf	• Enf	• Enf	• Bcl		•	•		
Discontinuités	Sans objet														
Altérabilité - gonflement	Autre terrain														
Hydrologie	Hors d'eau														
couverture	σ^* modérée	X		X											
Dimension de galerie	2,5 < D < 10 m														
Environnement	Sensible au tassement	X	Ci Pn	Bp	Bp	Bp	Act	X	Enf	Bcl		Inj			
Synthèse		X	X	X	X	X	• Enf Act	X	• Enf	• Bcl		• Inj	•		

Enf: avec enfilage **Inj:** injection de bourrage immédiate ou anneaux extensibles **Bcl:** avec bouclier **Act:** cintres actifs et (éventuellement) calage expansibles.

IV.6 Calcul et Vérification du soutènement

Etant donné que le tunnel se situe en moyenne profondeur, il sera utilisé la méthode convergence-confinement pour le calcul et la vérification du soutènement. La méthode est présentée succinctement dans l'annexe E.

Etant donné que les recommandations de l'AFTES ne donnent aucune indication sur les dimensions des éléments de soutènement, on se proposera dans un premier temps, pour la combinaison choisie (cintre + béton projeté) les dimensions minimales : un profilé HEB120 espacés de 1m pour les cintres métalliques et une épaisseur $e = 5\text{cm}$ pour de béton projeté. On effectue les calculs et les vérifications. Si les dimensions proposées ne permettent pas la vérification du soutènement vis-à-vis de la rupture, les dimensions du profilé métallique du cintre et ou l'épaisseur du béton projeté seront augmentées, les calculs refaits jusqu'à la vérification du soutènement vis-à-vis de la rupture.

Tronçon 1 : de pk 0 à pk 375

A ce niveau le tunnel se trouve à une profondeur $H = 33\text{ m}$ dans un sable argileux les caractéristiques du terrain et du soutènement sont :

Caractéristiques du terrain

Pour le rayon tunnel $R = 5,10$
 $C = 35\text{ kPa}$ et $\varphi = 22^\circ$
 Résistance à la compression $R_c = 103,78\text{ kPa}$
 Hauteur de couverture $H_0 = 33\text{ m}$

Caractéristiques du soutènement

Profilé HEB160 avec une section $S = 5430\text{ mm}^2$
 Module d'élasticité de l'acier $E_a = 210000\text{ N/mm}^2$
 Contrainte max de l'acier $\sigma_{acier} = 160\text{ MPa}$
 Epaisseur du béton projeté $e = 5\text{ cm}$
 Contrainte max du béton projeté $\sigma_{béton} = 7\text{ MPa}$
 Coefficient de Poisson $\nu = 0,3$
 Distance du front de taille $x = 1\text{ m}$

La résistance à la compression (R_c) est calculée en utilisant le critère de rupture de Mohr-Coulomb (Panet, 1995) :

$$R_c = \frac{2 \times C \times \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (\text{IV.1})$$

C et φ sont les paramètres de résistance de Mohr-Coulomb

$$R_c = 103,78\text{ kPa}$$

La contrainte initiale en clé de voute $\sigma_0 = \gamma \cdot H$

$$\sigma_0 = 660\text{ kPa} > \frac{R_c}{2} = \frac{103,78}{2}\text{ kPa}$$

$$\sigma_0 > \frac{Rc}{2}$$

Par conséquent, le terrain aura un comportement élasto-plastique.

- La pression de terrain à la limite du comportement élastique est $P_a = 380,308 \text{ kPa}$ (E.4)

avec un déplacement de la paroi du tunnel $u_a = 0,061 \text{ cm}$; (E.5)

- Le taux de déconfinement $\alpha = 0,423 \text{ cm}$; (E.8)

- Le déplacement élastique du terrain en déconfinement total $u_e = 0,1458 \text{ cm}$; (E.6)

D'après les expressions des rigidités données par le tableau E.2, la rigidité du béton projeté $K_b = 98,039 \text{ MPa}$, et celle du cintre métallique $K_c = 149,058 \text{ MPa}$.

La rigidité du soutènement serait alors :

$$K_s = K_b + K_c \quad (\text{IV.2})$$

$K_s = 247,09 \text{ MPa}$.

- L'équation (E.9) de la courbe caractéristique de soutènement s'écrit :

$$P = \frac{247,09}{5,10} \cdot U - \frac{247,097}{5,10} \cdot 9,89 \cdot 10^{-3}$$

La méthode convergence-confinement a été implémentée dans un code de calcul sous MATLAB (Annexe E) ce qui nous a permis de tracer la courbe de convergence du terrain et de confinement du soutènement (Fig.IV.5).

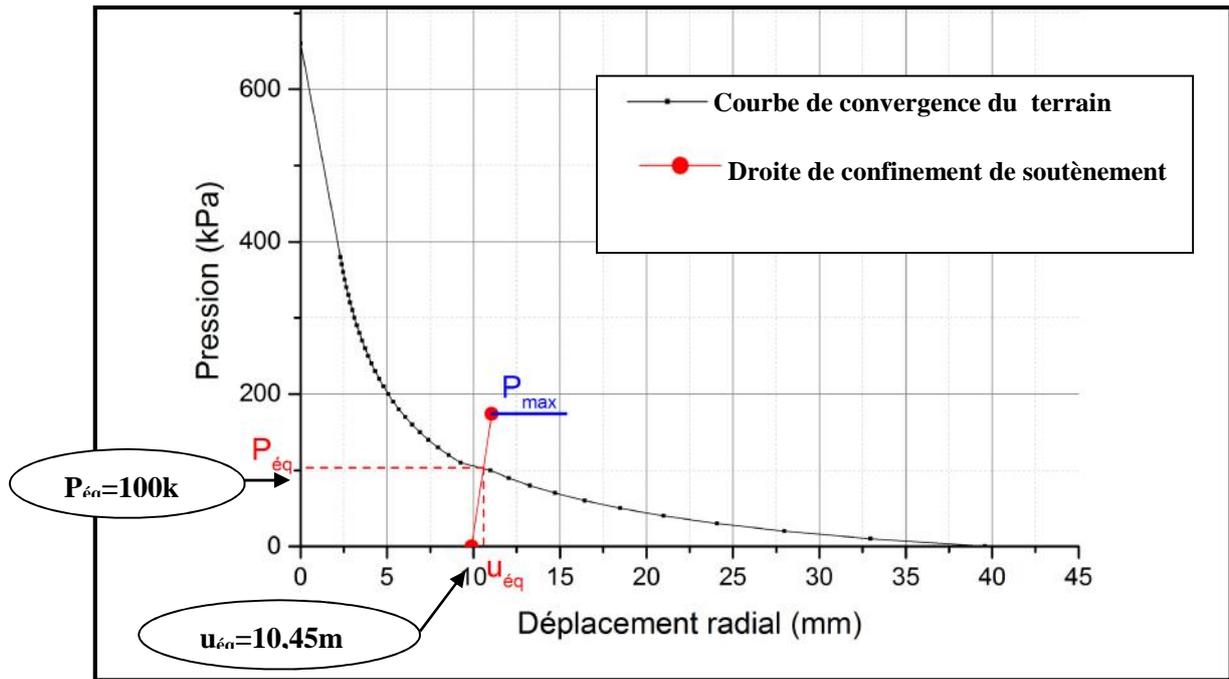


Figure IV.5 : Courbes de convergence du terrain et confinement du soutènement au niveau du tronçon 1-sable argileux.

Le point d'intersection de la courbe de convergence avec la droite de confinement représente le point d'équilibre. La figure IV.5 nous permet de déterminer graphiquement la pression subie par le soutènement ainsi que le déplacement atteint par ce dernier à l'équilibre :

- Pression à l'équilibre (terrain/soutènement) **$P_{éq}=100 \text{ kPa}$,**
- Déplacement de la paroi du tunnel **$u_{éq}=10,45 \text{ mm}$.**

Les pressions maximales que peuvent subir le béton projeté et les cintres métalliques sont fonctions de leurs caractéristiques, leurs expressions sont données dans le Tableau E.6:

$$P_{\text{max (béton)}} = \frac{\sigma_{b \text{ max}} \cdot e}{R}$$

$$P_{\text{max(cintre)}} = \frac{\sigma_a \cdot S}{R \cdot e}$$

En considérant une contrainte limite admissible du béton $\sigma_{b \text{ max}} = 7 \text{ MPa}$, et pour une épaisseur du béton projeté $e = 5 \text{ cm}$, le rayon du tunnel $R = 5,10 \text{ m}$, un espacement des cintres métalliques $e = 1,5 \text{ m}$ et une contrainte admissible de l'acier $\sigma_a = 160 \text{ MPa}$ les valeurs des pressions maximales admissibles dans chacun des éléments de soutènement sont :

$$P_{\text{max (cintre)}} = 113,568 \text{ kPa} \quad \text{et} \quad P_{\text{max(béton projeté)}} = 68,627 \text{ kPa}$$

La stabilité du soutènement sera assurée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$- P_{c_{\max}} > P_c \quad \text{avec } P_c = \frac{K_c}{K_c + K_b} \cdot P_{\text{éq}}$$

$P_{c_{\max}}$ c'est la pression maximale des cintres

$$P_c = 60,32 \text{ kPa} < P_{c_{\max}} = 113,57 \text{ kPa}$$

$$- P_{b_{\max}} > P_{bp} \quad \text{avec } P_{bp} = \frac{K_b}{K_c + K_b} \cdot P_{\text{éq}}$$

$P_{b_{\max}}$ c'est la pression maximale de béton projeté

$$P_{bp} = 39,68 \text{ kPa} < P_{b_{\max}} = 68,63 \text{ kPa}$$

Par conséquent, le soutènement proposé est vérifié vis-à-vis de la rupture.

Tronçon 2 : de pk0+375 à pk 0+576,832

A ce niveau le tunnel se trouve à une profondeur $H=30$ m dans une argile très plastique caractéristiques du terrain et du soutènement sont :

Caractéristiques du terrain	Caractéristiques du soutènement
Pour le rayon de tunnel $R= 5,10$	Profilé HEB160 avec une section $S=5430\text{mm}^2$
$C= 15\text{kPa}$ et $\varphi = 33^\circ$	Module d'élasticité de l'acier $E_a= 210000\text{N/mm}^2$
Résistance à la compression	Contrainte max de l'acier $\sigma_{\text{acier}} = 160 \text{ MPa}$
$R_c=55,253 \text{ kPa}$	Epaisseur du béton projeté $e= 5\text{cm}$
Hauteur de couverture $H_0 = 30\text{m}$	Contrainte max du béton projeté $\sigma_{\text{béton}} = 7\text{MPa}$
	Coefficient de Poisson $\nu=0,33$
	Distance du front de taille $x = 1\text{m}$

La résistance à la compression (R_c) est calculée en utilisant le critère de rupture de Mohr-Coulomb (Panet, 1995) :

$$R_c = \frac{2 \times C \times \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

C et φ sont les paramètres de résistance de Mohr-Coulomb

$$R_c = 55,253 \text{ kPa}$$

La contrainte initiale en clé de voute $\sigma_0 = \gamma \cdot H$

$$\sigma_0 = 630 \text{ kPa} > \frac{R_c}{2} = \frac{55,253}{2} \text{ kPa}$$

$$\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$$

Par conséquent, le terrain aura un comportement élasto-plastique.

- La pression de terrain à la limite du comportement élastique est $P_a = 274,297 \text{ kPa}$ avec un déplacement de la paroi du tunnel $u_a = 0,03 \text{ cm}$;

- Le taux de déconfinement $\alpha = 0,565 \text{ cm}$;

- Le déplacement élastique du terrain à en déconfinement total $u_e = 0,0534 \text{ cm}$;

D'après les expressions des rigidités données par le tableau E. 2, la rigidité du béton projeté $K_b = 98,039 \text{ MPa}$, et celle du cintre métallique $K_c = 149,058 \text{ MPa}$.

La rigidité du soutènement serait alors :

$$K_s = K_b + K_c$$

$$K_s = 247,09 \text{ MPa}$$

- L'équation (E.9) de la courbe caractéristique de soutènement s'écrit :

$$P = \frac{247,09}{5,10} \cdot U - \frac{247,097}{5,10} \cdot 2,46 \cdot 10^{-3}$$

La courbe de convergence du terrain et de confinement du soutènement (Fig.IV.6).

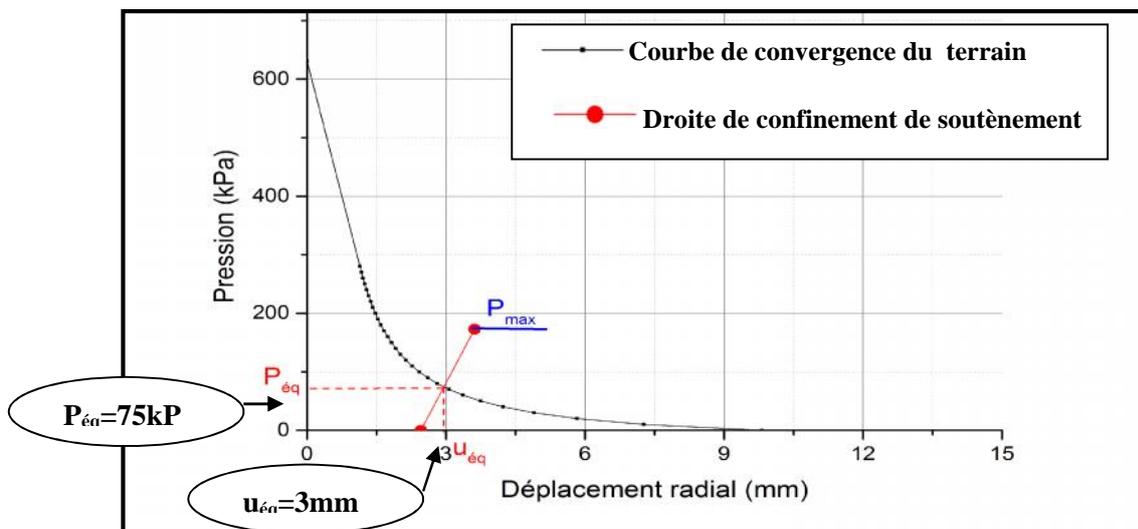


Figure IV.6 : Courbes de convergence du terrain et confinement du soutènement au niveau du tronçon 2-Argile peu plastique.

Le point d'intersection de la courbe de convergence avec la droite de confinement représente le point d'équilibre. La figure IV.6 nous permet de déterminer graphiquement la pression subie par le soutènement ainsi que le déplacement atteint par ce dernier à l'équilibre :

- Pression à l'équilibre (terrain/soutènement) **$P_{\text{éq}}=75 \text{ kPa}$,**
- Déplacement de la paroi du tunnel **$u_{\text{éq}}=3 \text{ mm}$.**

Les pressions maximales que peuvent subir le béton projeté et les cintres métalliques sont fonctions de leurs caractéristiques, leurs expressions sont données dans le Tableau E.6:

$$P_{\text{max (béton)}} = \frac{\sigma_{b \text{ max}} \cdot e}{R}$$

$$P_{\text{max(cintre)}} = \frac{\sigma_a \cdot S}{R \cdot e}$$

En considérant une contrainte limite admissible du béton $\sigma_{b \text{ max}} = 7 \text{ MPa}$, et pour une épaisseur du béton projeté $e = 5 \text{ cm}$, le rayon du tunnel $R = 5,10 \text{ m}$, un espacement des cintres métalliques $e = 1,5 \text{ m}$ et une contrainte admissible de l'acier $\sigma_a = 160 \text{ MPa}$ les valeurs des pressions maximales admissibles dans chacun des éléments de soutènement sont :

$$P_{\text{max (cintre)}} = 113,568 \text{ kPa} \quad \text{et} \quad P_{\text{max(béton projeté)}} = 68,627 \text{ kPa}$$

La stabilité du soutènement sera assurée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$- \quad P_{c \text{ max}} > P_c \quad \text{avec} \quad P_c = \frac{K_c}{K_c + K_b} \cdot P_{\text{éq}}$$

$$P_c = 45,24 \text{ kPa} < P_{c \text{ max}} = 113,568 \text{ kPa}$$

$$- \quad P_{b \text{ max}} > P_{b p} \quad \text{avec} \quad P_{b p} = \frac{K_b}{K_c + K_b} \cdot P_{\text{éq}}$$

$$P_{b p} = 29,75 \text{ kPa} < P_{b \text{ max}} = 68,627 \text{ kPa}$$

Par conséquent, le soutènement proposé est vérifié vis-à-vis de la rupture.

Tronçon 3 : de pk 0+576,832 à pk 1+273,703

A ce niveau le tunnel se trouve à une profondeur $H = 13 \text{ m}$ dans un sable argileux les caractéristiques du terrain et du soutènement sont :

Caractéristiques du terrain

Pour le rayon tunnel $R = 5,10$
 $C = 35 \text{ kPa}$ et $\varphi = 22^\circ$
 Résistance à la compression $R_c = 103,78 \text{ kPa}$
 Hauteur de couverture $H_0 = 13 \text{ m}$

Caractéristiques du soutènement

Profilé HEB140 avec une section $S = 4300 \text{ mm}^2$
 Module d'élasticité de l'acier $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$
 Contrainte max de l'acier $\sigma_{acier} = 160 \text{ MPa}$
 Epaisseur du béton projeté $e = 5 \text{ cm}$
 Contrainte max du béton projeté $\sigma_{béton} = 7 \text{ MPa}$
 Coefficient de Poisson $\nu = 0,3$
 Distance du front de taille $x = 1 \text{ m}$

La résistance à la compression (R_c) est calculée en utilisant le critère de rupture de Mohr-Coulomb (Panet, 1995) :

$$R_c = \frac{2 \times C \times \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

C et φ sont les paramètres de résistance de Mohr-Coulomb

$$R_c = 103,779 \text{ kPa}$$

La contrainte initiale en clé de voute $\sigma_0 = \gamma \cdot H$

$$\sigma_0 = 260 \text{ kPa} > \frac{R_c}{2} = \frac{103,78}{2} \text{ kPa}$$

$$\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$$

Par conséquent, le terrain aura un comportement élasto-plastique.

- La pression de terrain à la limite du comportement élastique est $P_a = 130,150 \text{ kPa}$ avec un déplacement de la paroi du tunnel $u_a = 0,028 \text{ cm}$;

- Le taux de déconfinement $\alpha = 0,499 \text{ cm}$;

- Le déplacement élastique du terrain en déconfinement total $u_e = 0,0574 \text{ cm}$;

D'après les expressions des rigidités données par le Tableau E.2, la rigidité du béton projeté $K_b = 98,039 \text{ MPa}$, et celle du cintre métallique $K_c = 118,039 \text{ MPa}$.

La rigidité du soutènement serait alors :

$$K_s = K_b + K_c$$

$$K_s = 216,078 \text{ MPa}$$

- L'équation (E.9) de la courbe caractéristique de soutènement s'écrit :

$$P = \frac{216,078}{5,10} \cdot U - \frac{216,078}{5,10} \cdot 1,28 \cdot 10^{-3}$$

La courbe de convergence du terrain et de confinement du soutènement (Fig. IV.7).

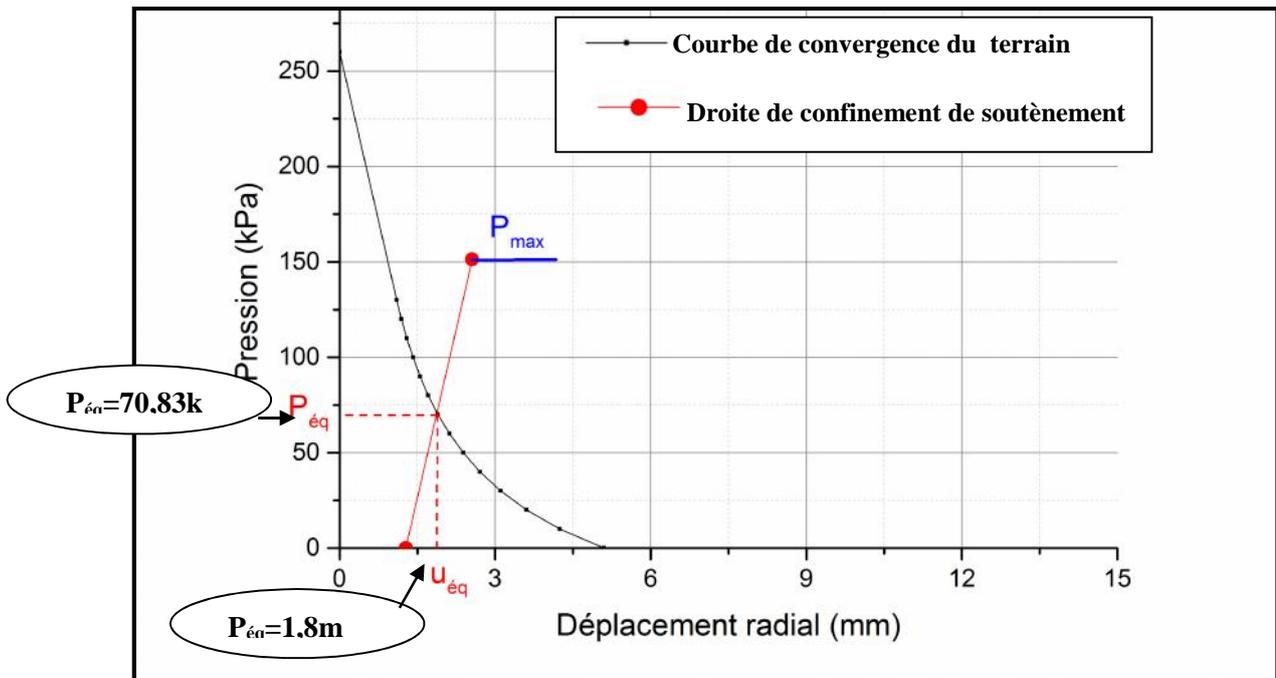


Figure IV.7 : Courbes de convergence du terrain et confinement du soutènement au niveau de tronçon 3-sable argileux.

Le point d'intersection de la courbe de convergence avec la droite de confinement représente le point d'équilibre. La figure IV.7 nous permet de déterminer graphiquement la pression subie par le soutènement ainsi que le déplacement atteint par ce dernier à l'équilibre :

- Pression à l'équilibre (terrain/soutènement) **$P_{éq}=70,83 \text{ kPa}$,**
- Déplacement de la paroi du tunnel **$u_{éq}=1,8\text{mm}$.**

Les pressions maximales que peuvent subir le béton projeté et les cintres métalliques sont fonctions de leurs caractéristiques, leurs expressions sont données dans le Tableau E.6:

$$P_{\text{max (béton)}} = \frac{\sigma_{b \text{ max}} \cdot e}{R}$$

$$P_{\max(\text{cintre})} = \frac{\sigma_a \cdot S}{R \cdot e}$$

En considérant une contrainte limite admissible du béton $\sigma_{b\max} = 7\text{MPa}$, et pour une épaisseur du béton projeté $e = 5\text{cm}$, le rayon du tunnel $R = 5,10\text{m}$, un espacement des cintres métalliques $e = 1,5\text{m}$ et une contrainte admissible de l'acier $\sigma_a = 160\text{MPa}$ les valeurs des pressions maximales admissibles dans chacun des éléments de soutènement sont :

$$P_{\max(\text{cintre})} = 89,935 \text{ kPa} \quad \text{et} \quad P_{\max(\text{béton projeté})} = 68,627 \text{ kPa}$$

La stabilité du soutènement sera assurée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$- \quad P_{c\max} > P_c \quad \text{avec} \quad P_c = \frac{K_c}{K_c + K_b} \cdot P_{\text{éq}}$$

$$P_c = 38,69 \text{ kPa} < P_{c\max} = 89,935 \text{ kPa}$$

$$- \quad P_{b\max} > P_{bp} \quad \text{avec} \quad P_{bp} = \frac{K_b}{K_c + K_b} \cdot P_{\text{éq}}$$

$$P_{bp} = 32,137 \text{ kPa} < P_{b\max} = 68,627 \text{ kPa}$$

Par conséquent, le soutènement proposé est vérifié vis-à-vis de la rupture.

Tronçon 4 : de pk 1+273,703 à pk 1+496,4

A ce niveau le tunnel se trouve à une profondeur $H = 14 \text{ m}$ dans une argile très plastique caractéristiques du terrain et du soutènement sont :

Caractéristiques du terrain

Pour le rayon tunnel $R = 5,10$
 $C = 15\text{kPa}$ et $\varphi = 33^\circ$
 Résistance à la compression $R_c = 55,253 \text{ kPa}$
 Hauteur de couverture $H_0 = 30\text{m}$

Caractéristiques du soutènement

Profilé HEB140 avec une section $S = 4300\text{mm}^2$
 Module d'élasticité de l'acier $E_a = 210000\text{N/mm}^2$
 Contrainte max de l'acier $\sigma_{acier} = 160 \text{ MPa}$
 Epaisseur du béton projeté $e = 5\text{cm}$
 Contrainte max du béton projeté $\sigma_{béton} = 7\text{MPa}$
 Coefficient de Poisson $\nu = 0,33$
 Distance du front de taille $x = 1\text{m}$

La résistance à la compression (R_c) est calculée en utilisant le critère de rupture de Mohr-Coulomb (Panet, 1995) :

$$R_c = \frac{2 \times C \times \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

C et ϕ sont les paramètres de résistance de Mohr-Coulomb

$$R_c = 55,253 \text{ kPa}$$

La contrainte initiale en clé de voute $\sigma_0 = \gamma \cdot H$

$$\sigma_0 = 294 \text{ kPa} > \frac{R_c}{2} = \frac{55,253}{2} \text{ kPa}$$

$$\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$$

Par conséquent, le terrain aura un comportement élasto-plastique.

- La pression de terrain à la limite du comportement élastique est $P_a = 121,296 \text{ kPa}$ avec un déplacement de la paroi du tunnel $u_a = 0,015 \text{ cm}$;

- Le taux de déconfinement $\alpha = 0,587 \text{ cm}$;

- Le déplacement élastique du terrain en déconfinement total $u_e = 0,0249 \text{ cm}$;

D'après les expressions des rigidités données par le tableau E.2, la rigidité du béton projeté $K_b = 98,039 \text{ MPa}$, et celle du cintre métallique $K_c = 118,039 \text{ MPa}$.

La rigidité du soutènement serait alors :

$$K_s = K_b + K_c$$

$$K_s = 216,078 \text{ MPa.}$$

- L'équation (E.9) de la courbe caractéristique de soutènement s'écrit :

$$P = \frac{216,078}{5,10} \cdot U - \frac{216,078}{5,10} \cdot 0,65 \cdot 10^{-3}$$

La courbe de convergence du terrain et de confinement du soutènement (Fig.IV.8).

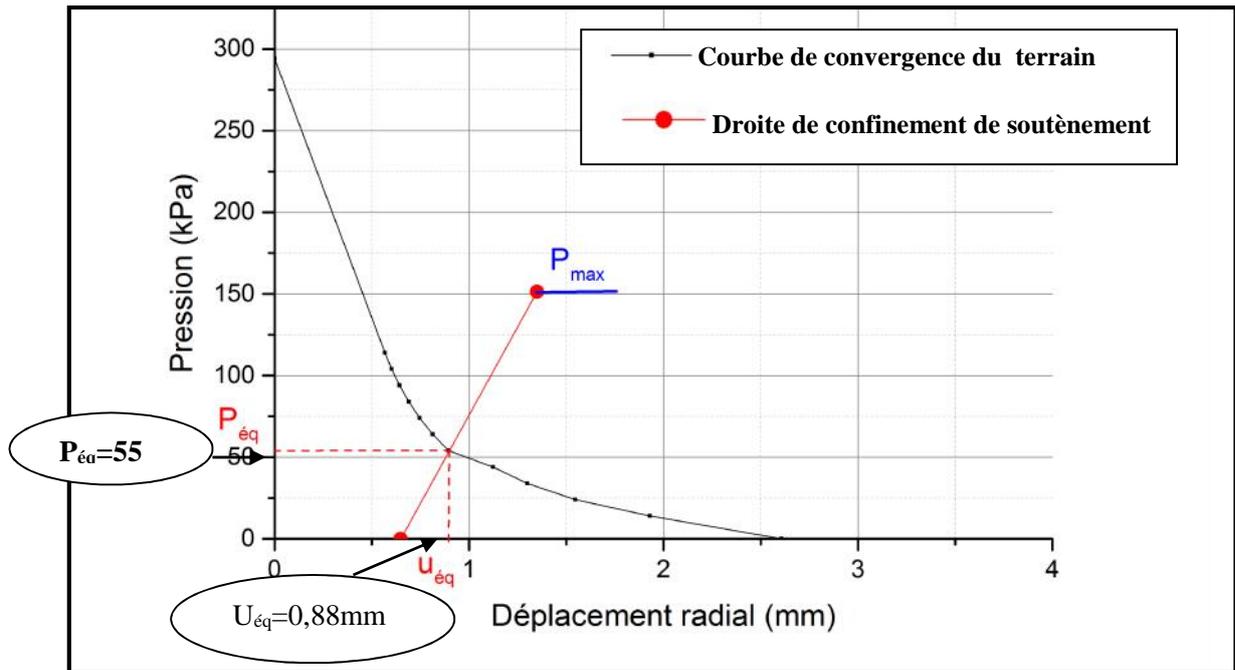


Figure IV.8 : Courbes de convergence du terrain et confinement du soutènement au niveau de tronçon 4 -Argile peu plastique.

Le point d’intersection de la courbe de convergence avec la droite de confinement représente le point d’équilibre. La figure IV. 8 nous permet de déterminer graphiquement la pression subie par le soutènement ainsi que le déplacement atteint par ce dernier à l’équilibre :

- Pression à l’équilibre (terrain/soutènement) **P_{éq}=55kPa,**
- Déplacement de la paroi du tunnel **u_{éq}=0,88mm.**

Les pressions maximales que peuvent subir le béton projeté et les cintres métalliques sont fonctions de leurs caractéristiques, leurs expressions sont données dans le Tableau E.2:

$$P_{\max(\text{béton})} = \frac{\sigma_{b \max} \cdot e}{R}$$

$$P_{\max(\text{cintre})} = \frac{\sigma_a \cdot S}{R \cdot e}$$

En considérant une contrainte limite admissible du béton $\sigma_{b \max} = 7\text{MPa}$, et pour une épaisseur du béton projeté $e = 5\text{cm}$, le rayon du tunnel $R = 5,10\text{m}$, un espacement des cintres métalliques $e = 1,5\text{m}$ et une contrainte admissible de l’acier $\sigma_a = 160\text{MPa}$ les valeurs des pressions maximales admissibles dans chacun des éléments de soutènement sont :

$P_{\max(\text{cintre})} = 89,935 \text{ kPa}$ et $P_{\max(\text{béton projeté})} = 68,627$

La stabilité du soutènement sera assurée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$- P_{c_{\max}} > P_c \quad \text{avec } P_c = \frac{K_c}{K_c + K_b} \cdot P_{\text{éq}}$$

$$P_c = 30,045 \text{ kPa} < P_{c_{\max}} = 89,935 \text{ kPa}$$

$$- P_{b_{\max}} > P_{bp} \quad \text{avec } P_{bp} = \frac{K_b}{K_c + K_b} \cdot P_{\text{éq}}$$

$$P_{bp} = 24,95 \text{ kPa} \text{ donc } P_{b_{\max}} > P_{bp}$$

Par conséquent, le soutènement proposé est vérifié vis-à-vis de la rupture.

Tronçon 5 : de pk 1+496,4 à pk 660

A ce niveau le tunnel se trouve à une profondeur $H=10$ m dans un sable argileux caractéristiques du terrain et du soutènement sont :

Caractéristiques du terrain

Pour le rayon tunnel $R=5,10$

$C=5$ kPa et $\varphi = 28^\circ$

Résistance à la compression $R_c=16,643$ kPa

Hauteur de couverture $H_0 = 10$ m

Caractéristiques du soutènement

Profilé HEB120 avec une section $S=3400$ mm²

Module d'élasticité de l'acier $E_a=210000$ N/mm²

Contrainte max de l'acier $\sigma_{acier} = 160$ MPa

Epaisseur du béton projeté $e=5$ cm

Contrainte max du béton projeté $\sigma_{béton} = 7$ MPa

Coefficient de Poisson $\nu=0,3$

Distance du front de taille $x=1$ m

La résistance à la compression (R_c) est calculée en utilisant le critère de rupture de Mohr-Coulomb (Panet, 1995) :

$$R_c = \frac{2 \times C \times \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

C et φ sont les paramètres de résistance de Mohr-Coulomb

$$R_c = 16,643 \text{ kPa}$$

La contrainte initiale en clé de voute $\sigma_0 = \gamma \cdot H$

$$\sigma_0 = 210 \text{ kPa} > \frac{R_c}{2} = \frac{16,643}{2} \text{ kPa}$$

$$\sigma_0 > \frac{R_c}{2}$$

Par conséquent, le terrain aura un comportement élasto-plastique.

- La pression de terrain à la limite du comportement élastique est $P_a = 106,996 \text{ kPa}$ avec un déplacement de la paroi du tunnel $u_a = 0,223 \text{ cm}$;

- Le taux de déconfinement $\gamma_a = 0,963 \text{ cm}$;

- Le déplacement élastique du terrain en déconfinement total $u_e = 0,232 \text{ cm}$;

D'après les expressions des rigidités données par le Tableau E.2, la rigidité du béton projeté $K_b = 98,039 \text{ MPa}$, et celle du cintre métallique $K_c = 93,333 \text{ MPa}$.

La rigidité du soutènement serait alors :

$$K_s = K_b + K_c$$

$$K_s = 191,372 \text{ MPa}.$$

- L'équation (E.9) de la courbe caractéristique de soutènement s'écrit :

$$P = \frac{191,372}{5,10} \cdot U - \frac{191,372}{5,10} \cdot 18,78 \cdot 10^{-3}$$

La courbe de convergence du terrain et de confinement du soutènement (Fig. IV.9).

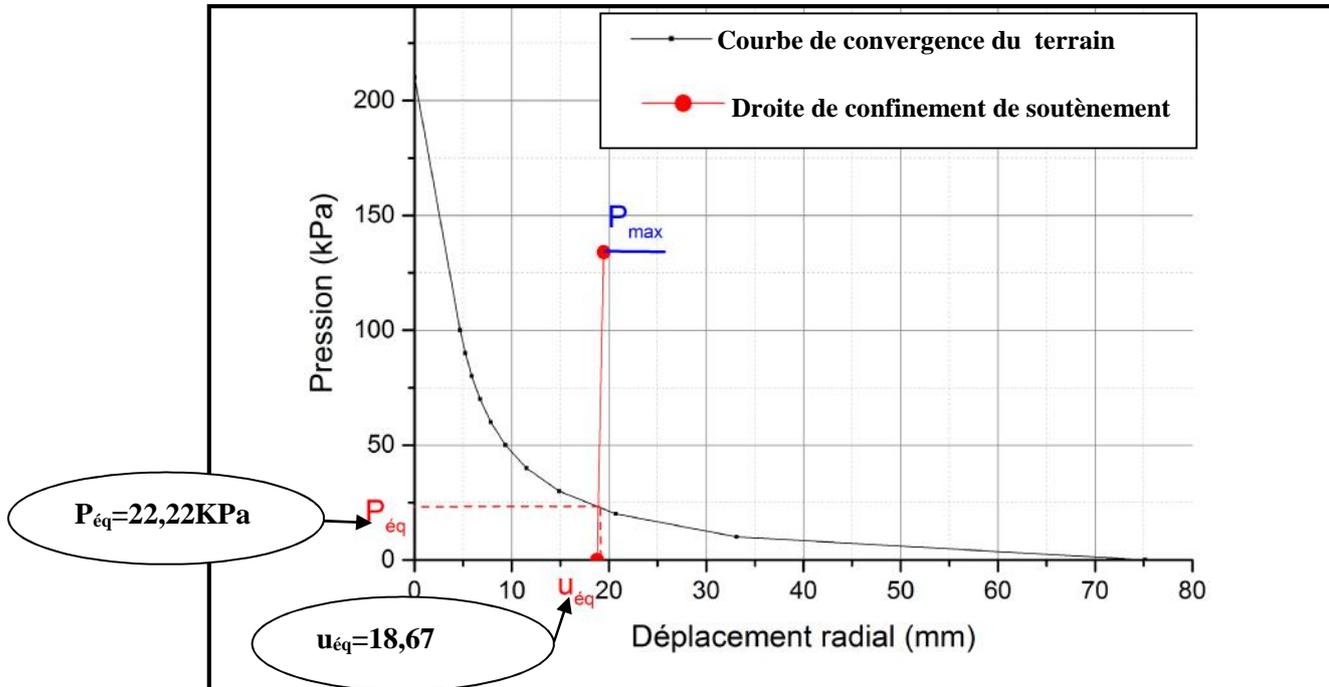


Figure IV.9 : Courbes de convergence du terrain et confinement du soutènement au niveau de tronçon 5 –sable argileux.

Le point d'intersection de la courbe de convergence avec la droite de confinement représente le point d'équilibre. La figure IV.9 nous permet de déterminer graphiquement la pression subie par le soutènement ainsi que le déplacement atteint par ce dernier à l'équilibre :

- Pression à l'équilibre (terrain/soutènement) $P_{\text{éq}}=22,22\text{kPa}$,
- Déplacement de la paroi du tunnel $u_{\text{éq}}=18,67\text{mm}$.

Les pressions maximales que peuvent subir le béton projeté et les cintres métalliques sont fonctions de leurs caractéristiques, leurs expressions sont données dans le Tableau E.2

$$P_{\text{max (béton)}} = \frac{\sigma_{\text{b max}} \cdot e}{R}$$

$$P_{\text{max(cintre)}} = \frac{\sigma_{\text{a}} \cdot S}{R \cdot e_{\text{a}}}$$

En considérant une contrainte limite admissible du béton $\sigma_{\text{b max}} = 7\text{MPa}$, et pour une épaisseur du béton projeté $e = 5\text{cm}$, le rayon du tunnel $R = 5,10\text{m}$, un espacement des cintres métalliques $e = 1,5\text{m}$ et une contrainte admissible de l'acier $\sigma_{\text{a}} = 160\text{MPa}$ les valeurs des pressions maximales admissibles dans chacun des éléments de soutènement sont :

$$P_{\text{max (cintre)}} = 68,627\text{kPa} \quad \text{et} \quad P_{\text{max(béton projeté)}} = 71,11\text{kPa}$$

La stabilité du soutènement sera assurée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$- P_{\text{c max}} > P_{\text{c}} \quad \text{avec} \quad P_{\text{c}} = \frac{K_{\text{c}}}{K_{\text{c}} + K_{\text{b}}} \cdot P_{\text{éq}}$$

$$P_{\text{c}} = 10,84\text{kPa} < P_{\text{c max}} = 68,627\text{kPa}$$

$$- P_{\text{b max}} > P_{\text{bp}} \quad \text{avec} \quad P_{\text{bp}} = \frac{K_{\text{b}}}{K_{\text{c}} + K_{\text{b}}} \cdot P_{\text{éq}}$$

$$P_{\text{bp}} = 11,38\text{kPa} < P_{\text{b max}} = 71,11\text{kPa}$$

Par conséquent, le soutènement proposé est vérifié vis-à-vis de la rupture.

IV.7 Vérification de la stabilité du front de taille

Lors du creusement d'un tunnel, la stabilité du front de taille est un élément clé en terme de sécurité, une rupture pouvant mettre simultanément en danger le personnel travaillant dans le tunnel ainsi que les personnes et les biens situés en surface, il est donc primordiale d'assurer un état du front temporairement stable tout en conservant les conditions et un cout d'exécution acceptable. L'analyse de la stabilité du front de taille peut être étudiée par une approche fiabiliste permettant la prise en compte des incertitudes inhérentes aux différents paramètres du terrain. L'état limite ultime vis-à-vis de l'effondrement du front, soit l'extrusion, est montré dans la figure IV.10.

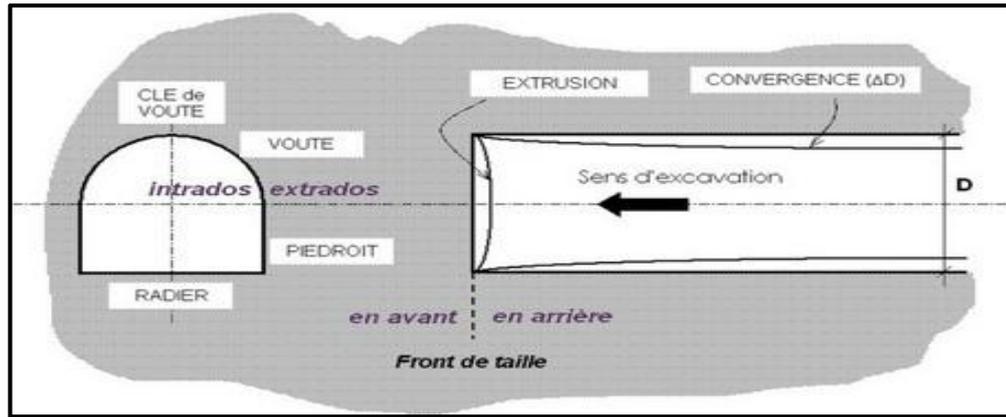


Figure IV.10 : L'emplacement du front de taille dans un tunnel.

IV.7.1 Facteur de charge

Le niveau de stabilité à court terme du front de taille peut être apprécié essentiellement par le facteur de charge ; celui-ci prend en compte la contrainte verticale au niveau de l'axe du tunnel, la pression appliquée au front ainsi que la résistance non drainée du terrain encaissant, d'autres facteurs tels que la profondeur relative du tunnel et la longueur de la galerie non soutenue ont également une incidence non négligeable

Le facteur de charge est donné par l'expression :

$$N_t = \frac{P_z - P_a}{S_u} \tag{IV.3}$$

Où N_t est le facteur de charge, P_z la pression verticale sur le tunnel, P_a une pression de confinement (si elle a lieu) et S_u la résistance non drainée du terrain au niveau du front de taille. Peck (1969) avait établi une relation entre la valeur de ce facteur et le comportement du tunnel au front de taille (Tableau IV.8).

Tableau IV.8 : facture de charge en fonction de nature de terrain.

Stability Factor, N_t	Tunnel Behavior
1	Stable
2-3	Small creep
4-5	Creeping, usually slow enough to permit tunneling
6	May produce general shear failure. Clay likely to invade tail space too quickly to handle

IV.7.2 La méthode de l'équilibre limite (LEM)

Les méthodes dites de calcul à l'équilibre limite reposent sur une hypothèse de mécanisme de rupture, à priori suivant des surfaces de glissement, et l'analyse de la stabilité de la partie du massif délimitée par ces surfaces de rupture. Le massif au niveau du front de taille est divisé en deux volumes (bloc1, bloc2) (Fig.IV.11). Ces deux volumes sont considérés comme infiniment rigides et peuvent présenter des déplacements relatifs entre eux par rapport au massif avoisinant. Selon (Monsees, 1996) le front de taille est stable si le facteur de charge, donné par l'équation (IV.3) est inférieur à 3.

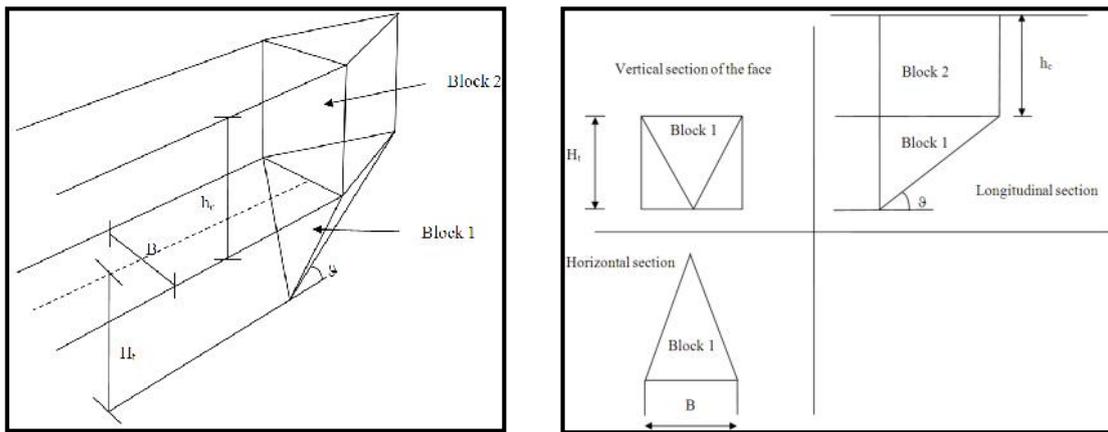


Figure IV.11 : Géométrie tridimensionnelle des blocs considérés dans l'analyse d'équilibre limite (Oreste et Dias, 2012).

IV.7.3 Vérification de la stabilité du front de taille

Le front de taille est stable si le facteur de charge, donné par l'équation (IV.3) est inférieur à 3 (Monsees, 1996).

En prenant comme exemple le tronçon 02[PK S0+500] pour une pression de confinement du front de taille $p_a = 0 \text{ kPa}$ étant donné que l'excavation s'effectue avec la méthode NATM, une résistance non drainée du terrain $S_u = 46 \text{ kPa}$, une pression verticale totale $p_z = 700.5 \text{ kPa}$, la valeur du facteur de charge est $N_T = 0,0656$.

Tableau IV.9 : Récapitulatif de calcul du front de taille pour le 2^{em} tronçon.

Tronçon	Couverture		Hauteur		Pa	Pz	Su	Nt	Résultat
			De	a					
	[m]		[m]		[kPa]	[KN/M ²]	[KN/M ²]		
Tronçon 02	30	PK 0+500	0	35.1	0	700,5	46	0,06566	Non risque

$N_{TC} < 3$ La stabilité globale du front de taille est assuré, dans le cas contraire il est nécessaire de renforcer le front de taille par un boulonnage en fibres de verre.

Les valeurs du facteur de charge pour les autres sondages sont été déterminées par une feuille de calcul EXCEL, les résultats sont présentés dans le tableau IV.9 et les détails de calculs sont donnés en annexe E.

Tableau IV.10 : Récapitulatif de calcul du facteur de charge et vérification de la stabilité du front de taille le long du tunnel étudié.

Tronçon	Couverture		Hauteur		Pa	Pz	Su	Nt	Résultat
			De	a					
	[m]		[m]		[kPa]	[KN/M ²]	[KN/M ²]		Pas de risque
Tronçon 02	30	PK 0+500	0	35.1	0	700,5	46	0,06566738	Non risque
Tronçon 03	13	PK 0+650	0	18.1	0	366,6	55	0,15002728	Non risque
		PK 0+750	0	18.1	0	345,1	40	0,11590843	Non risque
		PK 0+875	0	18.1	0	427,75	56	0,13091759	Non risque
		PK 0+975	0	18.1	0	388,475	56	0,14415342	Non risque
		PK 1+65	0	18.1	0	369,6	42	0,11363636	Non risque
		PK 1+150	0	18.1	0	398,1	48	0,12057272	Non risque
Tronçon 04	14	PK 1+275	0	19.1	0	150,5	35	0,23255814	Non risque
Tronçon 05	10	PK 1+530	0	15.1	0	365	29	0,07945205	Non risque
		PK 1+650	0	15.1	0	299,1	55	0,18388499	Non risque

D'après notre terrain les études théoriques comme les observations expérimentales montre que le niveau de stabilité à court terme du front de taille peut être apprécié

essentiellement par le facteur de charge celui-ci prend en compte la contrainte verticale au niveaux de l'axe du tunnel , la pression appliqué au front comme la résistance non drainé, d'autre facteur tels que la profondeur relative du tunnel et la longueur de la galerie non soutenus ont également un incidence non négligeables , enfin les observation et les calcule ont montré l'absence de l'instabilité du front de taille le long de notre terrain.

IV.8 Calcul du tassement

Les méthodes traditionnelles de prévision de tassements sont généralement basées sur l'étude de la cuvette transversale à l'axe du tunnel. Pendant l'avancement de l'excavation du tunnel, cette analyse a été régulièrement effectuée. Toutefois, le pilotage du chantier est principalement basé sur la prévision de l'évolution des tassements à l'axe du tunnel.

La figure IV.12 Nous montre l'allure que prend notre terrain en cas de tassement ainsi que le volume totale de l'excavation du tunnel.

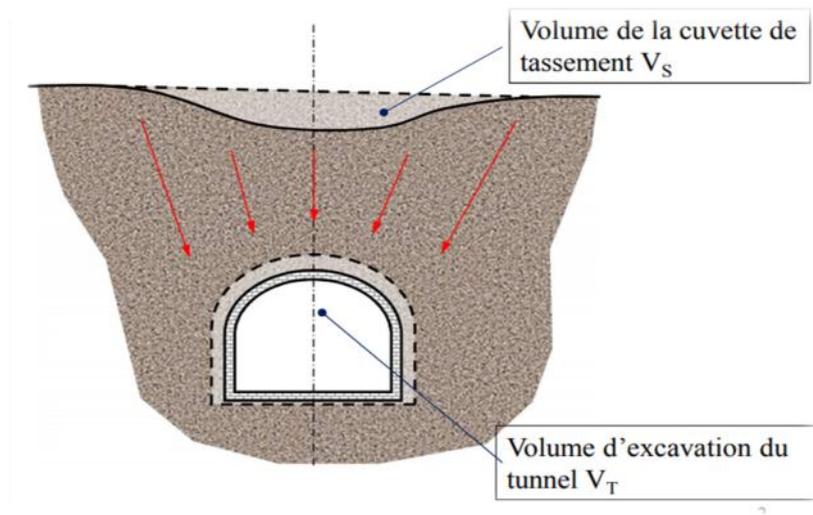


Figure IV.12 : coupe lithologique sur l'allure du tassement.

Le calcul des tassements concerne principalement les tunnels réalisés à faible profondeur, ensuite urbain. Les méthodes de calcul reposent sur la constatation que le profil transversal de tassement engendré en surface par le creusement d'un tunnel est assez bien représenté par une courbe de Gauss inversée. Il peut donc être entièrement caractérisé par la valeur S_{max} du tassement maximal observé au-dessus de l'axe de l'ouvrage et la distance du point d'inflexion de la courbe de Gauss au plan médian (Fig. IV.13). Le tassement en un point M, situé à une distance x du plan médian, peut alors être calculé à partir de l'expression :

$$s(x) = S_{\max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (\text{IV.4})$$

Où :

- **S max** est le tassement final prévu ;
- **i** est le paramètre utilisé dans l'équation de la loi normale de Gauss pour décrire l'allure de la cuvette transversale de tassement -il correspond à l'écart type et représente la distance entre le point d'inflexion et l'axe vertical du tunnel ;
- **x** est la distance entre le point M et l'axe médian.

L'expression VI.4 doit être éventuellement corrigée pour tenir compte de l'inclinaison de la surface du terrain (Leblais et al. 1989) ou d'autres facteurs pouvant contribuer à un profil de tassement dissymétrique, en section transversale.

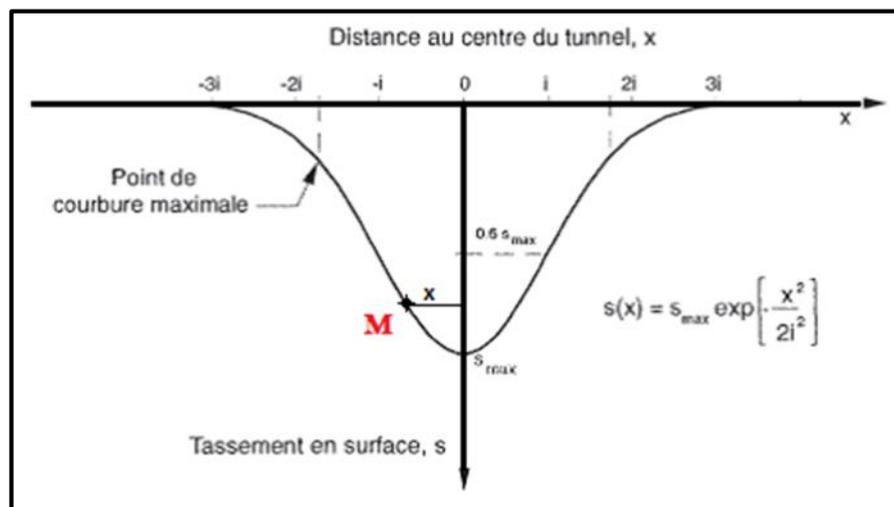


Figure IV.13 : Allure générale de la cuvette de tassement (Clough et Schmidt, 1981).

IV.8.1 Perte de volume

Après excavation, les parois de la cavité se déforment et le sol a tendance de se déplacer vers le tunnel. La perte de volume V_t représente la différence entre le volume initial du tunnel et son volume après déformation (Figure.IV.14). La perte de volume dépend de plusieurs paramètres : type de sol, présence d'eau, méthode de construction, rythme d'avancement du tunnel, etc.

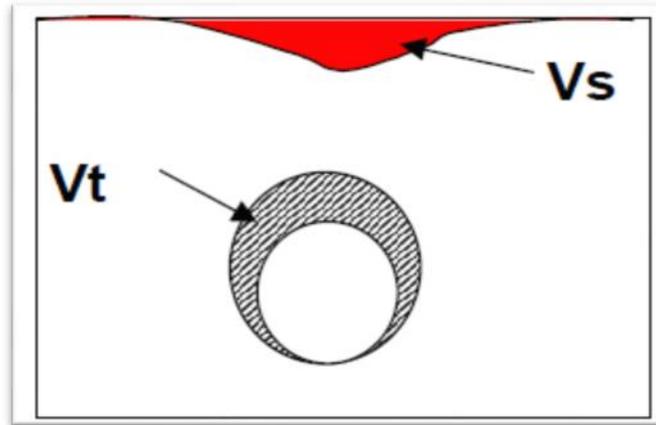


Figure IV.14 : Perte de volume au niveau de l'excavation et mouvement du sol en surface.

Les tassements dans le plan transversal définissent le volume, noté V_s ou (volume de tassement), Ce volume comprend l'aire située entre la surface du massif dans l'état initial et sa surface à l'état déformée. D'après la formule de Peck (1969) le volume de la cuvette peut être déterminé par :

$$V_s = 2,5 \times S_{\max} \times i \quad (\text{IV.5})$$

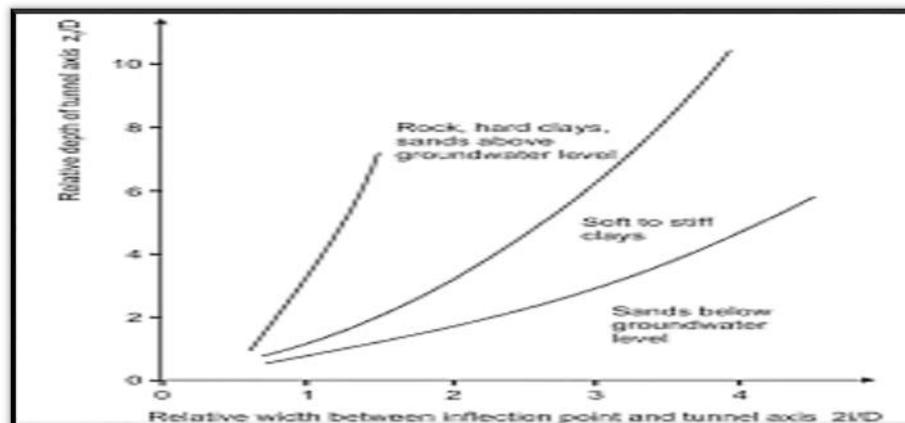


Figure IV.15 : Abaque permettant d'évaluer la largeur du creux de tassement (Peck, 1969).

IV.8.2 Détermination du coefficient K

Le coefficient K est une constante qui caractérise le rapport entre i et la profondeur z du tunnel. Elle est liée à la nature du terrain encaissant. Il est considéré comme étant un paramètre adimensionnel et est déterminé à l'aide de l'abaque de Peck (1969).

$$K = \frac{i}{R} \quad (\text{IV.6})$$

On posera $\frac{z}{2R} = \frac{17}{10}$

$$\frac{Z}{2R} = 2.941$$

En utilisant l'abaque de la figure IV.18 dans le cas d'un terrain argileux

$$\frac{Z}{2R} = 2.1$$

$$\frac{Z}{2R} = 3.5$$

$$K = (2.1 + 3.5) / 2 \quad \mathbf{K} = \mathbf{2.8} \quad (\text{k est un paramètre adimensionnel})$$

Par la suite, on déduit la valeur de i –distance du point d'inflexion de la cuvette de tassement à l'axe de la cuvette, soit pour un rayon $R = 5,1\text{m}$

$$i = K \times R$$

$$i = \mathbf{14.28 \text{ m}}$$

Calcul de la valeur du volume initial de l'excavation V_i

$$\mathbf{V_i} = (\mathbf{S}) \text{ la surface} \times (\mathbf{L}) \text{ la longueur} \quad (\mathbf{IV.7})$$

avec $V_i = ((\pi \times 5.1^2) \times 1)$ donc

$$\mathbf{V_i} = \mathbf{81.67 \text{ m}^3}$$

Le tableau IV.11 présente le pourcentage du volume perdu de l'excavation en fonction de la nature du terrain et la qualité du creusement pratiqué. On considère que dans notre cas on a utilisé la méthode de creusement NATM, du tableau IV.10 on prendra la valeur de VL.

Tableau IV.11 : Volume du terrain perdu en fonction de la qualité du creusement pratiqué

Case	VL %
Good practice in firmground <ul style="list-style-type: none"> • Applies to better soils and excellent ground control 	0.5
Good practice in slowly raveling ground <ul style="list-style-type: none"> • Considered good ground 	1.5
Fair practice in last raveling ground <ul style="list-style-type: none"> • More shield and tailloss 	2.5
Poor practice in cohesive running ground <ul style="list-style-type: none"> • Yet more shieldloss • Tail void mostly unified by grouting and/or support expansion of the initial supports 	4.0 or more

Pour $V_L = V_s$

$$V_s = 2\% V_i \quad (IV.8)$$

On aura $V_s = (2 \times 81.67) / 100$ donc $V_s = 1.6334 \text{ m}^3$

IV.8. 3 Détermination de S max

On a les résultats suivants

$$K = 2.8 \quad I = 14.28 \quad V_s = 1.6334 \text{ m}^3 \quad V_i = 81.67 \text{ m}^3$$

En utilisant l'équation IV.5 on aura :

$$S \text{ max} = \frac{V_s}{2.5 * i} \quad (IV.9)$$

$$S \text{ max} = \frac{1.6334}{2.5 * 14.28}$$

$$S \text{ max} = 4.575 \text{ cm}$$

Le Tableau IV.12 présente les résultats de calcul de tassement maximal au niveau du tronçon 2 du tunnel. Le tassement maximal qui peut se produire au niveau du tronçon 1 est égal à 4,58 cm qui est inférieur au tassement admissible égal à 5 cm. Par conséquent, il n'y a pas de risque de tassement excessif.

Tableau IV.12 : Récapitulatif de calcul du tassement pour le tronçon 02.

<i>Tronçon</i>	<i>Z</i> [m]	<i>R</i> [m]	<i>2R</i> [m]	<i>z/2R</i> [---]	<i>C1</i> []	<i>C2</i> []	<i>K</i> [---]
<i>Tronçon 02</i>	30	5,1	10,2	2.941	2,1	3,5	2,8

<i>Tronçon</i>	<i>I</i> [m]	<i>Longueur</i> [m]	<i>Surface</i> [m ²]	<i>Vi</i> [m ³]	<i>VL</i> [m ³]	<i>Vs</i> [m ³]	<i>Smax</i> [cm]
<i>Tronçon 02</i>	14,28	1	81.67	81.67	1.6334	1,6334	4.575

Les valeurs du tassement pour les autres tronçons sont déterminées en utilisant une feuille de calcul EXCEL et dont les résultats sont présentés dans le Tableau IV.13, Les détails de calculs sont donnés en annexe E.

Tableau IV.13 : Récapitulatif de calcul du tassement le long du tracé du tunnel.

tronçon	couverture		S _{max} [cm]	Résultat
	[m]	---		
Tronçon 1	33	PK 0+370	/	/
Tronçon 02	30	Pk 0+500	4,57535014	Admissible
Tronçon 03	13	Pk 0+650	6,74262126	NON admissible
		Pk 0+750	7,24336794	NON admissible
		Pk 0+875	5,45148102	NON admissible
		Pk 0+975	5,45148102	NON admissible
		Pk 1+65	5,59714795	NON admissible
Tronçon 04	14	Pk 1+275	7,76423054	NON admissible
Tronçon 05	10	Pk 1+530	7,76423054	NON admissible

IV.9 Soulèvement de radier

Le risque de soulèvement du radier sera vérifié en utilisant la méthode de Tsimbarievich. Cette méthode se base sur les conditions d'équilibre du radier dans une tranchée étayée. Tsimbarievich part de l'idée que sous l'effet de la poussée verticale exercée par les masses de terrain latérales, un coin du radier aura tendance à se déplacer vers l'intérieur de l'excavation, ce déplacement étant équilibré par l'effet de la butée des terres située sous l'évidement. Si l'on dessine sur la verticale passant par l'angle inférieur de l'évidement, la ligne de répartition de la poussée active des terres, on obtient une surface trapézoïdale Fig. IV.16). A une profondeur x la valeur de la poissée des terres sera :

$$e_a = (p + x \cdot \gamma) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (\text{IV. 10})$$

Simultanément, à la même profondeur x , la grandeur de la butée des terres (poussée passive) sera :

$$e_p = x \cdot \gamma \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (\text{IV. 11})$$

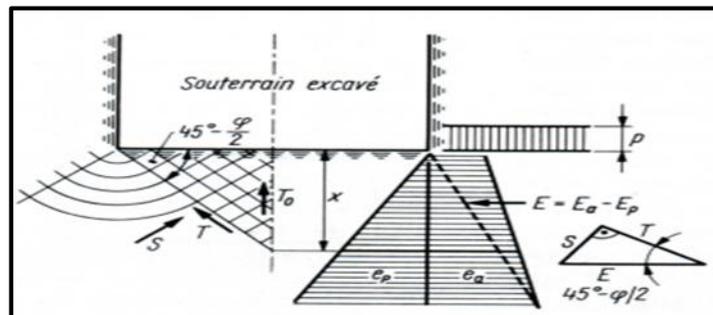


Figure IV.16 : Représentation des pressions agissant sur le radier selon la théorie de Tsimbarievich (Szechy, 1971).

La profondeur x , où $e_a \approx e_p$, peut être calculée en faisant l'égalité des deux équations. Ce sont les couches du terrain situées au-dessus de cette profondeur qui participeront à la poussée exercée sur le radier.

$$x = \frac{p \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \left[\operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \right]}{\gamma \left[\operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) - \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \right]} \quad (\text{IV.12})$$

La valeur de l'effort horizontal agissant en direction de l'excavation, au-dessus du point se trouvant à une profondeur x , sera donnée par la différence des courbes des tensions e_p et e_a

Sous l'influence de cette force, une succession de plans de glissement, inclinés de $(45^\circ - \varphi/2)$ par rapport à l'horizontale, se formeront à l'intérieur du terrain situé sous le radier.

La résultante $E = E_a - E_p$ peut être décomposée en deux composantes T , parallèle, et S , perpendiculaire à la série des plans de glissement :

$$T = E \cdot \cos\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{IV.13})$$

$$S = E \cdot \sin\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{IV.14})$$

La force T aura tendance à déplacer le terrain, tandis que la composante normale de l'effort de frottement agira dans le sens contraire

$$T' = S \cdot \operatorname{tg}\varphi. \quad (\text{IV.15})$$

Après des transformations trigonométriques en tenant compte du fait que le déplacement du terrain est provoqué par des efforts venant des deux cotés on obtient l'équation qui exprime la grandeur des efforts agissant sur le radier :

$$T_0 = 2 \cdot E \frac{\operatorname{Sin}2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos\varphi}. \quad (\text{IV.16})$$

La résultante T_0 exerce son action dans l'axe central, et elle est verticale. Cette pression dirigée vers le haut est équilibrée soit par une surcharge q_0 , soit par une forme en contre voute du radier, dimensionné pour supporter la poussée calculée.

La charge q_0 doit être répartie sur la longueur y calculée par l'équation suivante :

$$y = \frac{x}{\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (\text{IV.17})$$

La pression exercée sur le radier T_0 sera calculée, si la réaction à la base des murs des piédroits est $q = Q_0/s$, la hauteur de terrain actif situé à proximité de l'excavation sera déterminée par l'équation $H = \frac{q}{\gamma}$ de la manière suivante.

Etant donné que :

$\lambda_a = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$. coefficient de poussée des terres .

$\lambda_p = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$. coefficient de butée des terres.

$P = \gamma H + q$

$$x = \frac{P \lambda_a - 2C(\sqrt{\lambda_a} + \sqrt{\lambda_p})}{\gamma(\lambda_p - \lambda_a)}$$

On aura,

$$E = E_a - E_p = (p+x) \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2C \text{tg}(45^\circ - \varphi/2) - x \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + 2C \text{tg}(45^\circ + \varphi/2).$$

$$(p+x) \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2C \text{tg}(45^\circ - \varphi/2) \quad (\text{IV.18})$$

$$T = E \cdot \cos(45^\circ - \varphi/2) \quad (\text{IV.19})$$

La pression agissant en direction du souterrain depuis le bas sera :

$$T_0 = 2E \frac{\sin 2(45^\circ - \varphi/2)}{\cos \varphi} \quad (\text{IV. 20})$$

L'équilibre ne peut être assuré qu'en fermant le bas du profil, mesure complétée par une surcharge du fond. Pour assurer une sécurité suffisante, il faut que le coefficient de sécurité soit situé entre 1,3 et 1,5.

Si la largeur effectivement chargée est $\frac{b}{2} - s$, p_{lat} et p_{rad} étant respectivement les poids de la dalle de radier et de la surcharge intérieur, le coefficient de sécurité peut être déterminé en écrivant le rapport de cette contrainte dirigée vers le bas et de la tension $\frac{N}{Y}$ agissant vers le haut on aura donc :

$$n = \frac{P_{\text{lat}} + P_{\text{rad}}}{T_0} \cdot \frac{y}{\frac{b}{2} - s} \geq 1,3 \quad (\text{IV. 21})$$

IV.9.1 Vérification au risque de soulèvement du radier

Tronçon 2

Le sol sous le radier est une argile très plastique avec les caractéristiques suivantes :

angle de frottement $\varphi = 33^\circ$, terme de cohésion $C = 15 \text{ kPa}$.

La pression exercée sur le radier sera calculée de la manière suivante :

- ❖ la hauteur du terrain actif situé à proximité de l'excavation $H_0 = 30 \text{ m}$.
- ❖ La Longueur y du radier sur laquelle agit la pression de soulèvement T_0

$$\text{On a: } n = \frac{P_{\text{lat}} + P_{\text{rad}}}{T} \cdot \frac{y}{\frac{b}{2} - s} \geq 1,3$$

Le poids du radier $P_r = 100 \text{ kPa}$

$$b = 10,2 \text{ m}$$

$$s = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{On obtient } n \mathbf{28,60} = 1,3$$

La Stabilité du radier est par conséquent vérifiée vis-à-vis du soulèvement

Tronçon 3

Le sol sous le radier est une argile très plastique avec les caractéristiques suivantes :

angle de frottement $= 33^\circ$, terme de cohésion $C = 15 \text{ kPa}$.

La pression exercée sur le radier sera calculée de la manière suivante :

❖ la hauteur du terrain actif situé à proximité de l'excavation $H_0 = 13 \text{ m}$.

La Longueur y du radier sur laquelle agit la pression de soulèvement T_0

Le poids du radier $P_r = 100 \text{ kPa}$

$$b = 10,2 \text{ m}$$

$$s = 0,4 \text{ m}$$

$$\text{On obtient } n \mathbf{5078767,6} = 1,3$$

$$\text{On obtient } n \mathbf{5773,8} = 1,3$$

La Stabilité du radier est par conséquent vérifiée vis-à-vis du soulèvement

Tronçon 4

Le sol sous le radier est un sable argileux avec les caractéristiques suivantes :

angle de frottement $= 35^\circ$, terme de cohésion $C = 22 \text{ kPa}$.

La pression exercée sur le radier sera calculée de la manière suivante :

❖ la hauteur du terrain actif situé à proximité de l'excavation $H_0 = 14 \text{ m}$.

La Longueur y du radier sur laquelle agit la pression de soulèvement T_0

Le poids du radier $P_r = 100 \text{ kPa}$

$$b = 10,2 \text{ m}$$

$$s = 0,4 \text{ m}$$

$$\text{On obtient } 28,6 \mathbf{n} = 1,3$$

La Stabilité du radier est par conséquent vérifiée vis-à-vis du soulèvement

Tronçon 5

Le sol sous le radier est une argile très plastique avec les caractéristiques suivantes :

angle de frottement $= 33^\circ$, terme de cohésion $C = 15 \text{ kPa}$.

La pression exercée sur le radier sera calculée de la manière suivante :

❖ la hauteur du terrain actif situé à proximité de l'excavation $H_0=10\text{m}$.

La Longueur y du radier sur laquelle agit la pression de soulèvement T_0

Le poids du radier $Pr = 100 \text{ kpa}$

$$b = 10,2 \text{ m}$$

$$s = 0,4 \text{ m}$$

$$\text{On obtient } \mathbf{n} 551,532 = 1,3$$

La Stabilité du radier est par conséquent vérifiée vis-à-vis du soulèvement

Tableau IV.13 regroupe les résultats de calcul de Soulèvement de radier .

Tableau IV.14 : Récapitulatif de soulèvement du radier

Tronçon	couverture		$P_{\gamma_i H_i} + q$ (kpa)	x (m)	E_a (kpa)	E_p (kpa)	E (Kpa)	T (kpa)	T_0 (kpa)	Y (m)	n
	Z [m]	PK									
Tronçon 02	30	Pk 0+500	801,285	6,127	395,683	482,272	86 ,589	71,786	58,405	9,084	28,6
Tronçon 03	13	Pk 0+650	584,1	-0,257	-	-	-	-	-	-	-
		Pk 0+750	615,95	-0,27	-	-	-	-	-	-	-
		Pk 0+875	570,075	-0,276	-	-	-	-	-	-	-
		Pk 0+975	671,3	4,074	298,54	289 ,54	$2,775 \cdot 10^{-4}$	$2,3 \cdot 10^{-4}$	$1,87 \cdot 10^{-4}$	6,04	5078767 ,6
		Pk 1+65	723,3	5,1	328,296	327,976	0,32	0 ,27	0 ,22	7,56	5773,8
		Pk1+150	570,1	-0,25	-	-	-	-	-	-	-
Tronçon 04	14	Pk 1+275	801,285	6,127	395,683	482,272	86 ,589	71,786	58,405	9,084	28,6
Tronçon 05	10	Pk 1+530	384 ,3	1,93	135,195	135,283	0,088	0,075	0,053	3,216	5551,532

IV.10 Conclusion

La phase du soutènement provisoire est une étape cruciale dans le processus de réalisation des tunnels, en effet, le soutènement permet d'assurer la stabilité des parois de l'excavation contre d'éventuels risques d'éboulement pendant l'exécution des travaux de creusement, ainsi il doit reprendre les efforts dus à la libération des contraintes dans le sol et surtout assurer la sécurité du personnel dans le tunnel.

Le soutènement adopté le long du tunnel est une combinaison de cintres métalliques lourds HEB et de béton projeté de 5 cm d'épaisseur. Les dimensions des cintres varient selon les caractéristiques géotechniques des terrains traversés, les cintres utilisés sont HEB120, HEB140 et HEB160. Les soutènements proposés ont été vérifiés en utilisant la méthode convergence-confinement. La stabilité du front de taille lors de l'exécution du tunnel a été vérifiée par l'approche du facteur de charge. La méthode de Tsimbarievich a été utilisée pour vérifier le risque de soulèvement du radier et enfin le tassement maximal qui peut se produire en surface suite au creusement de tunnel a été évalué en utilisant l'approche de Peck. Le tassement en surface varie de 5,45 cm à 7,76 cm ce qui dépasse le tassement admissible de 5 cm et de ce fait il devient nécessaire de recourir aux traitements spéciaux préalablement à l'excavation pour limiter les tassements en surface, et selon l'AFTES, le procédé d'injection est recommandé comme traitement spécial.

CHAPITRE 05

Utilisation des SIG pour

l'identification

des risques au

niveau de la ligne du métro Ain Naadja Baraki

V.1 Introduction

De nos jours, l'accélération du développement technologie que touche différents domaines et différentes disciplines notamment ceux se basant sur l'utilisation de la donnée de façon générale et de la donnée spatiale en particulier. Dans ce contexte, les systèmes d'information géographique deviennent par excellence le moyen le plus connu et le plus utilisé pour la gestion des données géographiques et ce grâce à leur capacité dans la saisie, le stockage, le traitement, l'analyse et la production de ces données. La gestion des risques est l'un des domaines qui font recours aux SIG à travers le monde et en particulier dans l'identification et la cartographie des risques quelle que soit leur nature.

Dans le présent chapitre nous allons présenter les systèmes d'information géographique par la suite nous parlons des logiciels SIG et nous présentons le logiciel QGIS qui a été choisi pour la réalisation des cartes qui montrent les risques identifiés au niveau du tunnel de la ligne du métro d'Alger en l'occurrence l'extension C1 (AIN NAADJA – BARAKI).

V.2 Présentation des systèmes d'information géographique

V.2.1 Définition d'un système d'information géographique

Dans la bibliographie, il existe plusieurs définitions sur les systèmes d'information géographique parmi lesquelles nous pouvons citer celle de Thériault qui définit un SIG comme étant «...un ensemble de principes, de méthodes, d'instruments et de données à référence spatiale, utilisé pour saisir, conserver, transformer, analyser, modéliser, simuler et cartographier les phénomènes et les processus distribués dans l'espace géographique. Les données sont analysées afin de produire l'information nécessaire pour aider les décideurs » [Thériault 1992 IN Prélaz-Droux Roland 1995].

Les SIG sont souvent utilisés dans le domaine du génie civil (Caloz, 1990) considère qu'« un système d'information géographique (SIG) a pour but de fournir, notamment aux ingénieurs et aux planificateurs des informations complexes nécessaires, par exemple, au dimensionnement d'ouvrage ou à l'aide à la décision. ...».

V.2.2 Historique des Systèmes d'Information Géographique

La première utilisation du terme «Système d'Information Géographique» a émergé grâce à Roger Tomlinson en 1968 dans son essai : « Un système d'information géographique pour l'aménagement du territoire » (Tomlinson, 1968).

Avec le développement rapide de l'informatique, les systèmes d'information géographique ont connu en même temps une évolution très rapide.

Dans ce contexte, Maguire (1991) distingue trois périodes principales dans leur évolution :

- Fin des années 1950 – milieu des années 1970 : début de l'informatique, premières cartographies automatiques,
- Milieu des années 1970 - début des années 1980 : diffusion des outils de cartographie automatique/SIG dans les organismes d'État (armée, cadastre, services topographiques...),
- Les années 1980 : croissance du marché des logiciels SIG, développements des applications SIG, mise en réseau (bases de données distribuées avec),
- Depuis les années 1990, des applications SIG sur Internet et une banalisation de l'usage de l'information géographique (cartographie sur Internet, calcul d'itinéraires routiers, utilisation d'outils embarqués liés au GPS...).

Il est à noter qu'actuellement en plus des logiciels propriétaires, les logiciels libres et open source sont disponibles sur internet.

V.2.3 La nature des données dans un SIG

Les données dans un système d'information géographique sont de deux types.

- **Les données de localisation** : elles sont également appelées données graphiques ou géométriques. Ce sont des données spatiales qui se présentent dans des emplacements spécifiques sur la terre et elles sont identifiées par leurs coordonnées géographiques tels que les constructions, les routes, les poteaux électriques etc.
- **Les données descriptives** : elles définissent les attributs liés aux objets. Ce sont les données attributives qui donnent les caractéristiques particulières des objets géographiques, tels que l'adresse d'une rue, les matériaux de construction d'un bâtiment, l'état d'un ouvrage donné. Ces données sont structurées et enregistrées dans une base de données appelée base de données descriptive. La figure V.1 représente ces deux composantes principales.

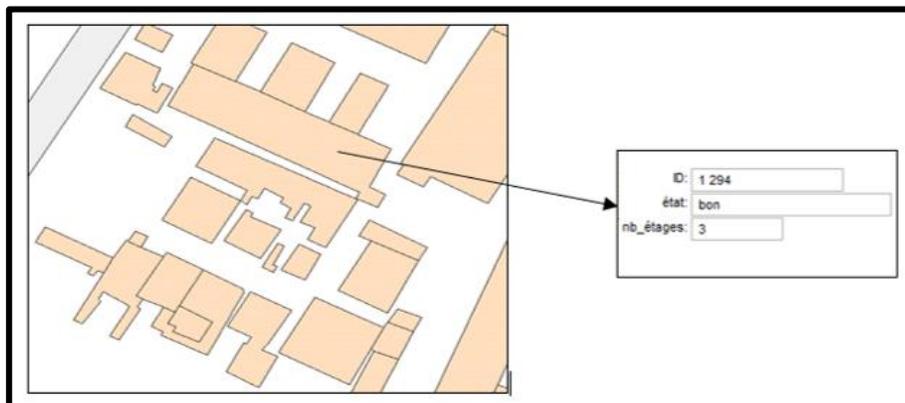


Figure V.1 : Exemple des données de localisation et leur attributs (chergui Benarieb, 2011).

V.2.4 Les modes de représentation des données de localisation

Il existe deux modes de représentation des données de localisation, le mode vecteur et le mode raster, comme illustre la figure V.2.

a) Le mode vecteur

La représentation des éléments géographiques en mode vecteur ou vectoriel se fait par trois notions fondamentales appelées unités cartographiques, il s'agit :

- Des points qui représentent tous les détails ponctuels qui se trouvent sur le terrain tels que les arbres, les puits et les poteaux électriques.
- Des lignes qui représentent tous les détails linéaires existant dans la réalité terrain tels que les routes, les voies ferrées et les rivières.
- Des surfaces ou des polygones qui représentent tous les détails surfaciques localisés sur la terre comme par exemples les forêts, les terrains agricoles et les constructions lorsqu'elles sont représentées à grande échelle.

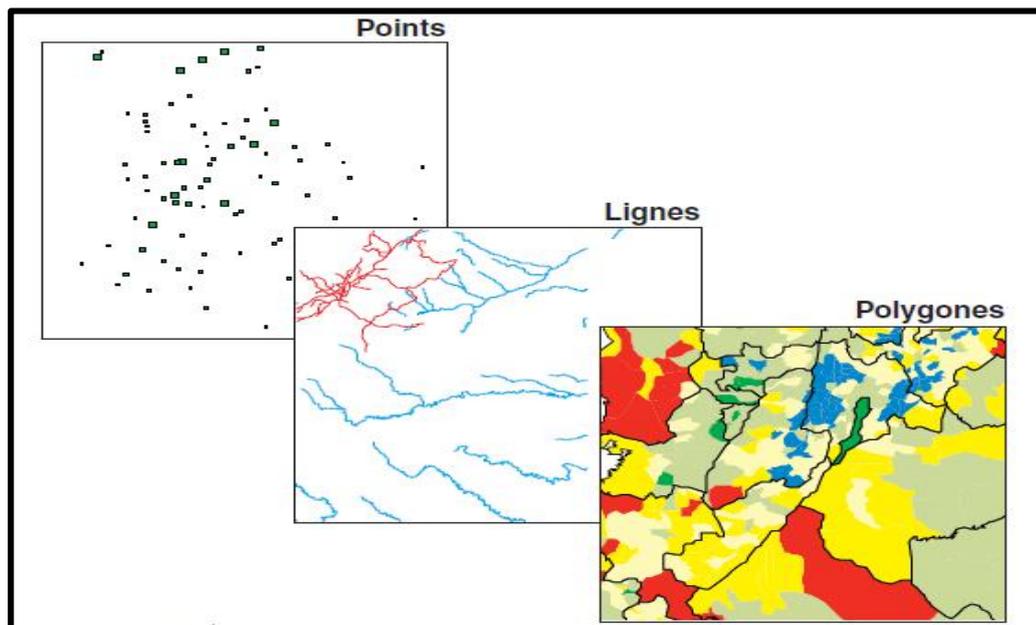


Figure V.2 : Données vecteur (Laboratoire de cartographie appliquée (Habert, 2000).

b) Le mode raster

Le mode raster est appelé également le mode maille, il est assimilé à la notion d'image numérique qui est représentée par des pixels sous forme matricielle.

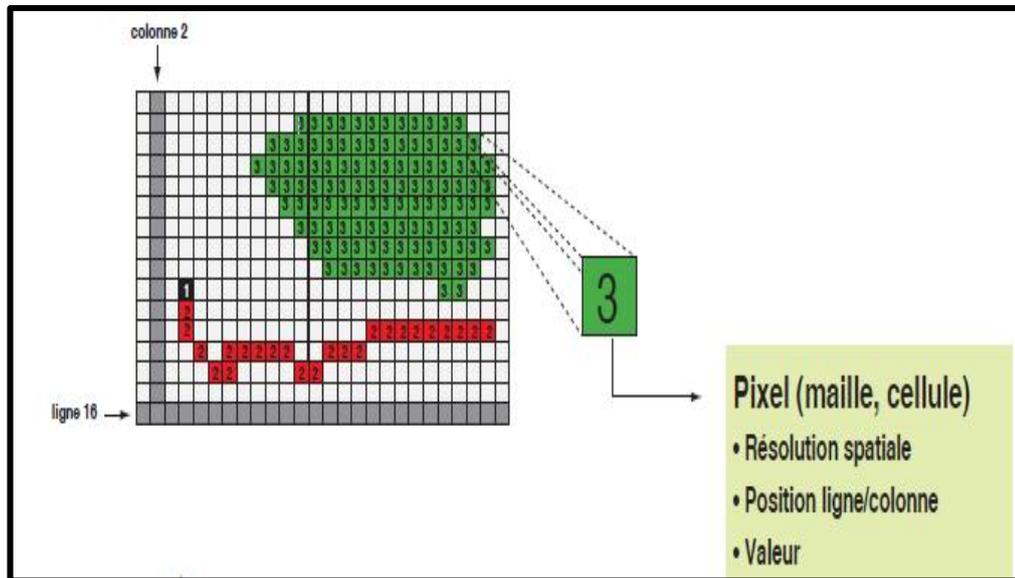


Figure V.3 : Données raster (Habert, 2000).

V.2.5 Les composantes d'un SIG

Un système d'information géographique (SIG) regroupe à la fois les données, le matériel informatique, le savoir-faire et les utilisateurs. La figure.4 ci-dessous illustre les composantes d'un SIG.



Figure V.4: Les composantes d'un SIG 5 (Institut de recherche pour le développement
Laboratoire de cartographie appliquée (HABERT, 2000).

a) Les données

Les données géographiques sont importées à partir de fichiers ou saisies par un opérateur quand elles sont en format vecteur tels que les levés topographiques ou à partir de la digitalisation de documents cartographiques scannés. Lorsqu'elles sont en format raster elles peuvent provenir

de sources diverses telles que les images satellitaires, les cartes scannées, les photographies aériennes numériques etc. la figure V.5 représente un exemple des données.

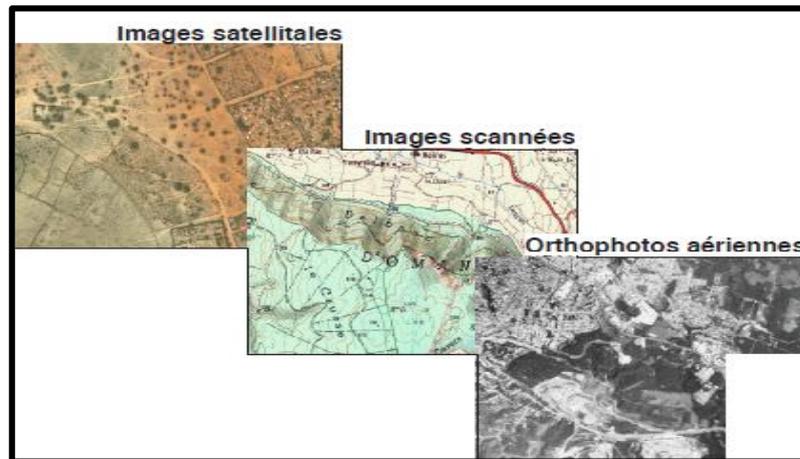


Figure V.5 : Quelques exemples des données raster (Habert, 2000).

b) Le matériel informatique

Dans leur application, les systèmes d'information géographique sont basés sur l'informatique. Il est important quel matériel informatique soit adéquat sur ses deux aspects hardware et software. De façon générale et dans la partie software, les logiciels SIG assurent les fonctionnalités d'un système d'information géographique, notamment en matière de saisie, de stockage et de traitement des données.

c) Les savoir-faire

Un système d'information géographique fait appel à une connaissance technique et à divers savoir-faire, et donc divers métiers, qui peuvent être effectués par plusieurs personnes. Par exemple le spécialiste en géodésie doit mobiliser ses compétences relatives aux systèmes de référence et de projection cartographique, l'informaticien intervient dans les processus et méthodes de modélisation (analyse Merise, langage UML etc.). Il doit savoir traduire en requêtes informatiques les questions qu'on lui pose. Toutes les compétences techniques se retrouvent dans le métier de géomaticien, compétences auxquelles viennent se greffer des compétences "métiers" thématiques tel que le génie civil.

c) Les utilisateurs

Les utilisateurs des systèmes d'information géographique ne sont pas tous forcément des spécialistes mais le système propose une série de boîtes à outils que l'utilisateur assemble pour réaliser son projet. N'importe qui peut, un jour ou l'autre, être amené à utiliser un SIG. Le niveau de compétences requis pour la conduite des opérations les plus basiques, est

généralement celui de technicien supérieur. Mais afin d'assurer une bonne qualité d'interprétation des résultats de l'analyse des données et des opérations avancées, celles-ci sont généralement confiées à un ingénieur disposant d'une bonne connaissance des données manipulées et de la nature des traitements effectués par les logiciels. Enfin, des spécialistes sont parfois amenés à intervenir sur des aspects techniques précis.

V.3 Les fonctionnalités d'un SIG

Grâce à leurs fonctionnalités, Les systèmes d'information géographique permettent la saisie, le stockage, l'analyse et la restitution des données géographiques. Les SIG s'appuient d'une part sur des bases de données géographiques pour stocker l'information et d'autre part sur un ensemble d'opérations permettant de manipuler cette information. Ils permettent par conséquent à l'utilisateur d'exploiter de façon transparente les données spatiales. Le tableau ci-dessus représente les fonctionnalités offertes par les SIG qui sont couramment regroupées en cinq catégories nommées les "5 A" (Denegre et al.2005). En effet, ce sont ces fonctionnalités qui font la force et la puissance des systèmes d'information géographique, Le tableau (V. 1) présente les fonctionnalités d'un SIG.

Tableau V. 1 : Les fonctionnalités d'un SIG (Denegre et al.2005).

Acquérir	Consiste à alimenter le SIG en données : numérisation, restitution etc. La fonction d'acquisition consiste à entrer d'une part la forme des objets géographiques et d'autre part leurs attributs et relations. Exemple : digitalisation, jointure de cartes bord à bord etc.
Archiver	Consiste à transférer les données de l'espace de travail vers l'espace d'archivage (disque dur). Exemple : gestion, stockage, sécurité.
Abstraire	Revient à concevoir un modèle qui organise les données par composants géométriques et par attributs descriptifs ainsi qu'à établir des relations entre les objets.
Analyser	Répondre aux requêtes de l'utilisateur et créer des analyses telles que les analyses thématiques à partir des données enregistrées dans la base de données.
Afficher	Visualiser les données, percevoir les relations spatiales entre les objets, produire des cartes de façon automatique. Exemple : Zoom (échelle +/-), superposition de couches.

V.4 Les domaines d'application des SIG

Les domaines d'application des systèmes d'information géographique sont aussi nombreux que variés parmi lesquels nous pouvons citer ce qui suit :

- Planification urbaine (cadastre, POS, voirie, réseaux assainissement) ;
- Géologie (prospection minière) ;
- Protection civile (gestion et prévention des catastrophes) ;
- Tourisme (gestion des infrastructures, itinéraires touristiques) ;
- Marketing (localisation des clients, analyse du site) ;
- Transports(planification des transports urbains, optimisation d'itinéraires) ;
- Hydrologie ;
- Forêt (cartographie pour aménagement, gestion des coupes et sylviculture) ;
- Biologie (études du déplacement des populations animales) ;
- Génie civil (identification des aléas en géotechnique, cartes de vulnérabilité des constructions).

Les Systèmes d'information géographique permettent de :

- Disposer les objets dans un système de référence géoréférencé ;
- Convertir les objets graphiques d'un système à un autre ;
- Facilite la superposition de cartes de sources différentes ;
- Extraire tous les objets géographiques situés à une distance donnée d'une route ;
- Fusionner des objets ayant une caractéristique commune (par exemple : toutes les maisons raccordées à un réseau d'eau potable) ;
- Déterminer l'itinéraire le plus court pour se rendre à un endroit précis ;
- Définir des zones en combinant plusieurs critères (par exemple : définir les zones inondables en fonction de la nature du sol, du relief, de la proximité d'une rivière).

V. 5 Réalisation des cartes par les systèmes d'information géographique

Au cours de cette dernière décennie, les cartes sont l'un des rapports numériques les plus universellement utilisés, qui peuvent communiquer et transmettre de grandes quantités d'informations d'une façon organisée et compréhensible.

L'objectif d'un SIG est de permettre la création, le partage et la mise en œuvre de produits d'information utiles basés sur des cartes qui ajoutent une valeur au travail de votre organisation. Il doit également servir à créer et gérer des informations géographiques fondamentales nécessaires à l'optimisation de notre carte.

V.5.1 Présentation des logiciels SIG

Le choix d'un logiciel SIG s'avère parfois difficile, en effet ils en existent des dizaines sur le marché, bien que leurs objectifs sont communs chacun de ces logiciels a ses propres fonctionnalités, avantages et inconvénients. Les plus connus et les plus utilisés au monde sont MapInfo de Pitney Bowes Software et ArcGIS d'ESRI leur inconvénient majeur reste le prix qui n'est pas à la portée de tout le monde, heureusement ils existent d'autres logiciels SIG gratuits voir même Open Source tel que le logiciel QGIS de Open Source Geospatial (OSGeo) et GRASS GIS DE GRASS Development Team.

Pour notre cas d'étude nous avons choisis le logiciel QGIS.

V.5.2 Présentation du logiciel QGIS

QGIS est un logiciel système d'information géographique (SIG) libre multiplateformes publié sous licence GPL. Il gère les formats d'images matricielles (raster) et les fichiers vectoriels, ainsi que les bases de données. De nombreux organismes publics et privés se dotent du logiciel QGIS dans le cadre de leurs activités et beaucoup d'entre elles le font en remplacement professionnel, Geomédia, GlobalMapper, SuperGIS).

Parmi les raisons qui expliquent son succès pour qu'il soit l'un des outils SIG les plus utilisés:

- QGIS est un logiciel SIG bureautique gratuit et open-source;
- C'est un logiciel maintenu par une très large communauté grâce à des plugins (Python ou C++);
- Il possède une ergonomie proche des autres logiciels payant comme ArcGIS, MapInfo, Geomedia, Global Mapper, etc ;
- QGIS lit et écrit dans la plupart des formats vecteurs et rasters standard (shp, tab, kml, dxf/dwg, dgn, gpx, etc);
- Il permet de se connecter à des web services et sources externes de données (serveurs WFS et WMS, odbc, ...);
- C'est le logiciel SIG nativement connecté à la base de données spatiale open source PostgreSQL / PostGIS ;
- QGIS est considéré comme l'interface simplifiée du logiciel GRASS;
- Il regroupe à lui seul de puissantes extensions d'analyses spatiales et statistiques ;
- Il possède un plugin qui permet d'ajouter les différents fonds raster de Google Maps, BING maps ou Open Street maps ;
- Il possède un plugin qui implémente le langage de programmation et environnement mathématique "R" ;
- QGIS est une passerelle vers d'autres projets comme Open Street Map ;

- Enfin QGIS possède des dizaines de plugin gratuit qui ajoutent de très nombreuses fonctionnalités.

V.5.3 Utilisation du logiciel SIG QGIS

L'objectif de cette partie de notre travail est d'identifier les risques auxquels est exposée la zone d'étude suite à la réalisation du tunnel du métro de la ligne Ain Nadjaa- Baraki (extension C1). Pour ce faire, nous avons utilisé les systèmes d'information géographique en exploitant quelques fonctionnalités du logiciel SIG QGIS afin de réaliser la carte de la répartition spatiale des sondages et les cartes représentant le risque de soulèvement du radier et le risque de tassement.

V.5.3.1 Méthodologie

Les données utilisées dans notre étude sont l'image satellitaire couvrant le site d'étude qui a été extraite à partir de Google Earth et sur laquelle nous avons superposé les différents sondages. En plus de cette image, nous avons utilisé les données relatives aux coordonnées de la localisation des sondages effectués dans la zone d'étude qui vont nous permettre de matérialiser ces points sur l'image et enfin les données concernant les risques de tassement et de soulèvement du radier présents au niveau de ces sondages.

L'ensemble de ces données est introduit dans le logiciel SIG QGIS selon leur nature.

L'image a été géoréférencée dans le même système de référence cartographique utilisé pour la localisation des sondages, il s'agit du système WGS84 dans la zone 31.

Après le géoréférencement de l'image, nous avons introduit le fichier Excel comportant les sondages et leurs coordonnées comme le montre la figure V.6 ci-dessous.

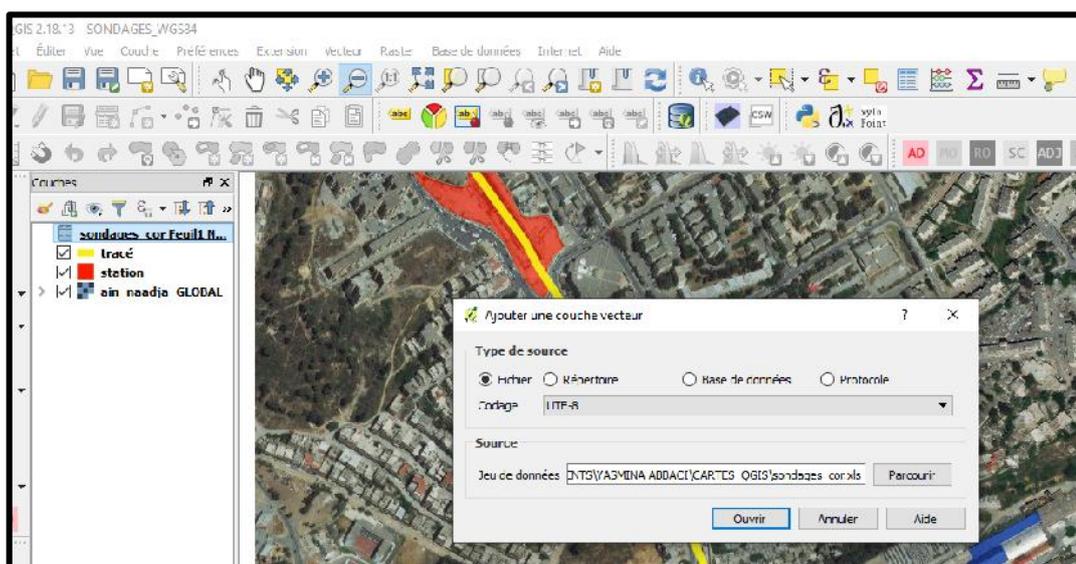


Figure V.6: Ouverture du fichier Excel dans QGIS.

Une fois le fichier Excel ouvert dans QGIS, nous avons procédé à la conversion des coordonnées en points, ces derniers sont enregistrés dans une nouvelle couche (un nouveau fichier) et ils sont ainsi affichés sur l'image, cette étape est illustrée dans les figures 7 et 8 ci-dessous.

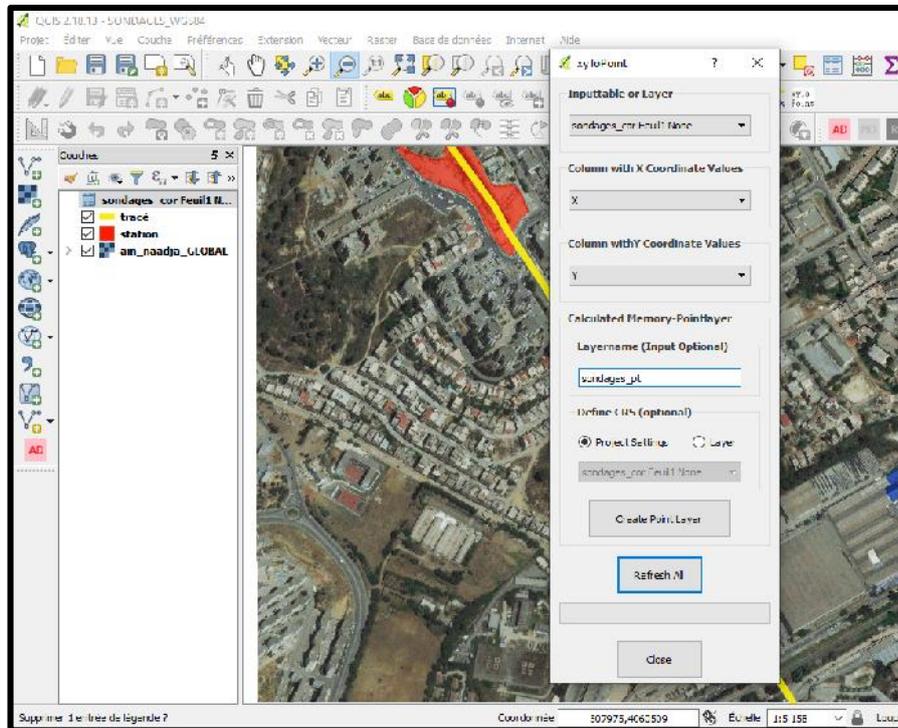


Figure V.7: Conversion des coordonnées en fichier point dans QGIS.

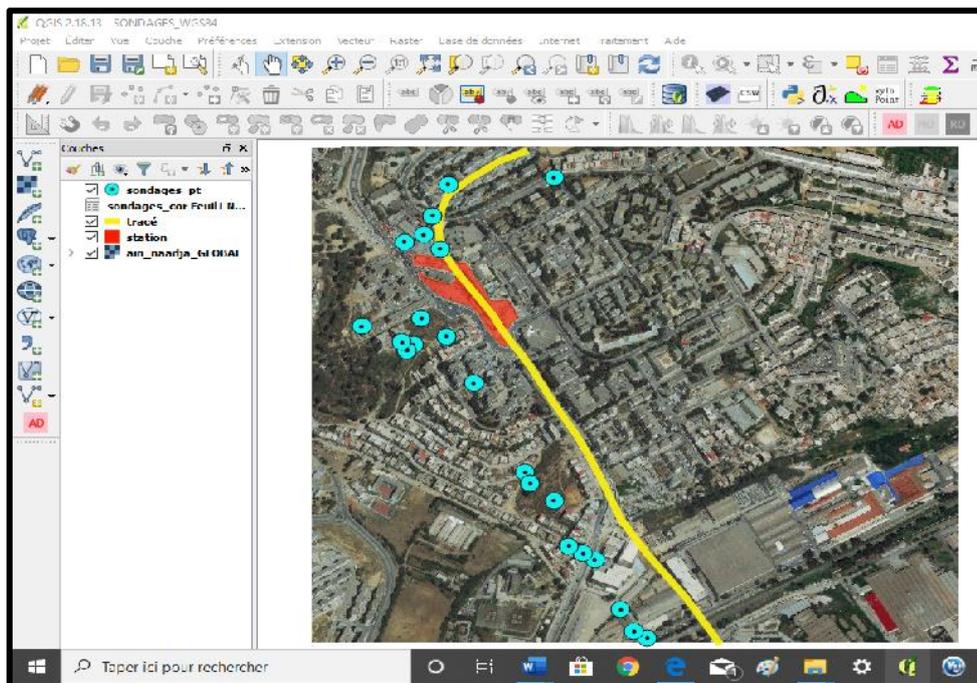


Figure V.8: Les points convertis affichés sur l'image

V.5.3.2 Réalisation des cartes

Pour la réalisation des cartes, nous avons introduit un autre fichier Excel qui contient les données relatives aux risques de tassement et de soulèvement du radier. Ce fichier a été joint à la table des données descriptives de la couche sondages. Ces données vont nous permettre de réaliser la carte de la localisation des sondages et les cartes des risques en question.

a) Carte de la localisation des sondages et du tracé de la ligne Ain Naadja Baraki

La nouvelle couche contient les sondages réalisés sur notre site, la carte de la localisation des sondages et du tracé de la ligne du métro Ain Naadja Baraki (fig.9), met en exergue la répartition spatiale des sondages effectués sur le site du projet, ces derniers sont répartis de manière à couvrir toute l'étendue de ce site. Elle est plus ou moins homogène sur l'ensemble de la zone à l'exception des parties Ouest et Nord-Ouest dans lesquelles les sondages sont plus nombreux.

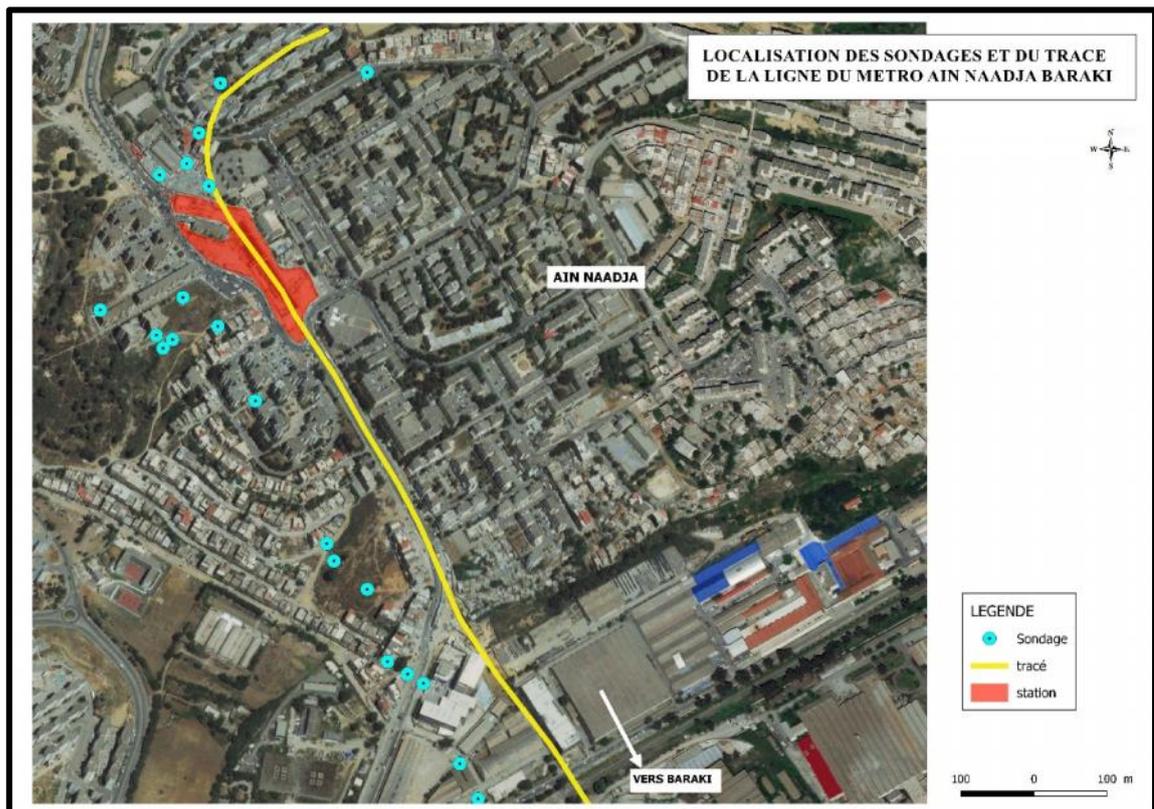


Figure V.9: Carte de la localisation des sondages et du tracé de la ligne Ain Naadja Baraki.

a) carte de risque de tassement

Le creusement des tunnels engendre des perturbations plus ou moins importantes dans l'équilibre interne du massif environnant, créant ainsi des déformations et des déplacements de sol. Le tassement du sol est une déformation verticale due à l'application des contraintes extérieures telles que les remblais, les fondations ou son propre poids.

Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à l'autre selon la nature du sol en place. Dans les sols non saturés les tassements sont presque instantanés mais dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre sur quelques secondes dans les sols sableux-graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables. Pour vérifier la conformité des structures vis-à-vis des conditions de sécurité et de service on doit faire un calcul de tassement.

En zones urbaines les tassements résultant de ce phénomène peuvent affecter la stabilité des ouvrages avoisinants. Ces désordres peuvent avoir des conséquences humaines et économiques non négligeables telle que l'affaissement du terrain, l'effondrement des structures situées à la surface, le changement de la coupe lithologique du terrain ainsi que son niveau topographique.

Plusieurs approches sont ainsi utilisées pour chercher à étudier et prévoir l'évolution de ces mouvements dans le massif.

Selon les recommandations d'AFTS(1995) on peut identifier quatre sources majeures de tassement :

- les tassements liés à la tenue du front de taille ;
- les tassements liés à la nature du soutènement et aux conditions de la mise en œuvre ;
- les tassements liés au phasage (séquence) de réalisation de la section de l'ouvrage ;
- les tassements liés au revêtement définitif .

Diverses méthodes sont utilisées pour limiter le tassement telle que l'amélioration des conditions générales du projet (injection classiques et solides, get-grouting, congélation, drainage).

Pour réaliser la carte de risque de tassement, nous avons exploité les données relatives à ce dernier. Ce qui nous a permis d'utiliser la fonctionnalité du logiciel QGIS permettant l'élaboration des cartes thématiques.

Dans la base de données descriptive de la couche sondage, nous avons sélectionné le champ « tassement » dans lequel sont enregistrés les renseignements concernant ce risque, cette opération est illustrée par La figure V 10.

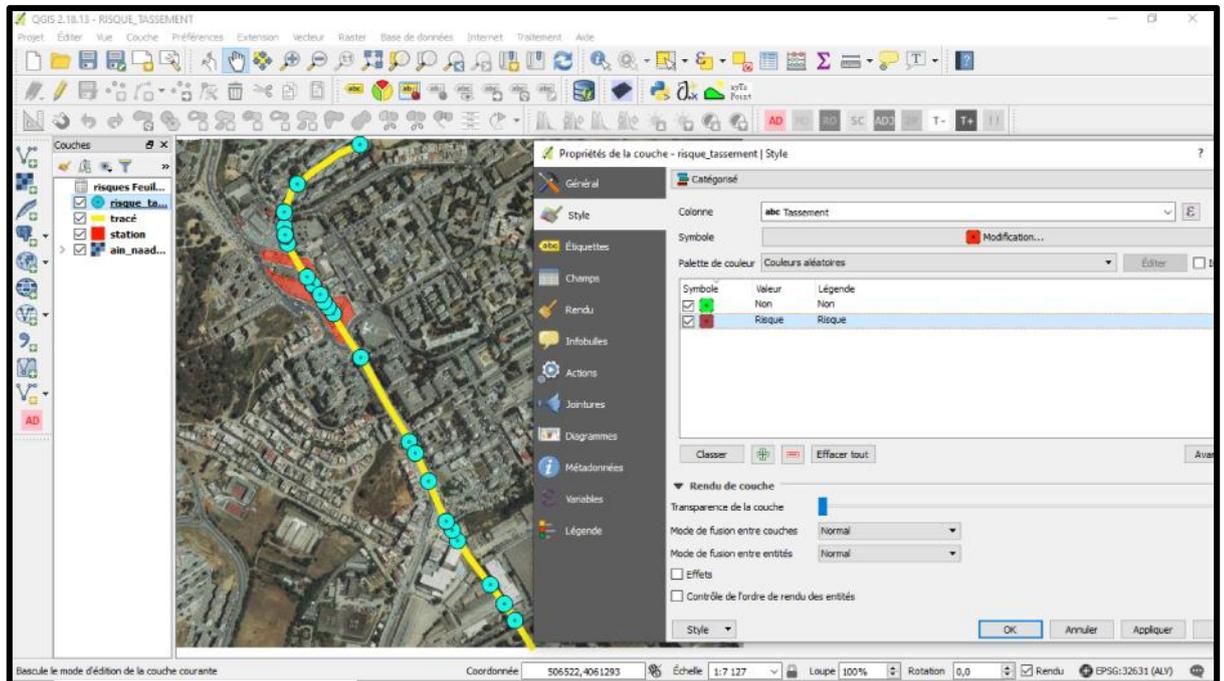


Figure V.10: Procédure d'élaboration de la carte du risque de tassement

En choisissant ainsi le champ « tassement », nous avons pu identifier tous les sondages enregistrant un risque de tassement dans le site du projet. Ces sondages sont représentés sur la carte de la figure V 11.

La carte de risque de tassement met en exergue la répartition de ces sondages le long du tracé de la ligne du métro Ain Naadja-Baraki (extension C1), il en résulte que sur les dix (10) sondages enregistrant des données sur le risque de tassement. Selon les résultats Tableau IV.13 nous en avons deux seulement sans aucun risque et ils sont représentés en vert. Les autres sondages qui sont au nombre de huit enregistrent tous l'existence de risque de tassement et ils sont représentés en rouge sur la carte. Nous remarquons que quatre d'entre eux sont situés au niveau de la station de métro Mohamed Boudiaf.

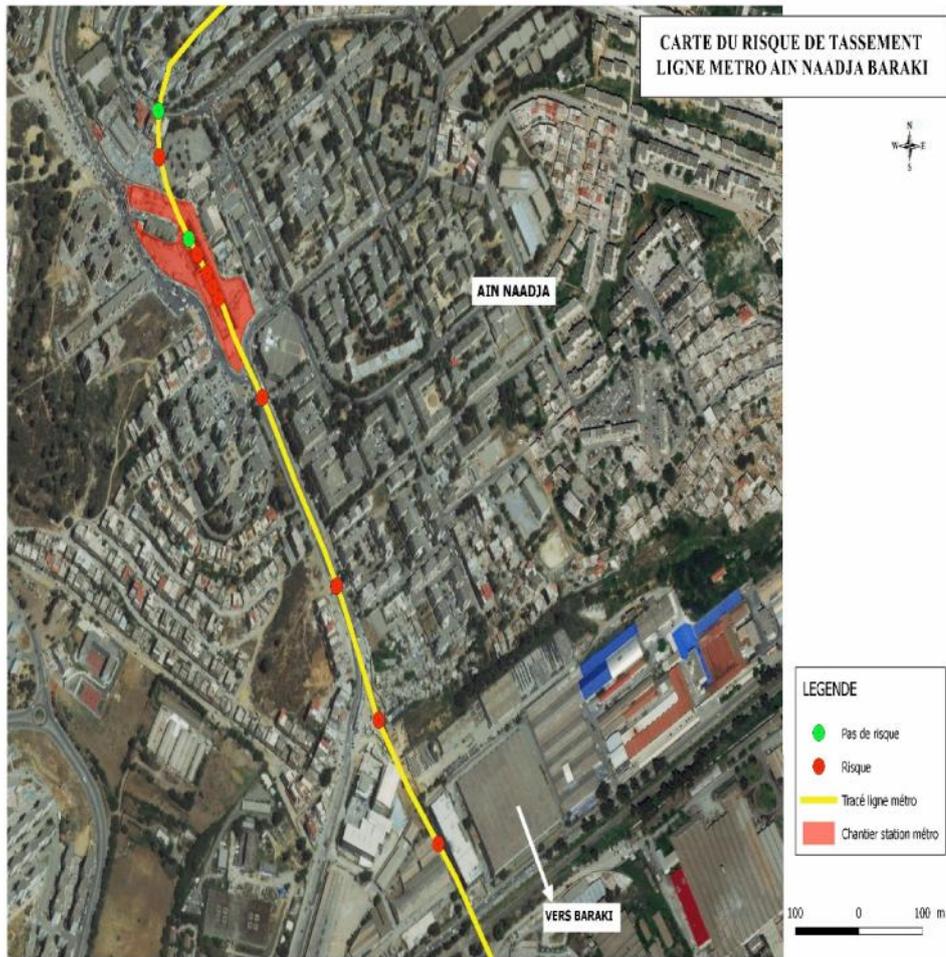


Figure.11 : carte de risque de tassement.

b) carte de risque de soulèvement du radier

Le risque de soulèvement du radier est présent dans le cas où nous avons une géologie difficile et le revêtement n'est pas renforcé, aussi dans le cas d'une déformation de la structure par une évolution du terrain encaissant.

Les conséquences des risques de soulèvement du radier sont :

- la ruine de tunnel ;
- la déformation ou fissuration des piédroits;
- les remontées d'eau;
- déformation d'anneaux de voûte.

Pour limiter ce genre de risque des procédés de renforcement sont à faire il s'agit en l'occurrence:

- De l'examen visuel (surveillance continue ;)
- Du renforcement du radier avec une augmentation de son volume ;
- L'injection du (coulis ou béton armé) au-dessous du radier

Dans notre cas d'étude, le logiciel SIG QGIS nous a permis d'identifier et de localiser les sondages présentant le risque de soulèvement du radier le long du tracé de la ligne de métro Ain Naadja-Baraki (extension C1). Ces sondages apparaissent sur la carte de la figure V 12 qui a été élaborée de la même manière que celle du risque de tassement.

Cette carte montre la répartition des sondages sur le tracé de la ligne du métro Ain Naadja-Baraki (extension C1). Sur l'ensemble des sondages affichés, nous distinguons clairement sept illustrés en rouge marquant ainsi la présence de risque de soulèvement du radier, trois d'entre eux sont localisés dans la station du métro Mohamed Boudiaf.

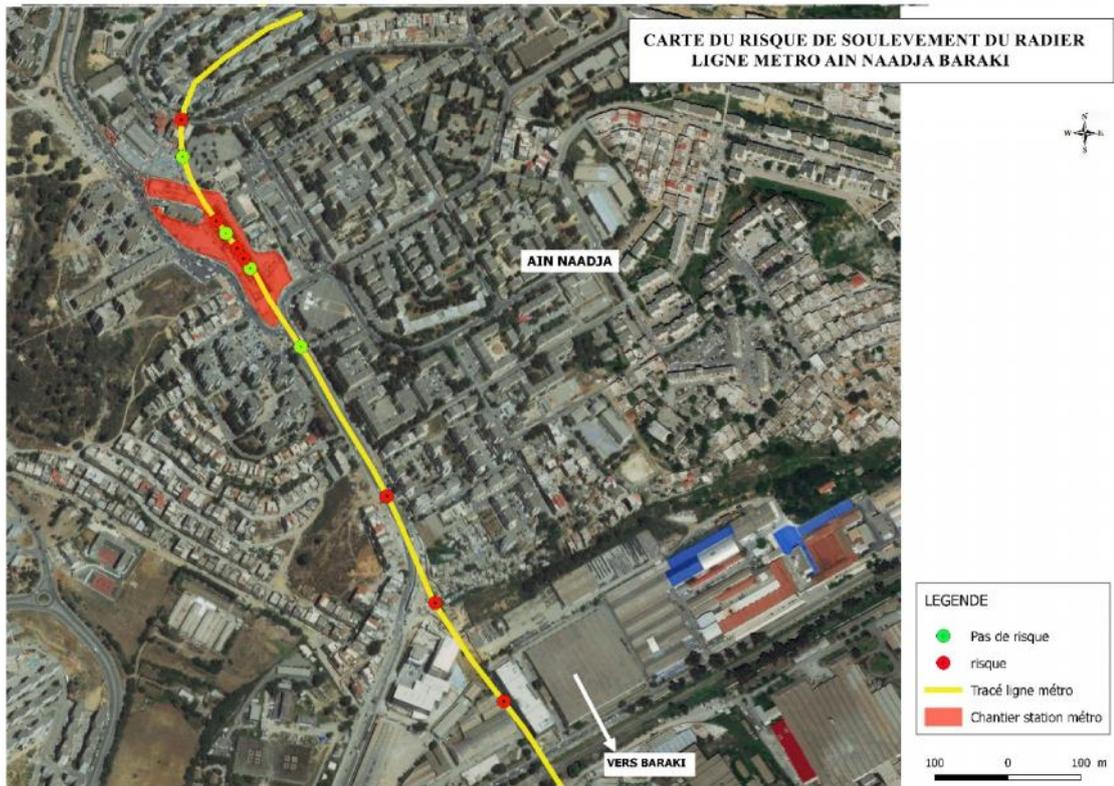


Figure V.12 : carte de risque de soulèvement du radier

V.6 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les systèmes d'information géographique, par la suite nous avons utilisé le logiciel SIG QGIS pour élaborer la carte de la répartition spatiale des sondages et les cartes des risques de tassement et de soulèvement du radier lors de la réalisation du tunnel du métro d'Alger l'extension C1 (AIN NAADJA – BARAKI).

Grace à l'utilisation du logiciel SIG QGIS, Nous avons pu identifier et localiser de façon rapide et efficace les risques sus-cités.

Conclusion générale

L'étude d'un tunnel touche plusieurs domaines en génie civil, à savoir : la mécanique des sols, la géologie, l'hydrogéologie, le béton armé et la charpente métallique. L'étude menée dans le cadre de ce travail nous a permis d'aborder un problème complexe qui est le dimensionnement du soutènement provisoire d'une partie de tunnel de métro d'Alger reliant entre Baraki et Ain Naadja l'extension C1 à une longueur qui s'étend à 6,16 Km.

La campagne de reconnaissance a permis de donner un aperçu sur la géologie, les caractéristiques géotechniques et hydrogéologiques du site qui sont les facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain. Elle montre que l'ouvrage s'inscrit dans un terrain non rocheux (sol : argile peu plastique, argile très plastique, sable argileux).

Le logiciel surfer (14) nous a permis de modéliser une coupe lithologique finale à notre terrain afin de délimiter la répartition de nos couches les uns par rapport aux autres et cela en utilisant en premier lieu les principes de la géostatistique.

Selon les recommandations de l'AFTES, le soutènement provisoire choisi est composé d'une combinaison de cintres (HEB160, HEB140, HEB1120) espacés de 1,5 m et une couche de béton projeté de 5 cm. Ce soutènement a été vérifié en utilisant la méthode convergence confinement. La stabilité du front de taille pendant la phase d'exécution a été vérifiée en utilisant l'approche du facteur de charge, tandis que le tassement a été vérifié en utilisant la formule de Peck. Le radier a été vérifié vis-à-vis du risque de soulèvement en utilisant la théorie de Tsimbarievich.

Pour conclure on a utilisé le logiciel QGIS afin de positionner nos risques mentionnés (front de taille, tassement, soulèvement du radier) de chaque sondage sur une carte appropriée.

En résumé l'étude de ce projet nous a permis :

- L'étude approfondie et minutieuse des rapports de reconnaissances géotechniques au vu de leur importance capitale dans un projet de tunnel ;
- L'utilisation du logiciel Surfer (14) pour l'établissement d'une coupe lithologique continue du sous sol encaissant le projet tunnel.
- Le choix, le calcul et la vérification du soutènement provisoire en utilisant les méthodes adaptées au terrain rencontré ;

- L'utilisation du logiciel QGIS afin de réaliser des cartes qui lustrent les risques.

Enfin, nous avons eu conscience que le calcul sur ordinateur n'est en effet qu'une aide matérielle et ne peut en aucun cas se substituer à la réflexion de l'ingénieur, l'expérience et le jugement de l'ingénieur géotechnicien sont ici, plus qu'ailleurs, nécessaires pour compenser le manque de règles précises.

Références bibliographique

- **Arnaud. M et Emery. X** , "*Estimation et interpolation spatiale*", Hermes Science Publications, Paris, 2000.
- **BOUAFIA ALI**, " les essais in situ dans un projet de fondation ", université de Blida 01-Saad Dahleb, Blida, Algérie, OPU d'Alger, 2009, 328p.
- **CALOZ R**, "*Système d'information géographique*", Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Institut d'Aménagement des terres et des eaux (hydrologie et aménagement, 1990 ,136p.
- **CHERGUI BENARIEB . S** , " les systèmes d'information géographique", cours 1ère année Master génie civil, université Saad Dahlab Blida Alger,2011,30p.
- **Chilès . J.P and Delfiner .P** , "*Geostatistics : Modeling Spatial Uncertainty*" Wiley, New York, 1999.
- **Clough GW, Schmidt B** , "*Design and performance of excavations and tunnels in soft clay*". In: Brand EW, Brenner RP, editors. *Soft Clay Engineering*. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company 1981: p. 569-636.
- **Cressie . N** , "*Statistics for spatial data*", Wiley Interscience, 1993.
- **Élisabeth HABERT** , " laboratoire de cartographie appliquée", IRD : Institut de recherche pour le développement Laboratoire de cartographie appliquée ,2000.
- **Isaaks . E et Srivastava . R** , "*Applied Geostatistics*", Oxford University Press, New York, 1989.
- **James E . monsees** , "vice president principale professional associate" , parsons , brinckerhoff,quade et douglas,inc .
- **Jean Denègre** , "*Sémiologie et conception cartographique*", Hermès science publications, 2005, 274 p.
- **Matheron . G** , "*La théorie des variables régionalisées et ses applications*", numéro 5 dans les cahiers du centre de morphologie Mathématique. Fontainebleau : Ecole des Mines de Paris, (1970).

- **Matheron . G** , "*Traité de géostatistique appliquée*", tome I. mémoires du BRGM n° 14, éditions Technip, Paris,1962.
- **Oreste PP, Dias D** , "Stabilisation of the excavation face in shallow tunnels using fibreglass dowels", *Rock Mechanics and Rock Engineering* 2012;45(4):499-517.
- **Peck RB** , "Deep excavations and tunneling in soft ground. State of the art report. In: Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering". Mexico 1969,p 225.
- **Prélaz-Droux R.** " Système d'information et gestion du territoire", Approche systémique et procédure de réalisation, collection Meta, presses polytechniques et universitaires Romandes,1995 , 156p.

Rapport Géotechnique, "Extension du métro d'Alger l'extension C1 AIN NAADJA – BARAKI" ,2015.

- **Recommandation de l'AFTES**, " choix et type de soutènement en galerie" ,1993.
- **Recommandation de l'AFTES** "tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain", GT16R1F1 1995 , n°157 .
-
- "choix des technique d'excavation mécanique", 2000.
- "Choix des techniques d'excavation mécanisée", GT4R3F1 2000 n°157 .
- **Tomlinson Roger**, "Thinking about GIS: Geographic Information System Planning for Managers", ESRI, CALIFORNIA NEW YORK1986, 283 p.
- **Sebai Belkacemi . S** , " Notes de cours d'ouvrages souterrains", 2année Master Géotechnique, Université Saad Dahlab de BLIDA, 2018.
- **Sebai Belkacemi . S** , " Notes de cours de la Géostatistique" ," 2année Master Géotechnique, Université Saad Dahlab de BLIDA,2018.
- **Szechy . C**, "traité des calculs des tunnels", Edition Dunod, 1971.
- **Terzaghi . K** , "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons Corp ,1943.

- **Wackernagel . H,** "*Multivariate Geostatistics*" : *an introduction with applications*, Springer-Verlag, Berlin, 3rd edition,2003.

Règlements

- norme NF P 94-110.
- norme NF (P94-113).
- RPA99 (version 2003).

Site Internet

- <http://www.aftes.asso.fr/>, Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain.
- <http://www.geotechnique.org/>, page d'accueil des trois associations françaises en lien avec la géotechnique : Comité Français de Mécanique des Sols, Comité Français de Mécanique des Roches et Comité Français de Géologie de l'Ingénieur.
- <https://www.rocscience.com>, site de Hoek en anglais.
- <http://www.isrm.net/>, Association Internationale de Mécanique des Roches.

ANNEXE « B »

ESSAIS DE LABORATOIRE

Sondage 0+500

Figure B.1 : Essai de cisaillement rectiligne d'une profondeur de 31,6 m à 32m.

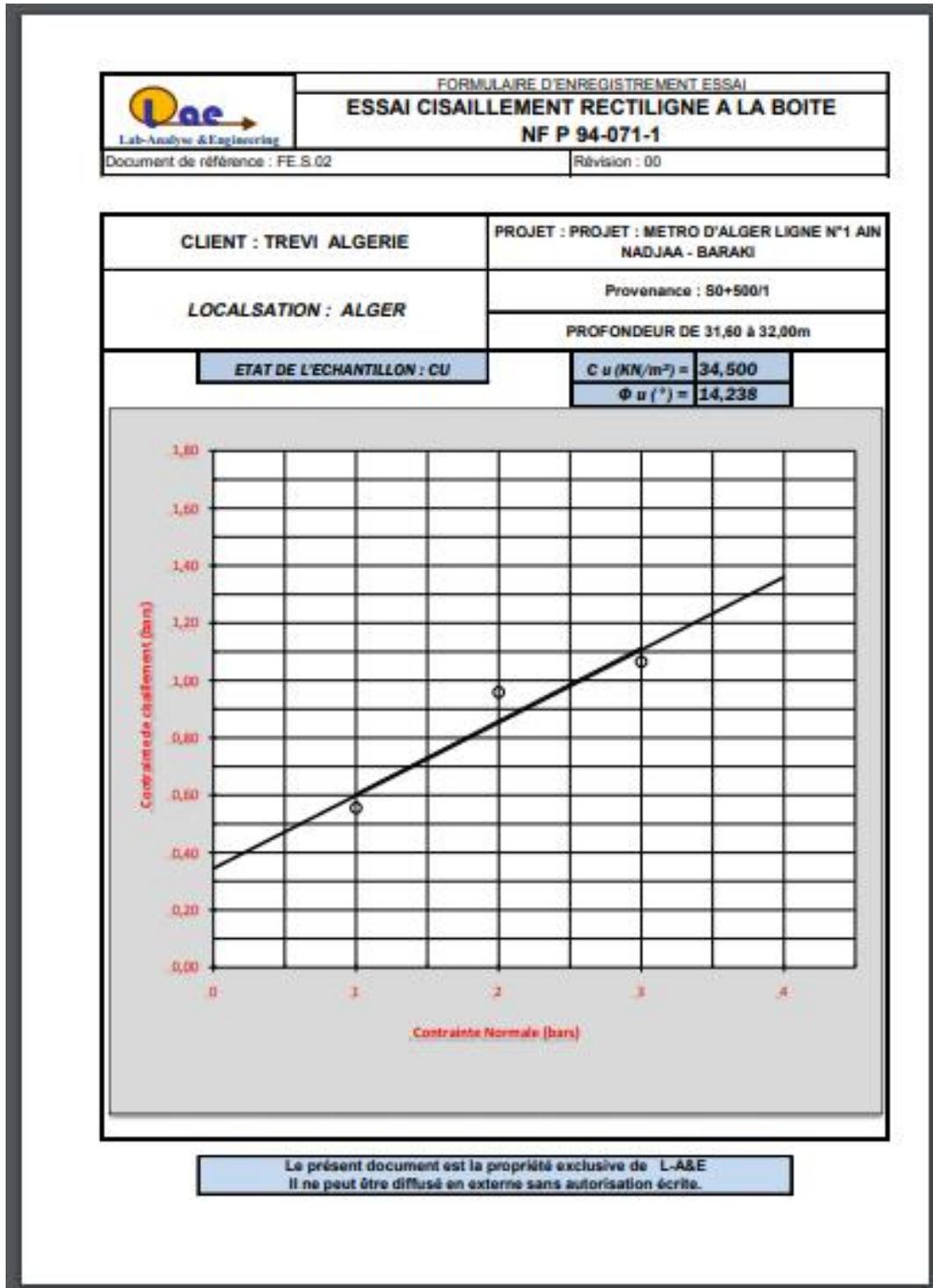


Figure B.2 : Essai de cisaillement rectiligne d'une profondeur de 31,6 m à 32m.

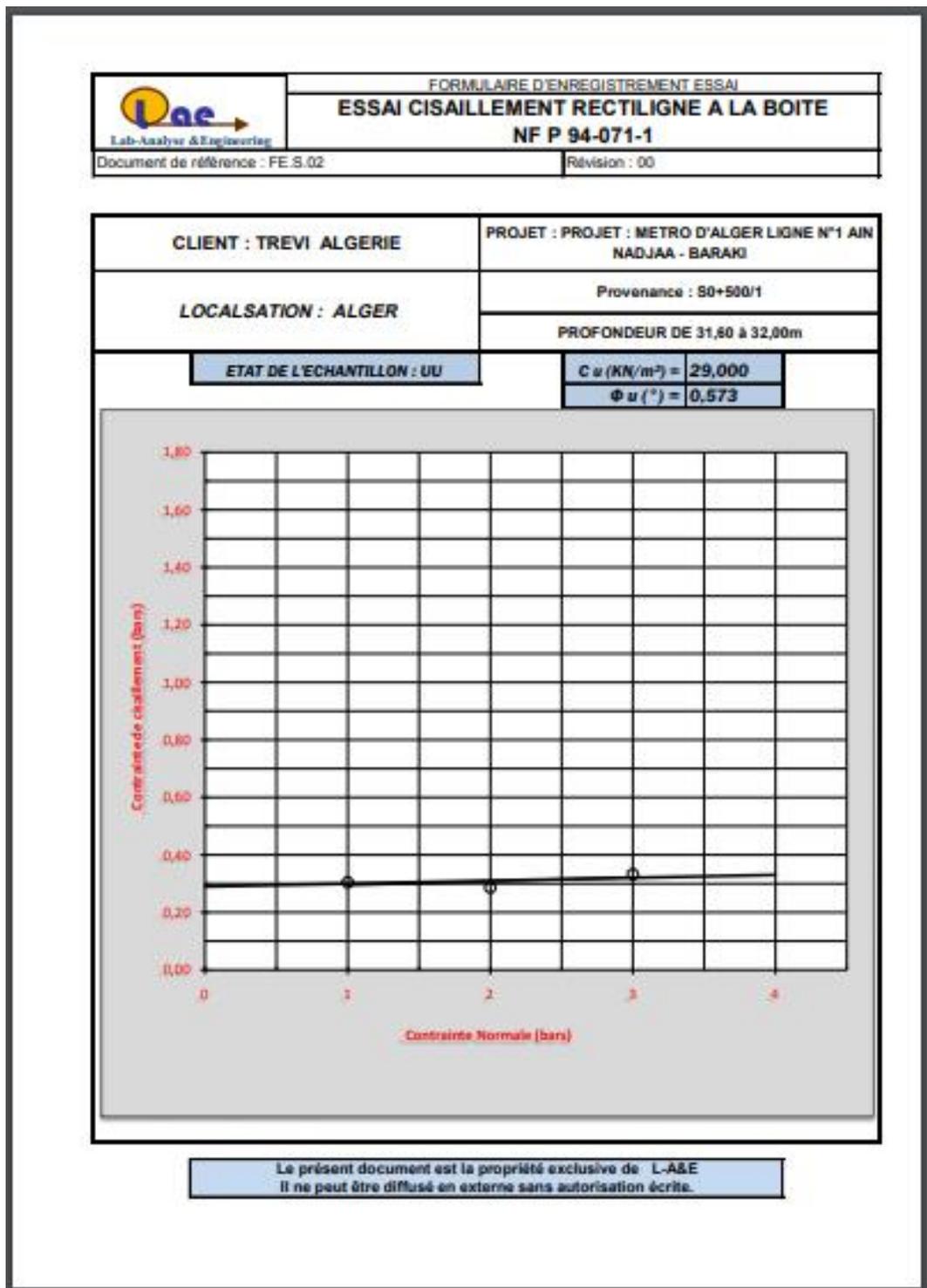


Figure B. 3 : Analyse granulométrique d'une profondeur de 31,6 à 32 m.

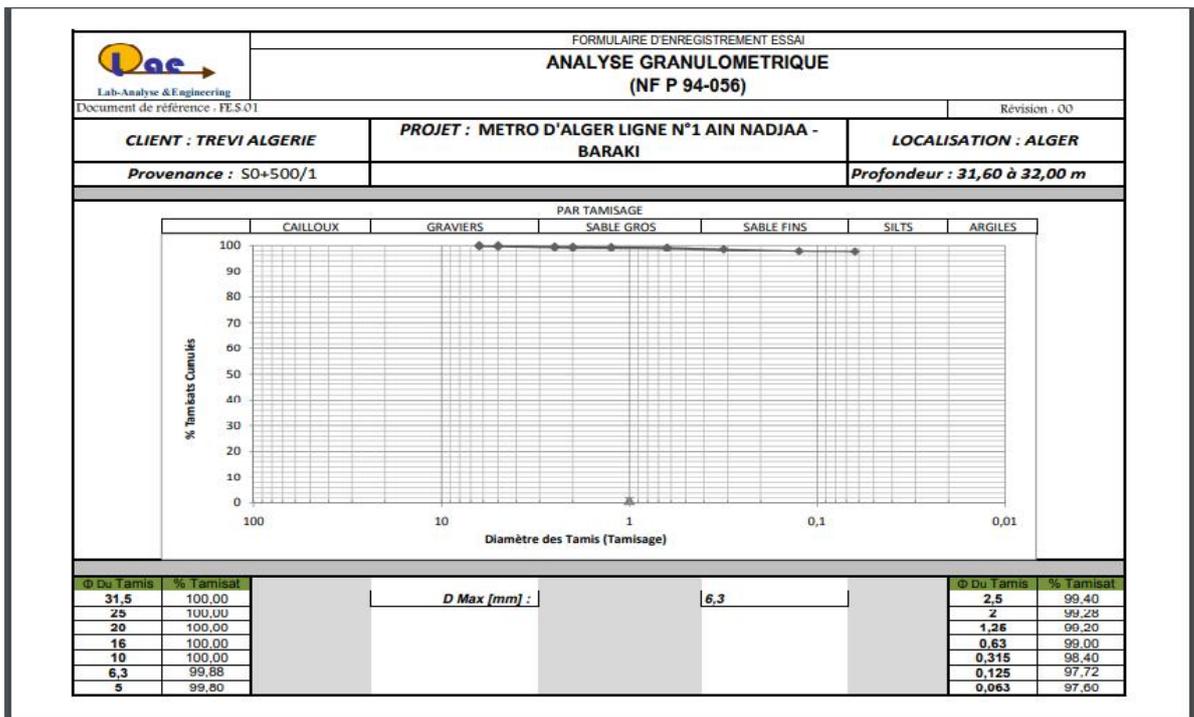
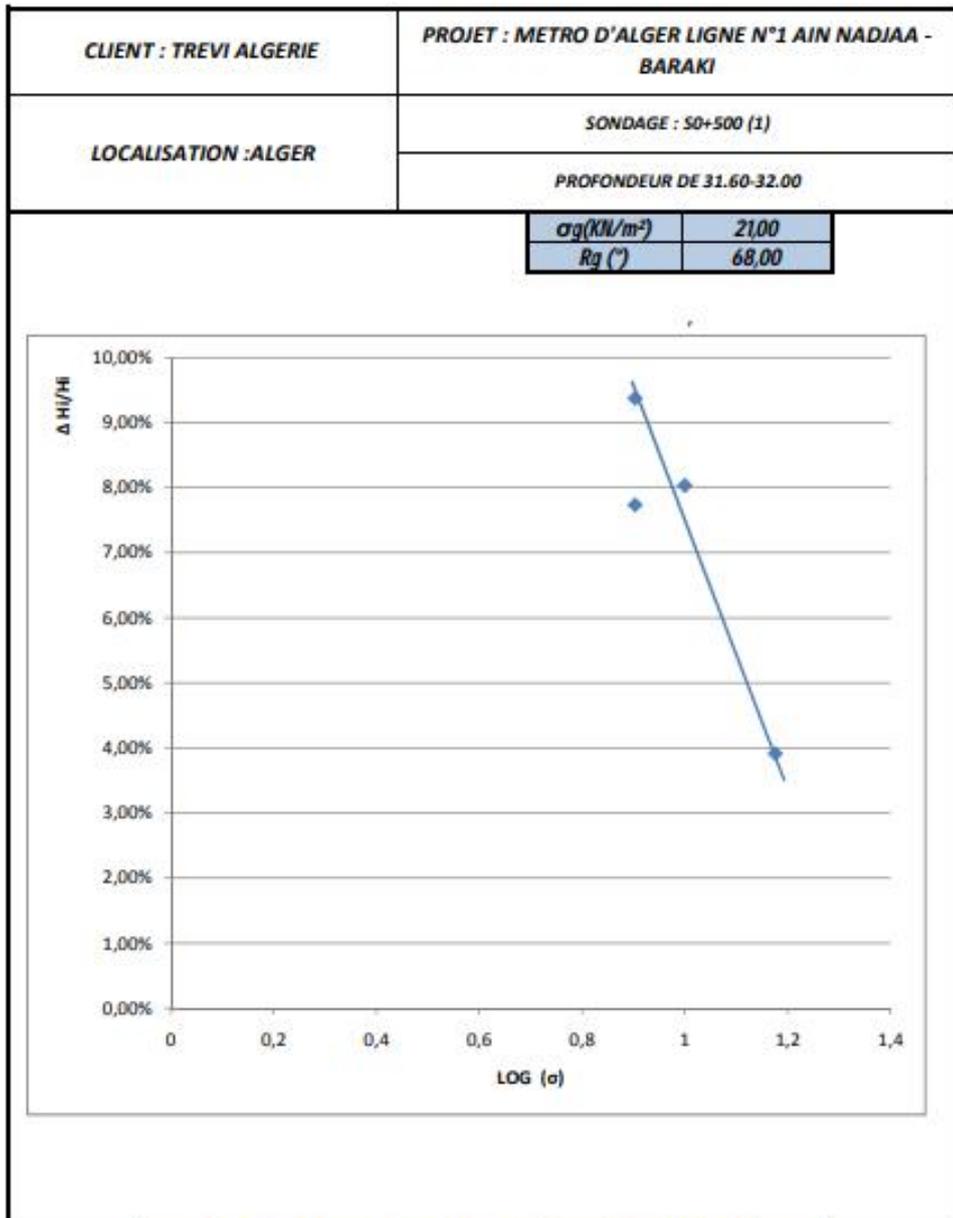


Figure B.4 : Essai de gonflement libre d'une profondeur de 31,6 à 32,00m.



*Le présent document est la propriété exclusive de L-A&E
Il ne peut être diffusé en externe sans autorisation écrite.*

Figure B.5 : Essai de compressibilité à l'odomètre d'une profondeur de 31,6 à 32,00m.

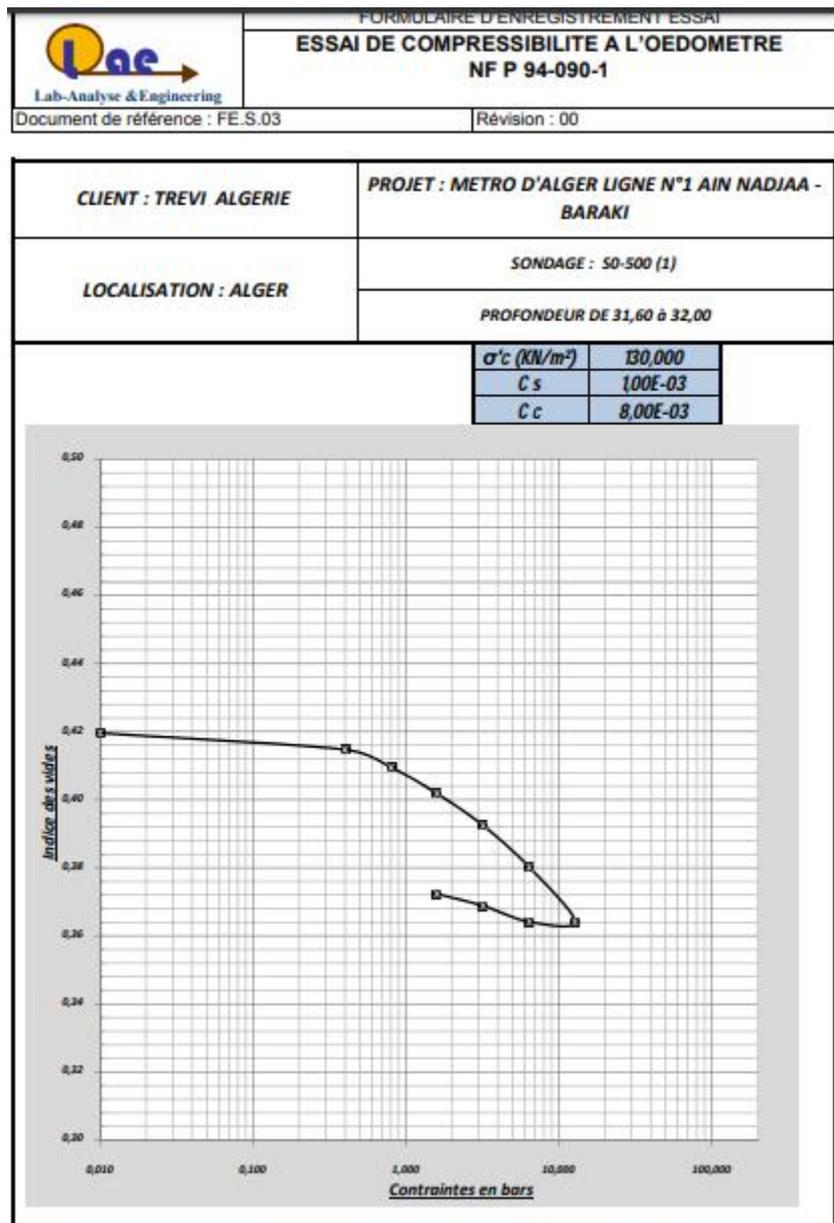


Tableau B.1 : Tableau récapitulatif des résultats d'essais de laboratoire pour le sondage pk 0+500.

Echantillon	BH	Profondeur		Teneur en Eau Naturelle	Degré de Saturation	Poids volumique Sec		Analyse Granulométrique			Limites d'Atterberg.		
		n°	n°			de	à	Sr [%]	Sr [%]	x h [KN/m3]	xd [KN/m3]	D max [mm]	+50% 0.063mm
1	S0+500/(1)	0	17	14,35	85,84	19,8	18,4	10	-	-	46,45	23,04	23,41
2	S0+500/(1)	17	19	16,79	67,01	19,6	15,9	1,25	66	13,65	70	29,05	40,95
3	S0+500/(1)	19	28	16,71	88,32	19,6	17,7	6,3	-	-	51,27	29,14	22,13
4	S0+500/(1)	28	30	21,31	100	20,6	17	1,25	56	14	75	32	43
5	S0+500/(1)	30	36.6	24,42	100	21	16,5	6,3	-	-	52	27	25

Essai de compression uniaxial.		Essai de Cisaillement Rectiligne UU .		Essai de Cisaillement Rectiligne CU.		Essai de Cisaillement Rectiligne CD.		Essai de Compressibilité Oedométrique		
R.C.S [Bars]	E [Bars]	C u [KN/M ²]	u [°]	C u [KN/M ²]	u [°]	C _u [KN/M ²]	u [°]	'c [KN/M ²]	C _s	C _c
		32	0,788	29	14,171			105	0,001	0,002
		29	1,289	15,5	17,55			180	0,001	0,009
		29	1,528	35	14,44			130	0,001	0,003
		46		25	16,699	15	18,004	140	0,002	0,01
		46	0,573	34,5	14,228	15	33	130	0,001	0,008

Essai de Gonflement Libre		Analyses Chimiques [%]			
g [Kn/m ²]	Rg [°]	M. Organique	Chlorures	Sulfates	Carbonates
38,9	66,5	1,92	0,021	0,001	9,71
5,37	77,68	5,98	0,069	0,002	11,34
23,4	69	3,85	0,675	0,014	25,2
20	75	3,74	0,781	0,027	21,3
21	68	3,76	0,077	0,04	21,6

Sondage 0+650

Figure B.6 : Essai de cisaillement rectiligne d'une profondeur de 14m à 14,40m.

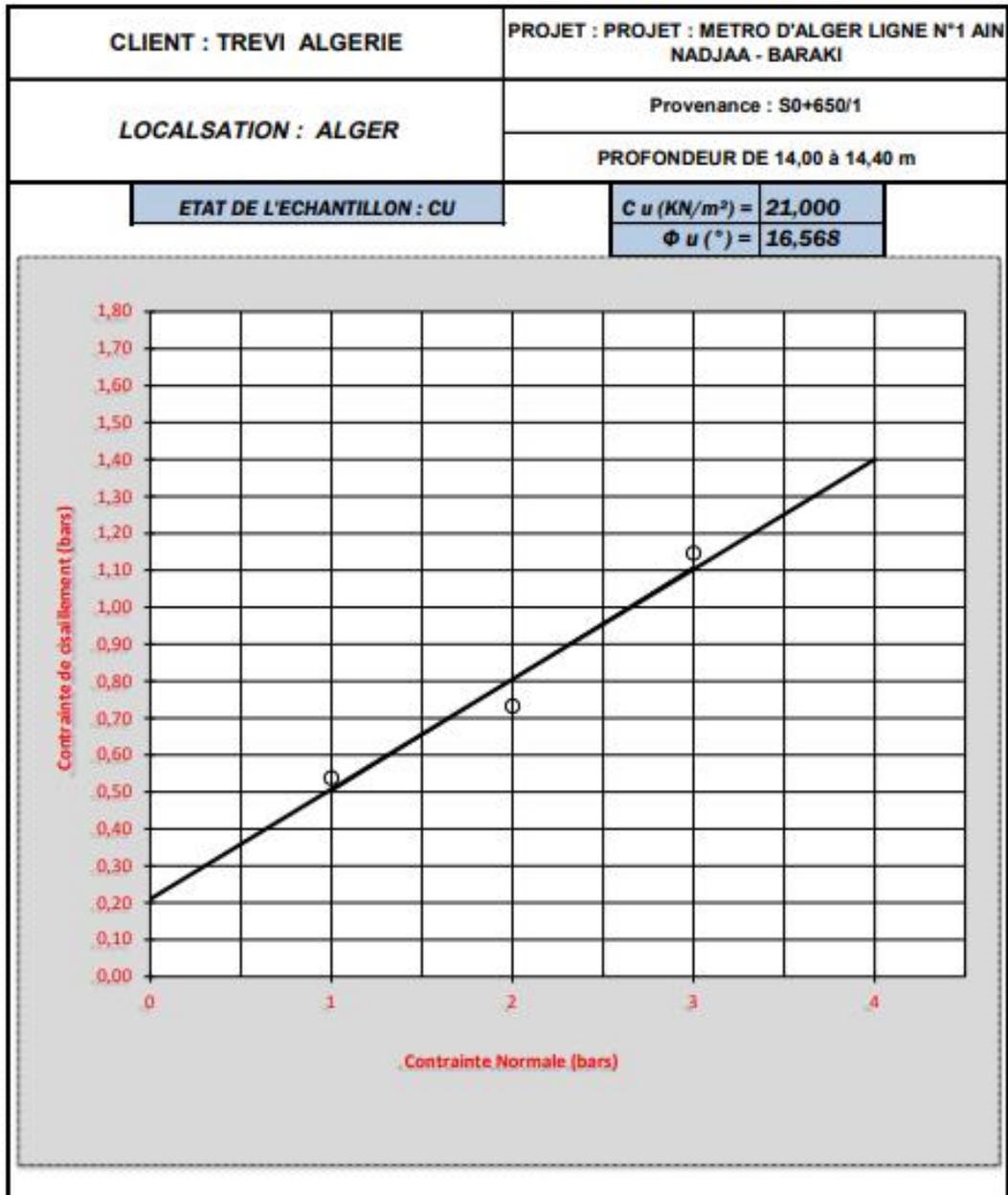


Figure B.7 : Essai de cisaillement rectiligne d'une profondeur de 14m à 14,40m.

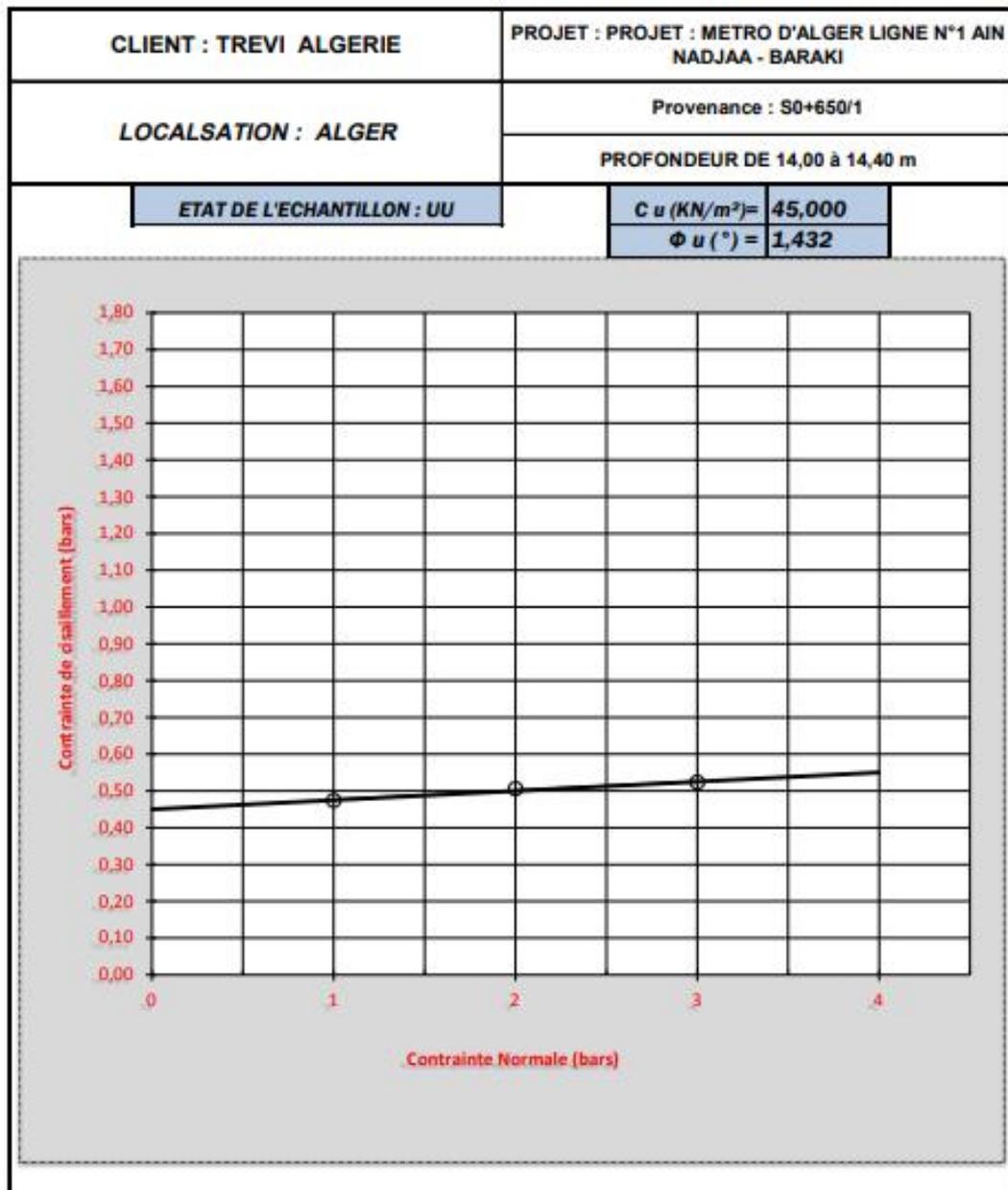
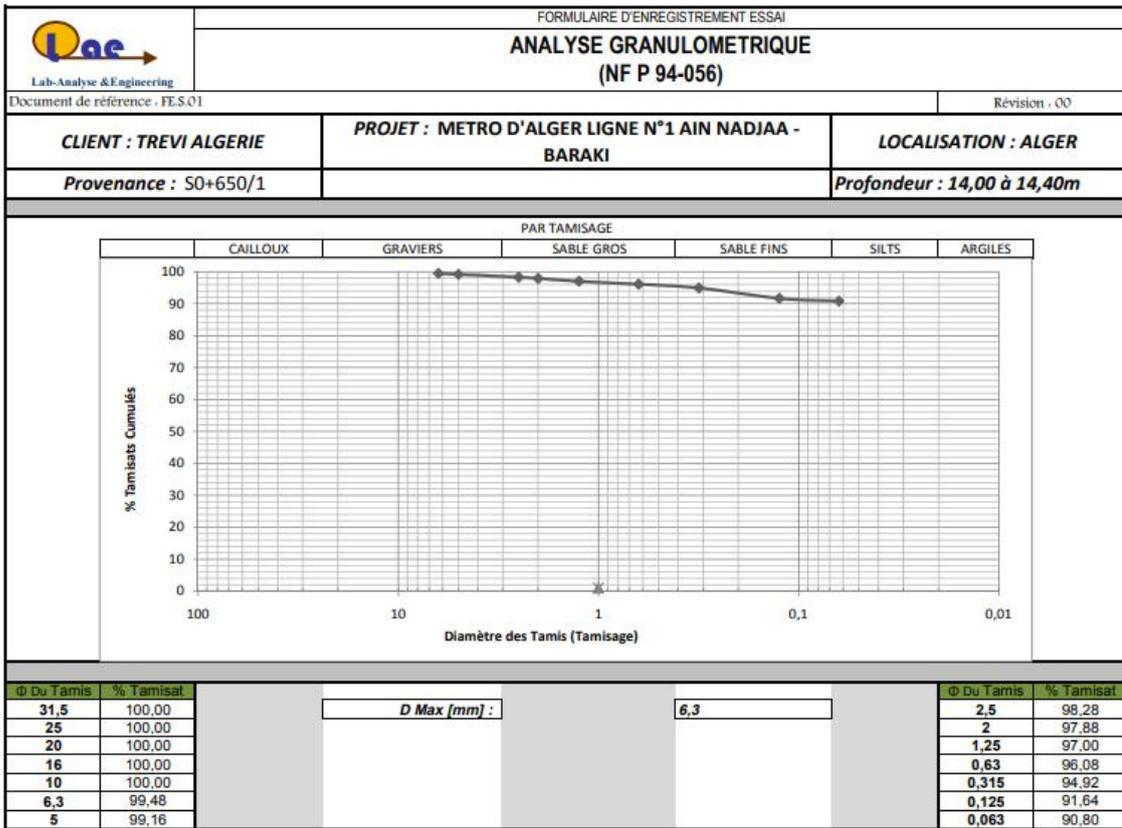


Figure B.8 : Analyse granulométrique d'une profondeur de 14m à 14,40 m.



Sondage 0+750

Figure B.9 : Essai de cisaillement rectiligne d'une profondeur de 15,70m à 16,10m.

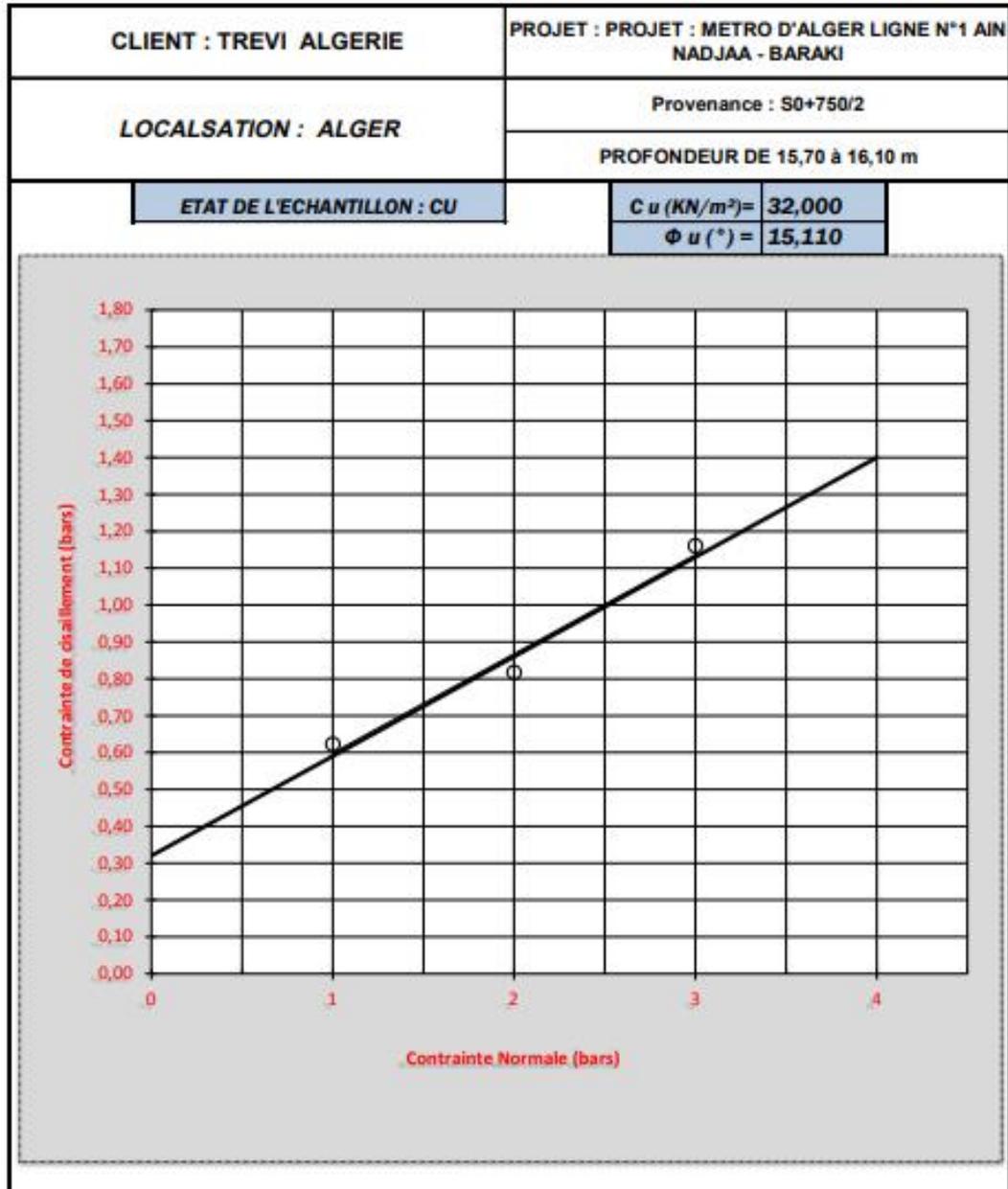


Figure B.10 : Essai de cisaillement rectiligne d'une profondeur de 17,90 m à 18,30m.

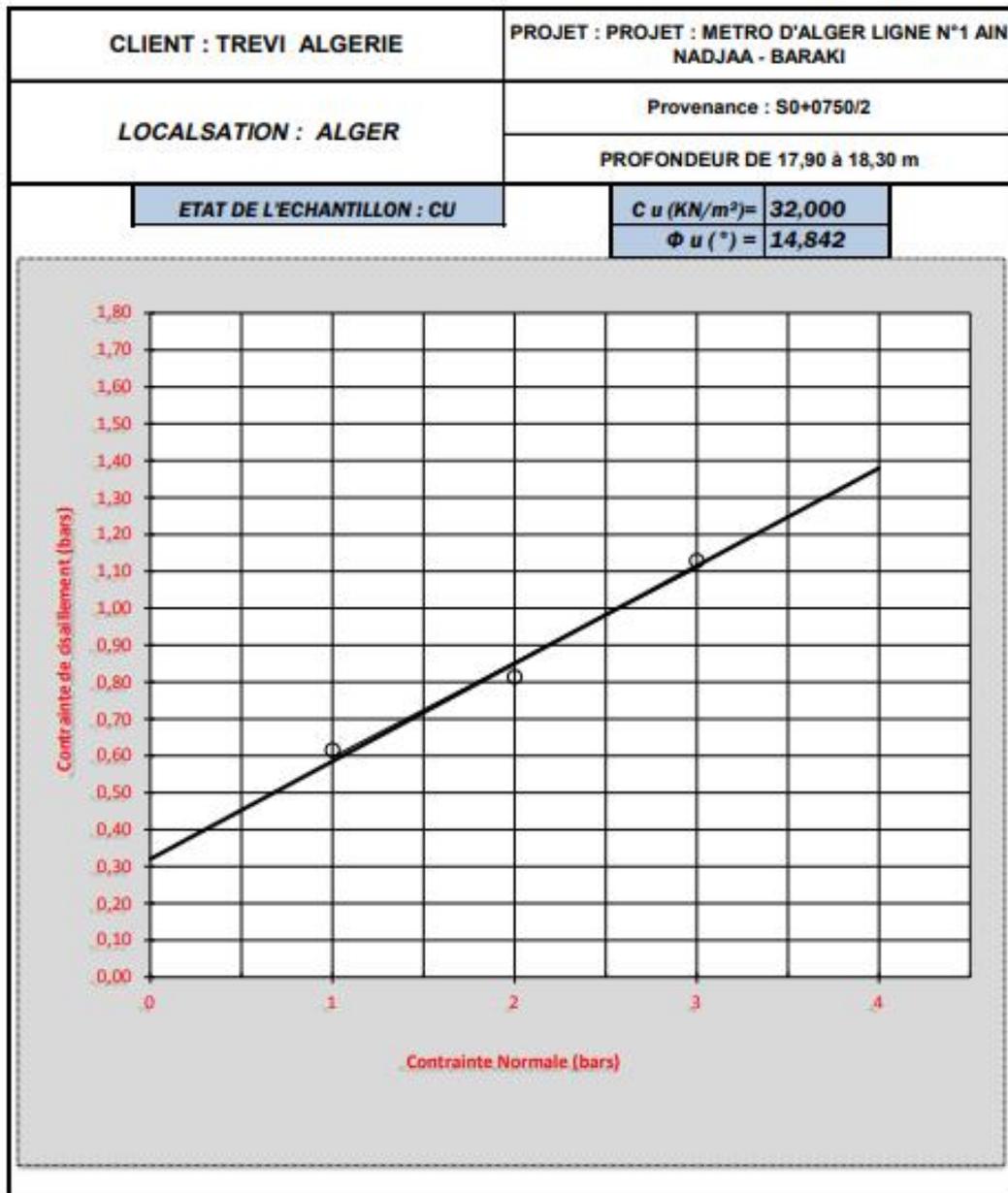


Figure B.11: Essai de cisaillement rectiligne d'une profondeur de 15,70m à 16,10m.

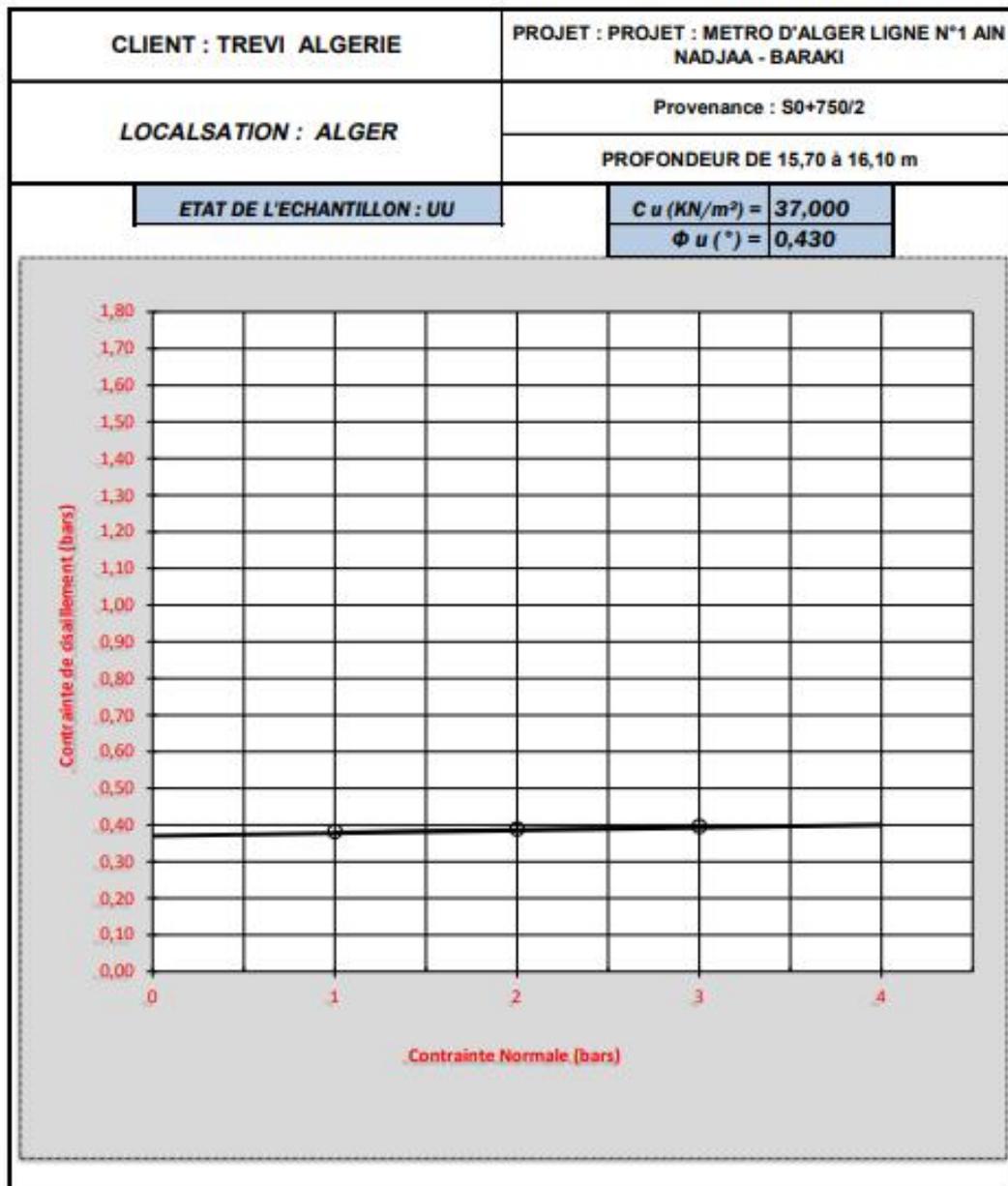


Figure B.12: Essai de cisaillement rectiligne d'une profondeur de 17,90 m à 18,30m.

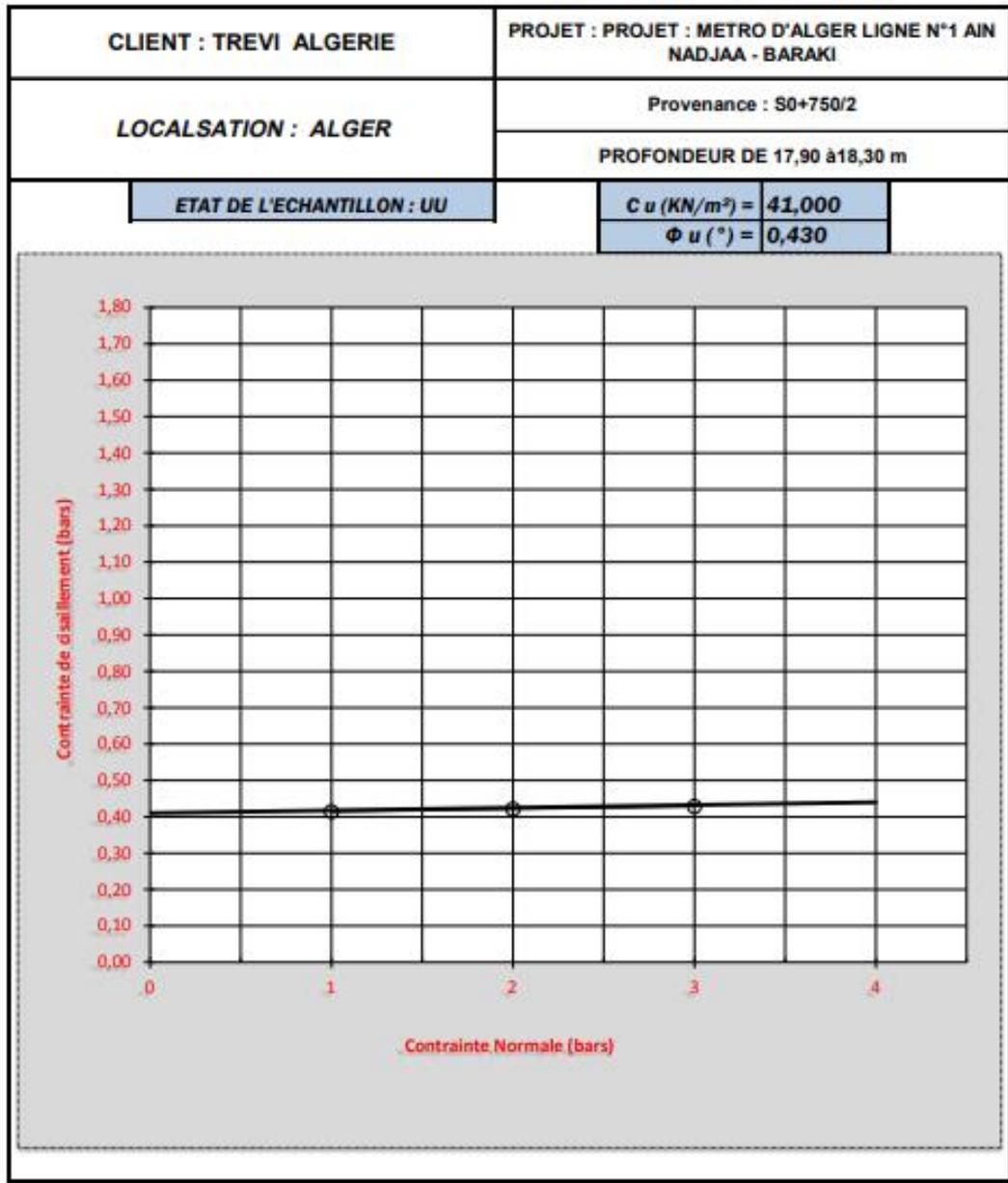


Figure B.13 : Analyse granulométrique d'une profondeur de 15,70 m à 16,10 m.

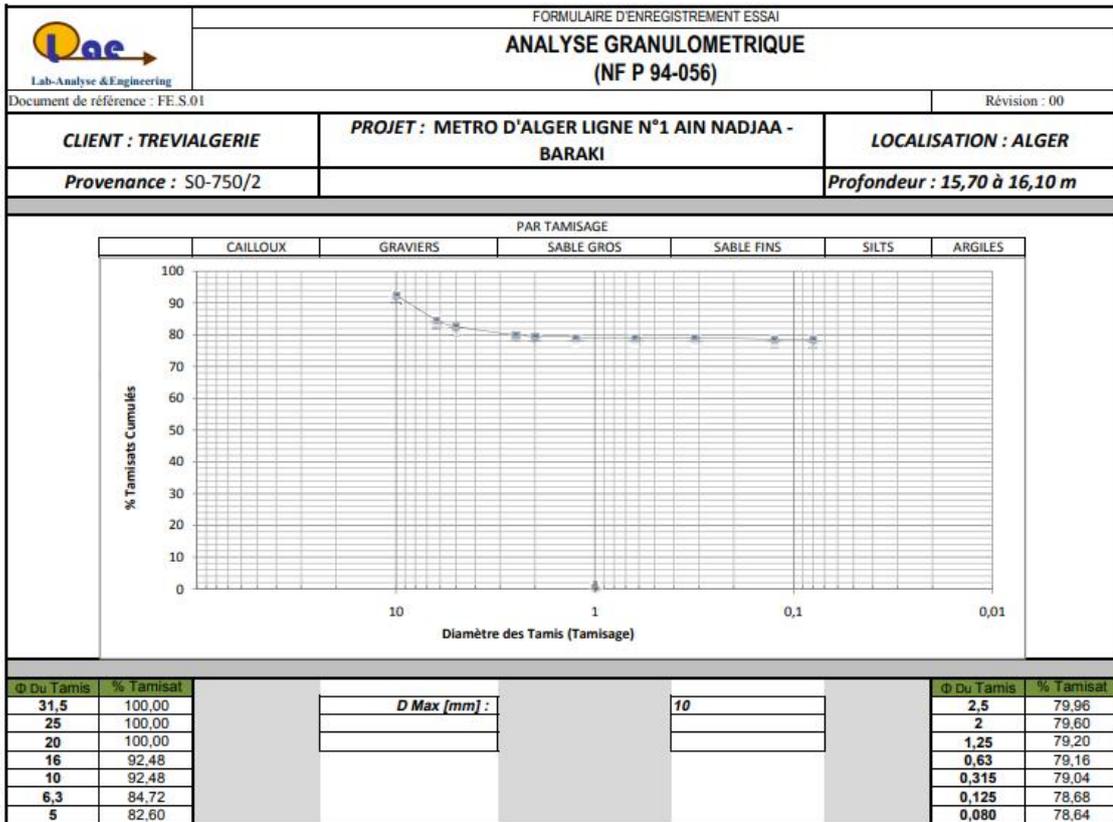
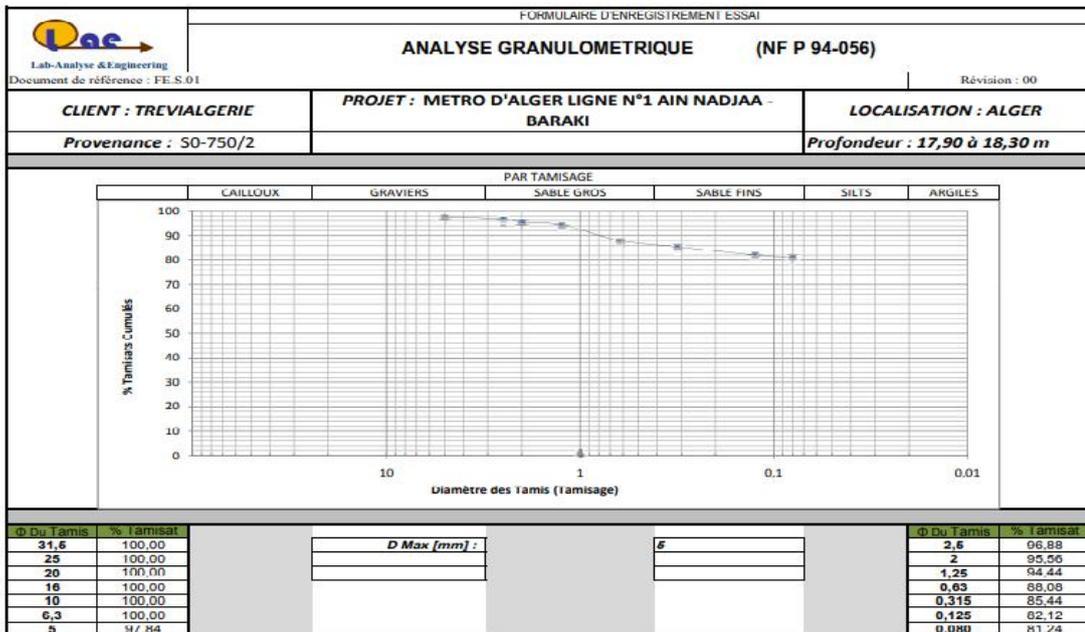


Figure B.14 : Analyse granulométrique d'une profondeur de 17,90 m à 18,30 m.



Sondage 0+875

Figure B.15 : Essai de cisaillement rectiligne d'une profondeur de 15,60 m à 16,00m.

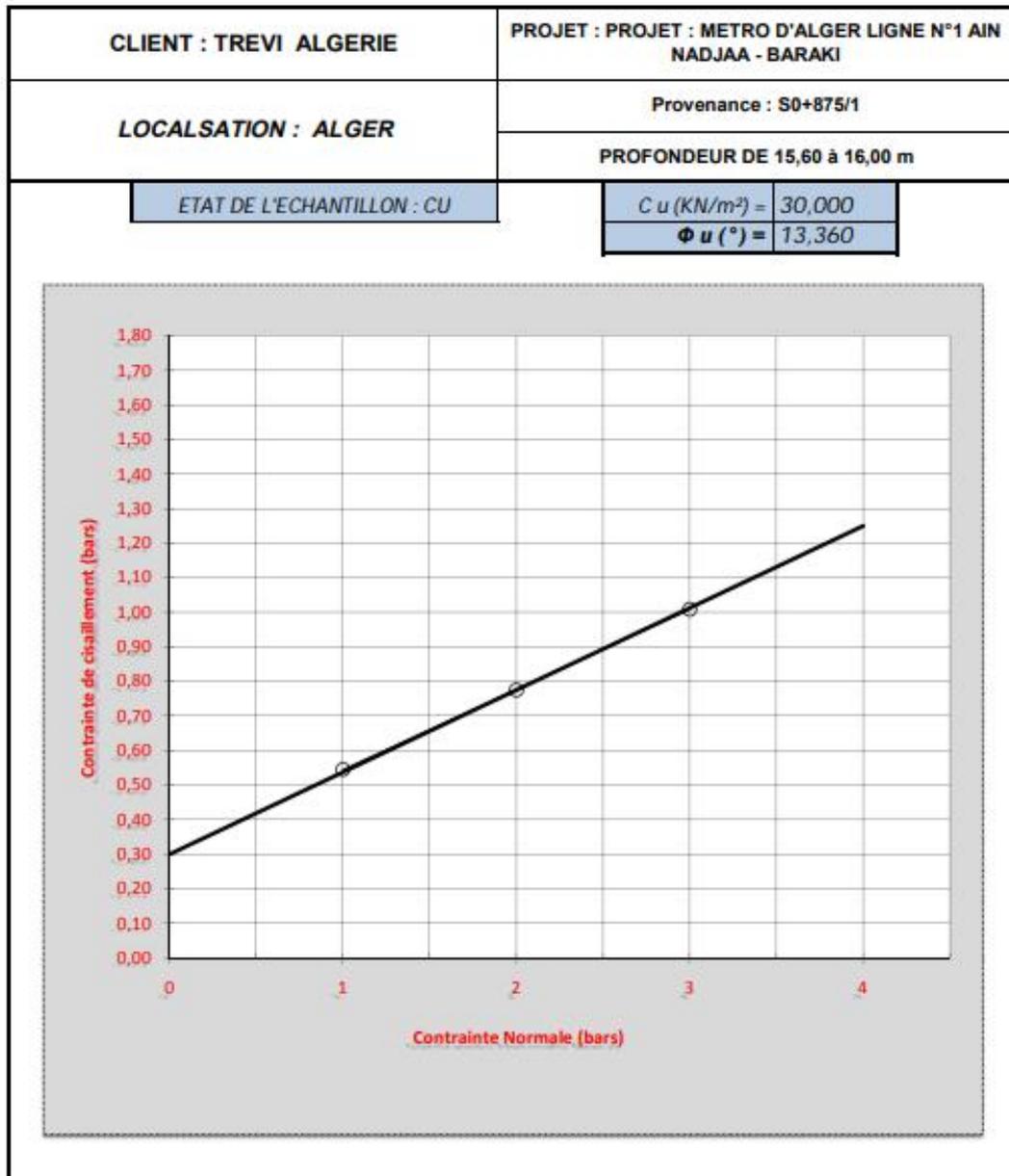


Figure B.16 : Analyse granulométrique d'une profondeur de 15,60 m à 16,00 m.

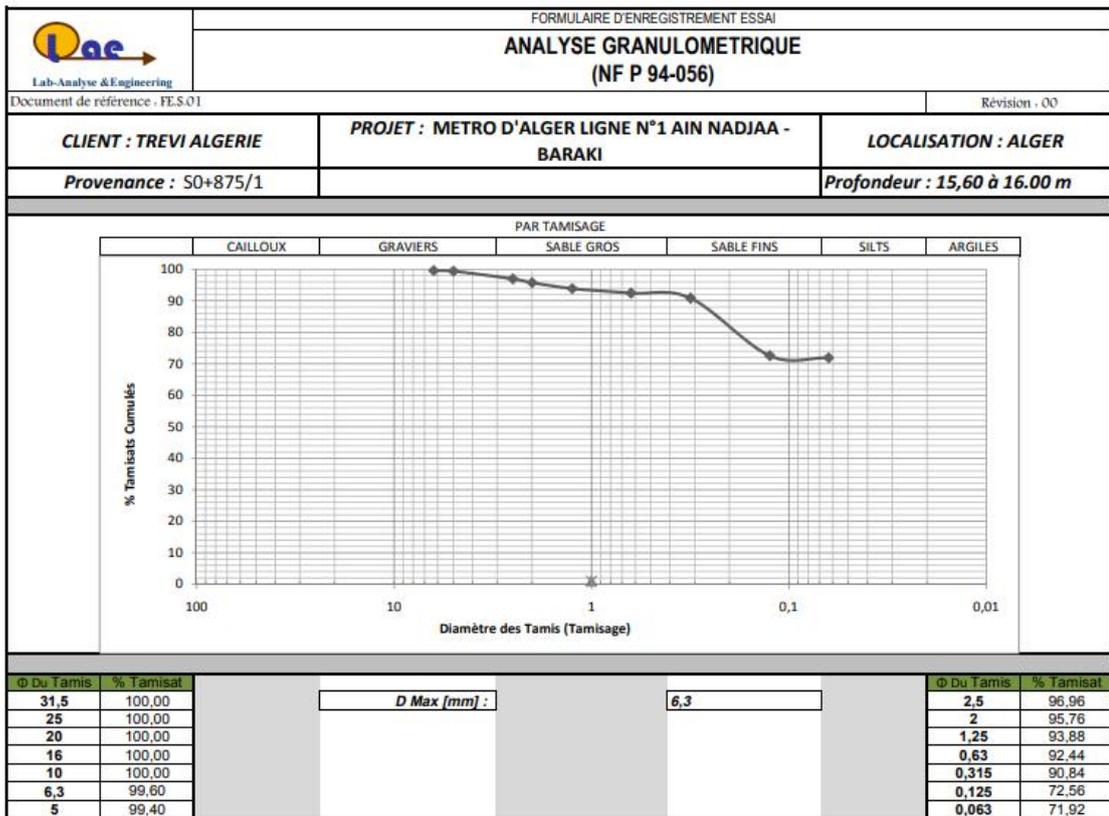


Figure B.17 : Essai de compressibilité a l'odomètre d'une profondeur de 15,60 m à 16m.

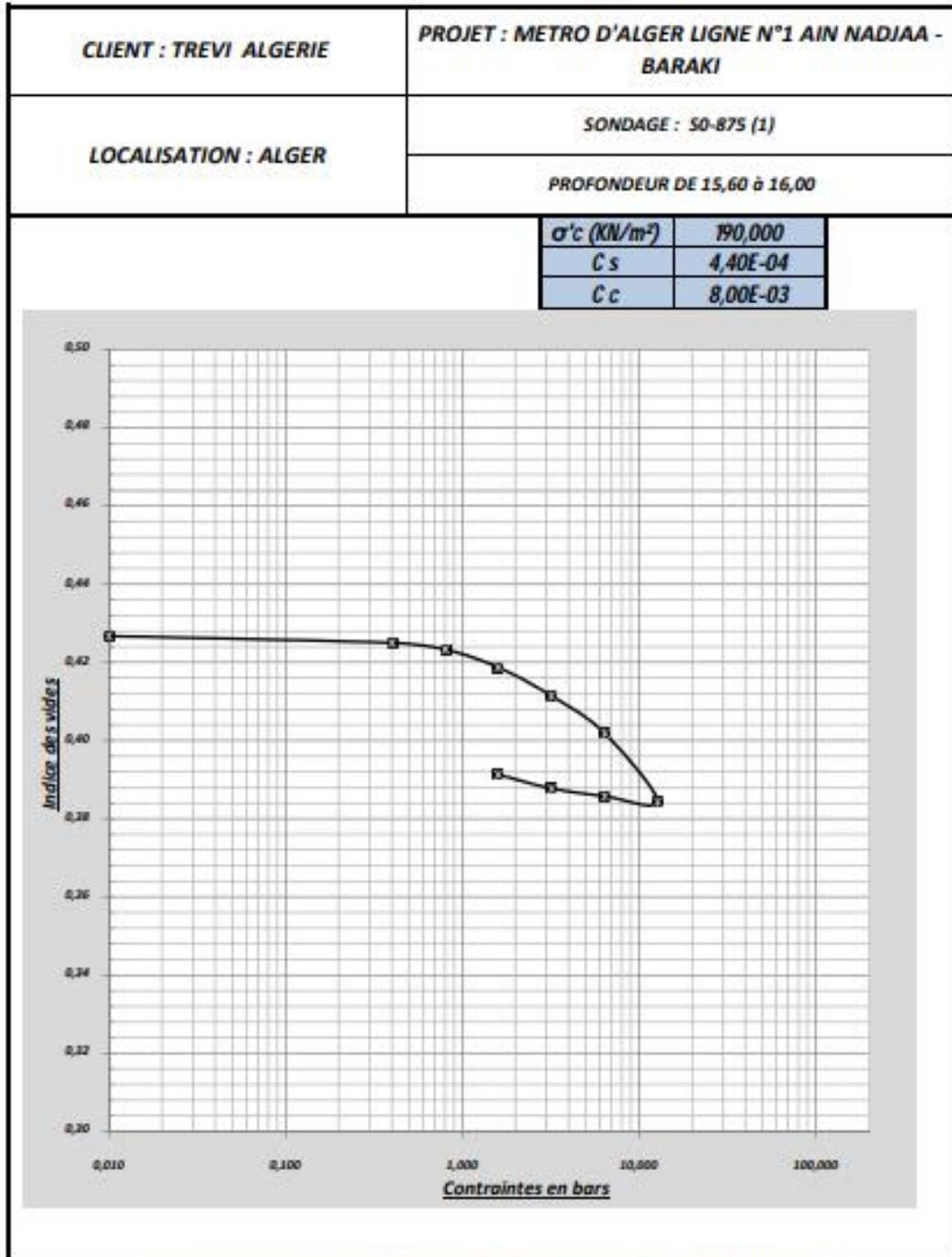


Tableau B.4 : Tableau récapitulatif des résultats d'essais de laboratoire pour le sondage pk 0+875 .

Echantillon	BH	Profondeur		Teneur en Eau Naturelle	Degré de Saturation	Poids volumique sec		Analyse Granulométrique			Limites D'Atterberg.		
		n°	n°			De [m]	A [m]	Sr %	xh [KN/m3]	xd [KN /m3]	D max [mm]	+50% 0.063mm	+12% 0.063mm
1	S0+0875/1	0	13	21,08	79,04	16,75	1,55	5	-	-	48	20,08	27,92
2	S0+0875/1	13	23.5	16,59	39,9	20	12,6	6,3	65	13.5	61,08	31,08	30
3	S0+0875/1	23.5	24	16,64	78,59	19,8	17	6,3	-	-	60,19	29,9	30,29
4	S0+0875/1	24	26	23,95	83,9	19,8	15,1	1,25	55	12.25	75	30,29	44,71
5	S0+0875/1	26	32.4	25,22	83,18	19,25	14,7	6,3	-	-	88,08	44,12	43,96

Essai de compression uniaxial.		Essai de Cisaillement Rectiligne UU .		Essai de Cisaillement Rectiligne CU.		Essai de Cisaillement Rectiligne CD.	
R.C.S [Bars]	E [Bars]	C u [KN/M ²]	u [°]	C u [KN/M ²]	u [°]	C ¼ [KN/M ²]	¼ [°]
		53	1,861	42	13,089		
		53		30	13,36	35	22
		56		41	12,544	36	14,842
		56	1,289	28	12,68		
		56	1,003	16	15,908		
		53	1,861	42	13,089		

Essai de Compressibilité Oedométrique			Essai de Gonflement Libre		Analyses Chimiques [%]			
σ _c [KN/M ²]	C _s	C _c	g [Kn/m ²]	R _g [°]	M. Organique	Chlorures	Sulfates	Carbonates
150	0,001	0,004			2,67	0,01	-	28,6
190	0	0,008			2,21	2,38	0,04	24,9
240	0,001	0,003			1,52	1,19	0,08	7,93
205	0,001	0,01			3,91	0,46	0,02	20,3
250	0	0,002			3,48	0,67	0,25	23,5
150	0,001	0,004			2,67	0,01	-	28,6

Sondage 0+975

Figure B.18 : Essai de cisaillement rectiligne d'une profondeur de 18,00 m à 18,40m.

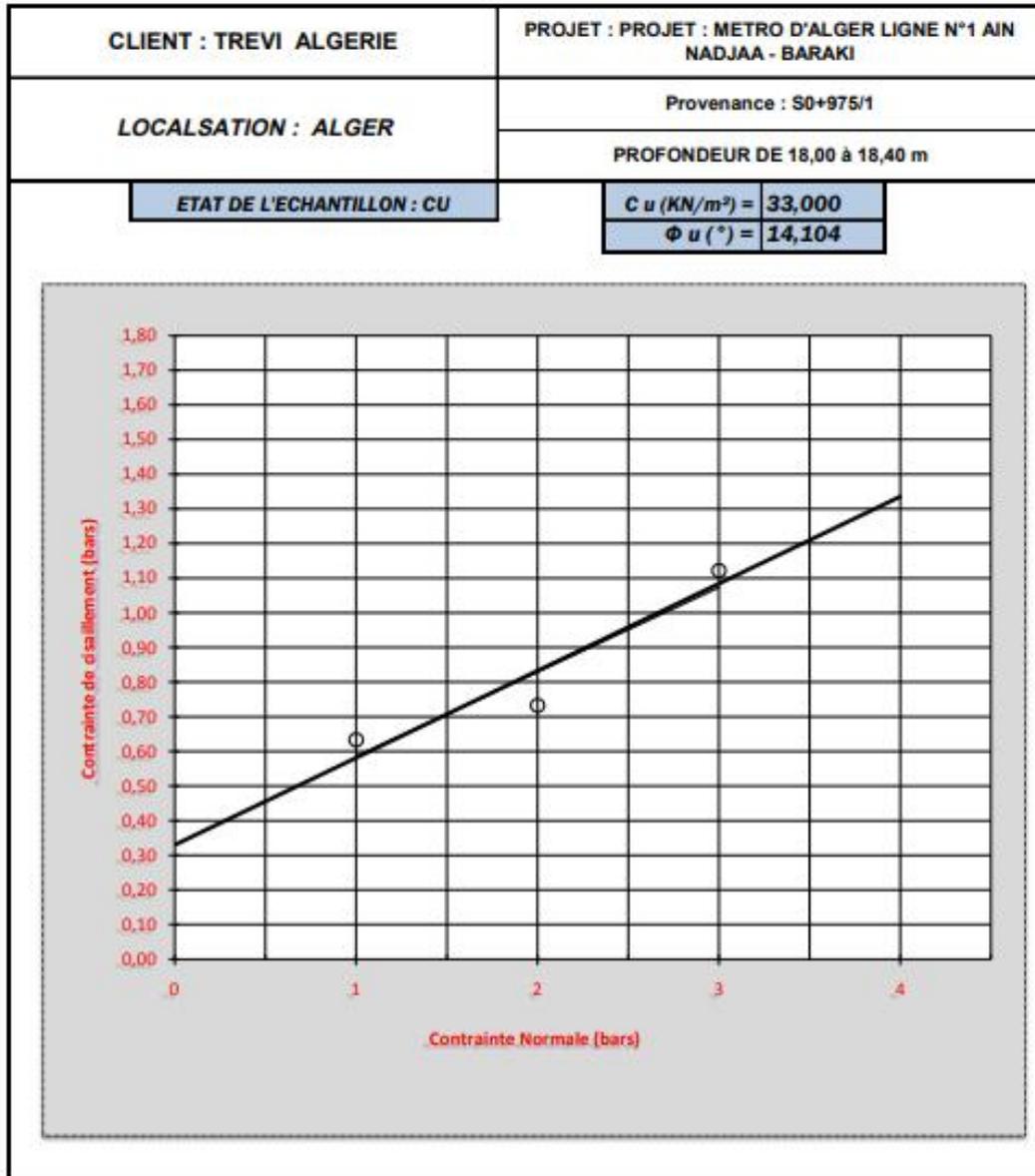


Figure B.19 : Essai de cisaillement rectiligne d'une profondeur de 18,00 m à 18,40m.

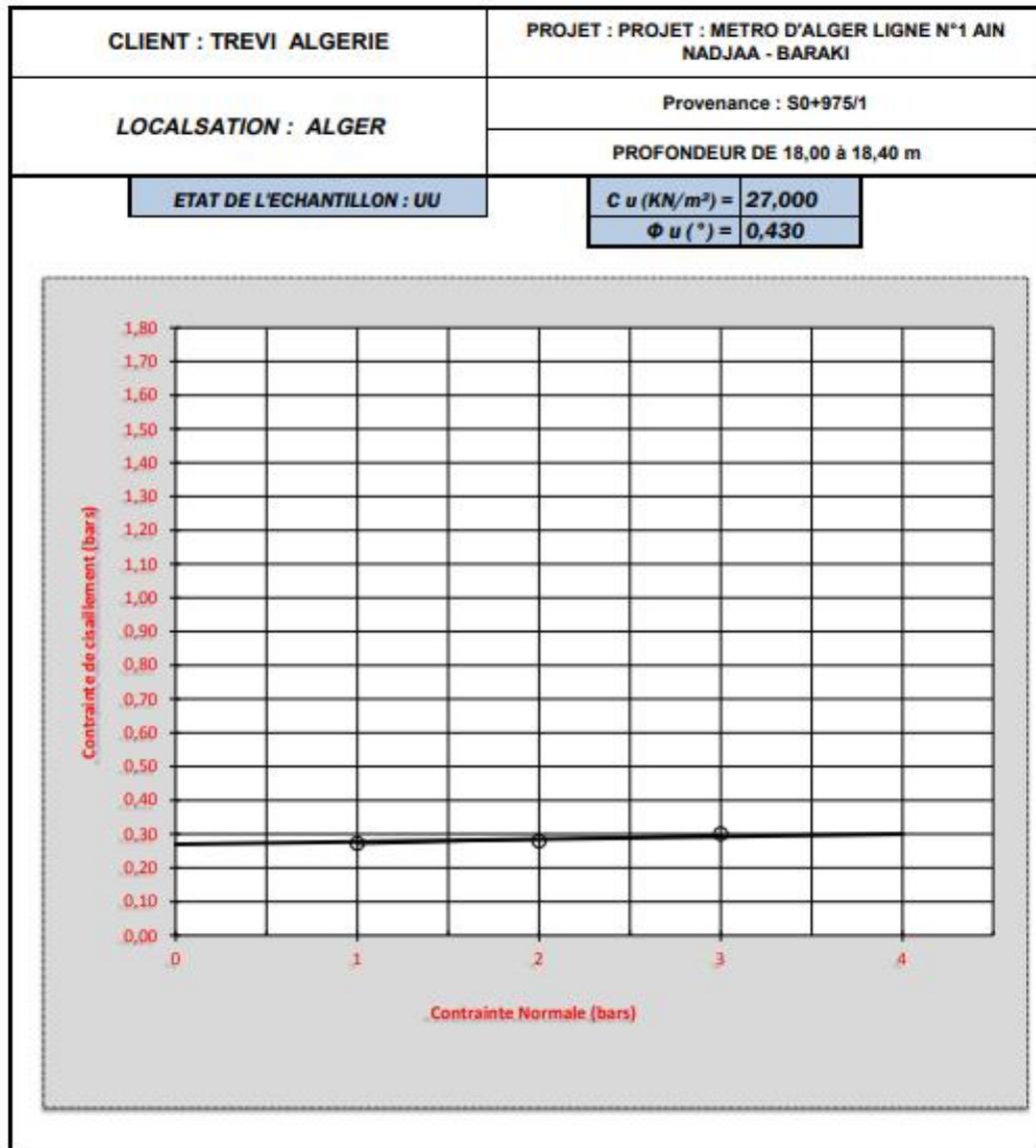


Figure B.20 : Analyse granulométrique d'une profondeur de 18,00 m à 18,40 m.

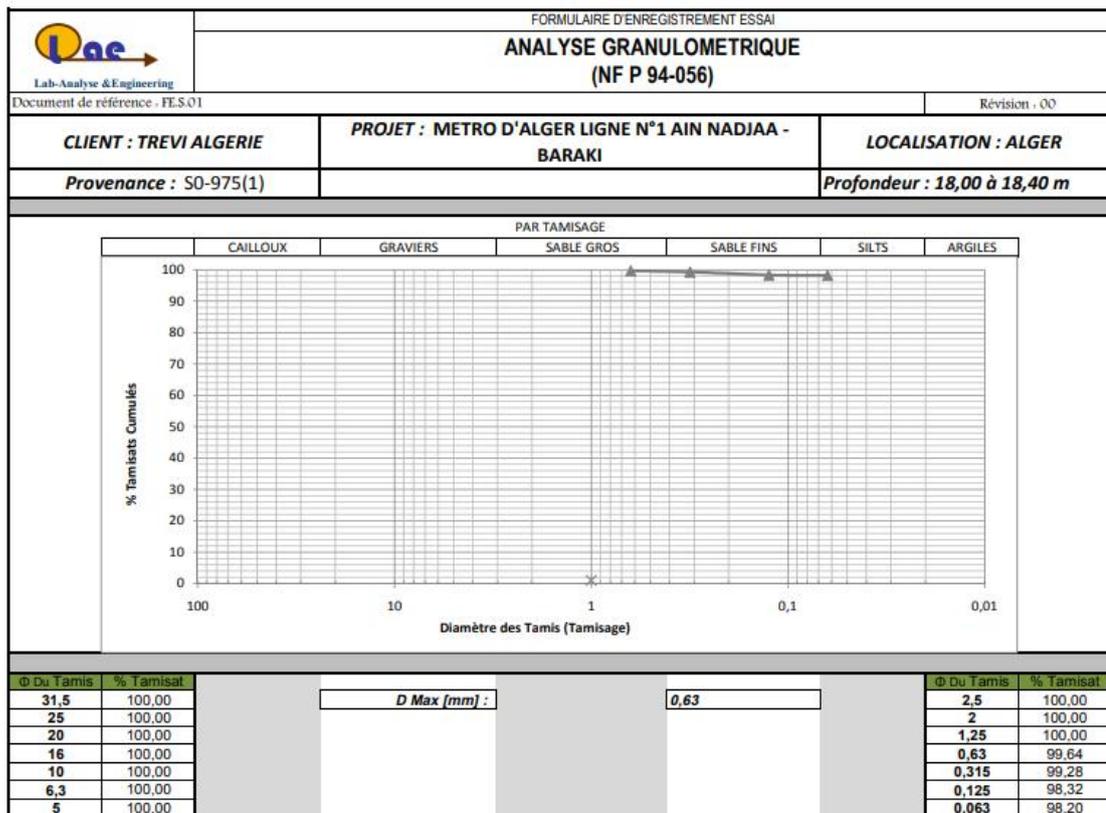


Figure B.21 :Essai de gonflement libre d'une profondeur de 18,0 à 18,40 m .

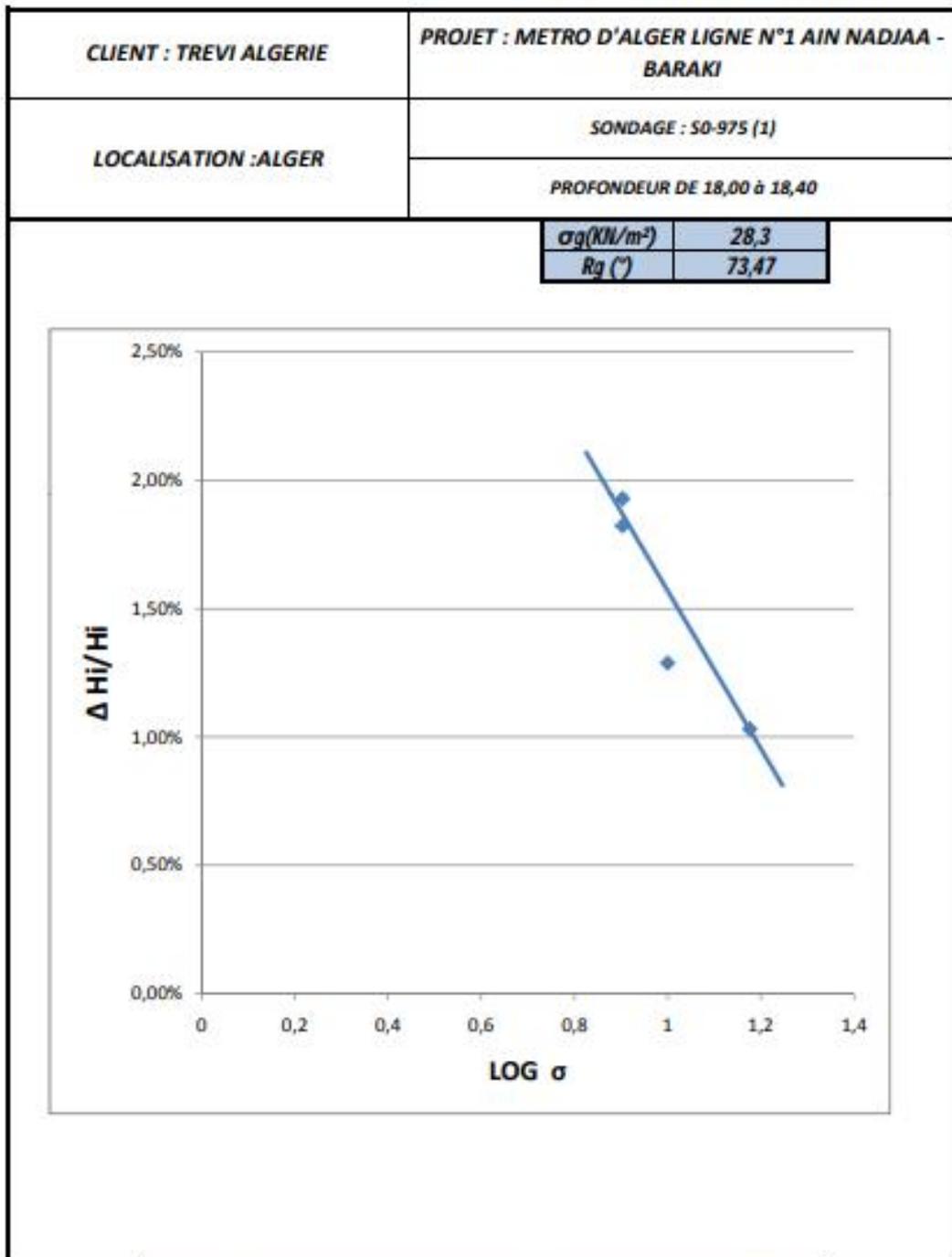


Figure B.22 : Essai de compressibilité a l'odomètre d'une profondeur de 18,00 m à 18,4m.

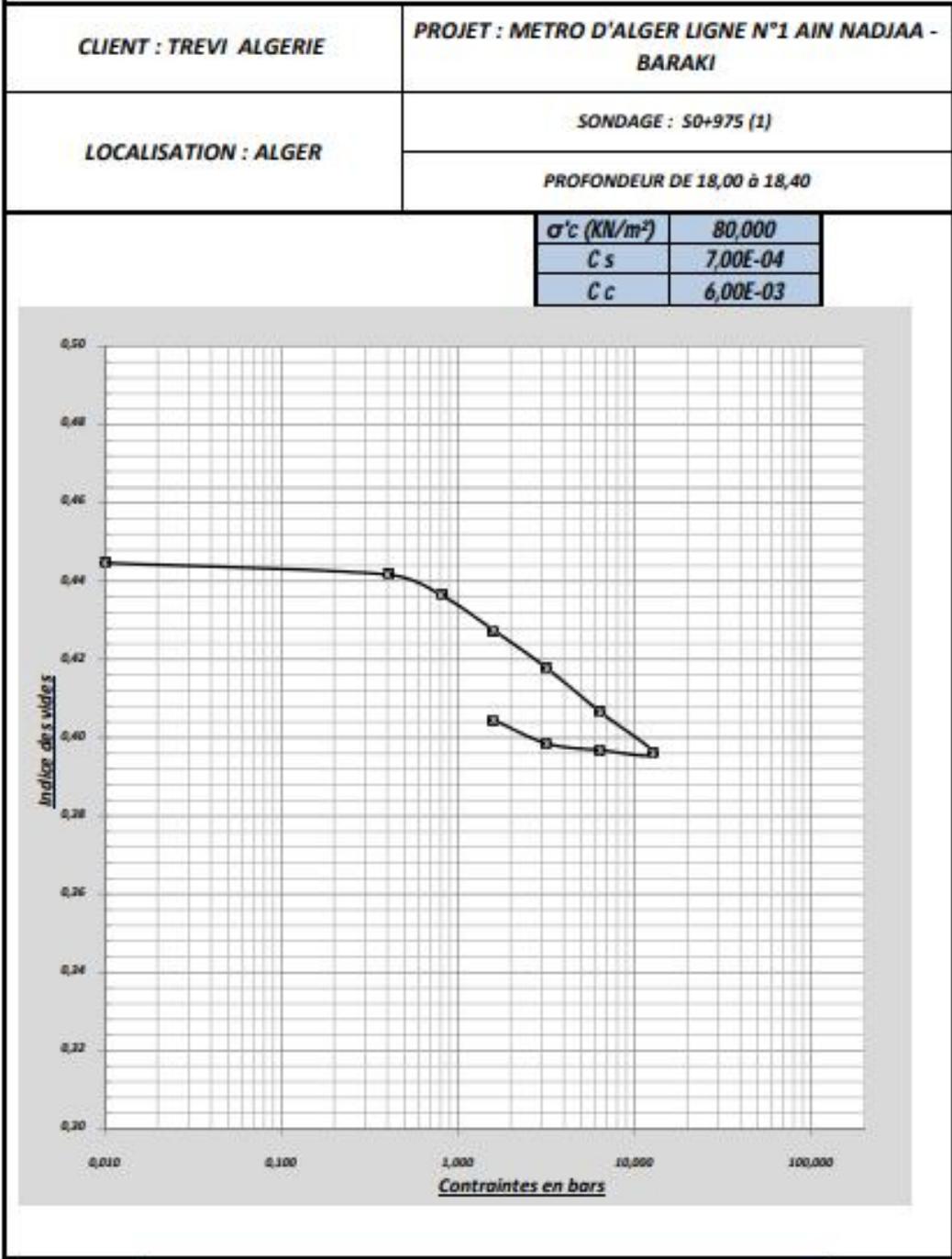


Tableau B.5 : Tableau récapitulatif des résultats d'essais de laboratoire pour le sondage pk 0+975.

Echantillon	BH	Profondeur		Teneur en Eau Naturelle	Degré de Saturation	Poids volumique sec.		Analyse Granulométrique			Limites D'Atterberg.		
		n°	n°			De [m]	A [m]	Sr [%]	Sr [%]	χh [KN/m3]	χd [KN/m3]	D max [mm]	-
1	S0-975(1)	0	6.8	11,19	76,06	21,2	19,1	16	69	18.36	25,36	13,11	12,250
2	S0-975(1)	6.8	11.5	11,99	100	21,2	21,3	10	-	-	80,32	28,2	42,12
3	S0-975(1)	11.5	13	26,43	99,96	22,5	15,6	6,3	58	15.75	75,34	33,02	42,32
4	S0-975(1)	13	19	23,35	100	20	20,5	3,2	-	-	79,48	34,07	45,41
5	S0-975(1)	19	31	17,45	80,85	21,75	16,9	2,5	-	-	66,19	33,09	33,1

Essai de de compression uniaxial.		Essai de Cisaillement Rectiligne UU .		Essai de Cisaillement Rectiligne CU.		Essai de Cisaillement Rectiligne CD.	
R.C.S [Bars]	E [Bars]	C u [KN/M ²]	u [°]	C u [KN/M ²]	u [°]	C ¼ [KN/M ²]	¼ [°]
		32	1,575	31	13,496		
		32					
		32	0,43	33	14,104		
		32		17	16,238	35	22
		27	2,791	21	17,745		

Essai de Compressibilité Oedométrique			Essai de Gonflement Libre		Analyses Chimiques [%]			
σ _c [KN/M ²]	C _s	C _c	g [Kn/m ²]	R _g [°]	M. Organique	Chlorures	Sulfates	Carbonates
140	0,002	0,006	53,7	77,7	3,37	0,14	0,03	23,9
80	0,001	0,006	28,3	73,47	3,51	0,07	-	12,4
260	0,001	0,004			3,93	1,74	0,04	26,8
180	0,001	0,003	30,2	29,05	5,51	0,12	-	27,7

Sondage 1+65

Figure B.23 : Essai de cisaillement rectiligne d'une profondeur de 17,60 m à 18,00m.

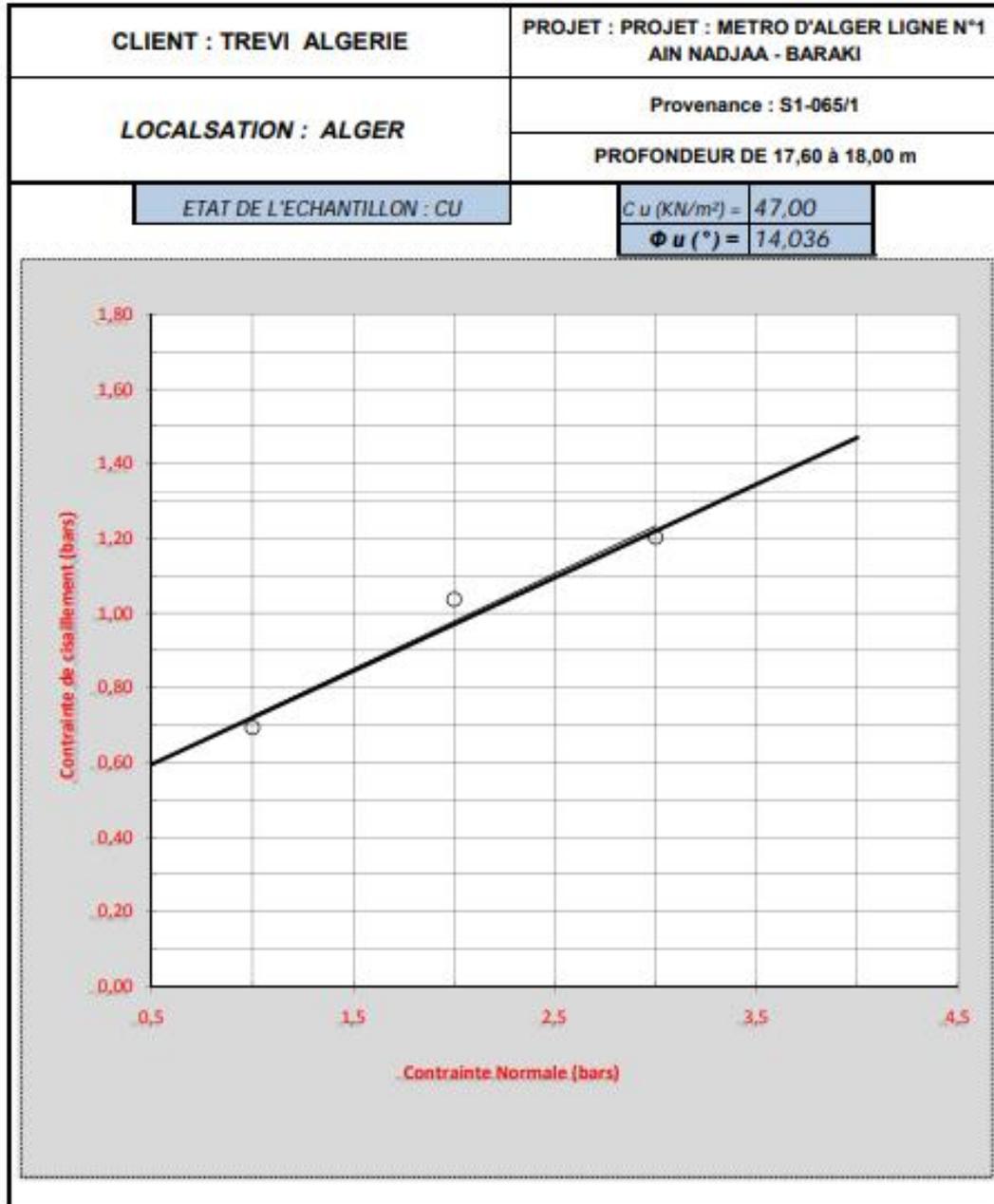
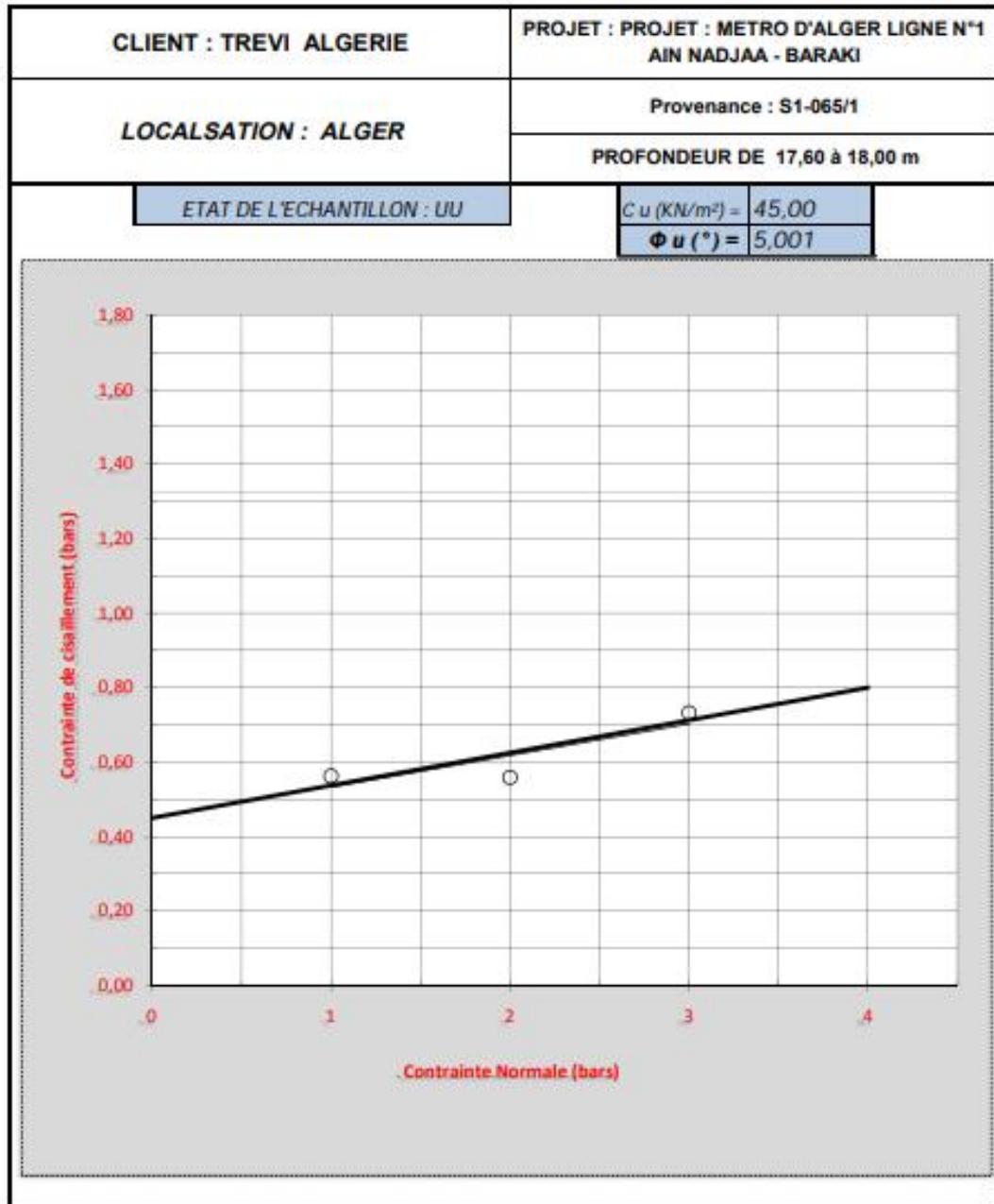


Figure B.24 : Essai de cisaillement rectiligne d'une profondeur de 17,60 m à 18,00m.



Sondage 1+150

Figure B.25 : Essai de cisaillement rectiligne d'une profondeur de 13,50 m à 13,90m.

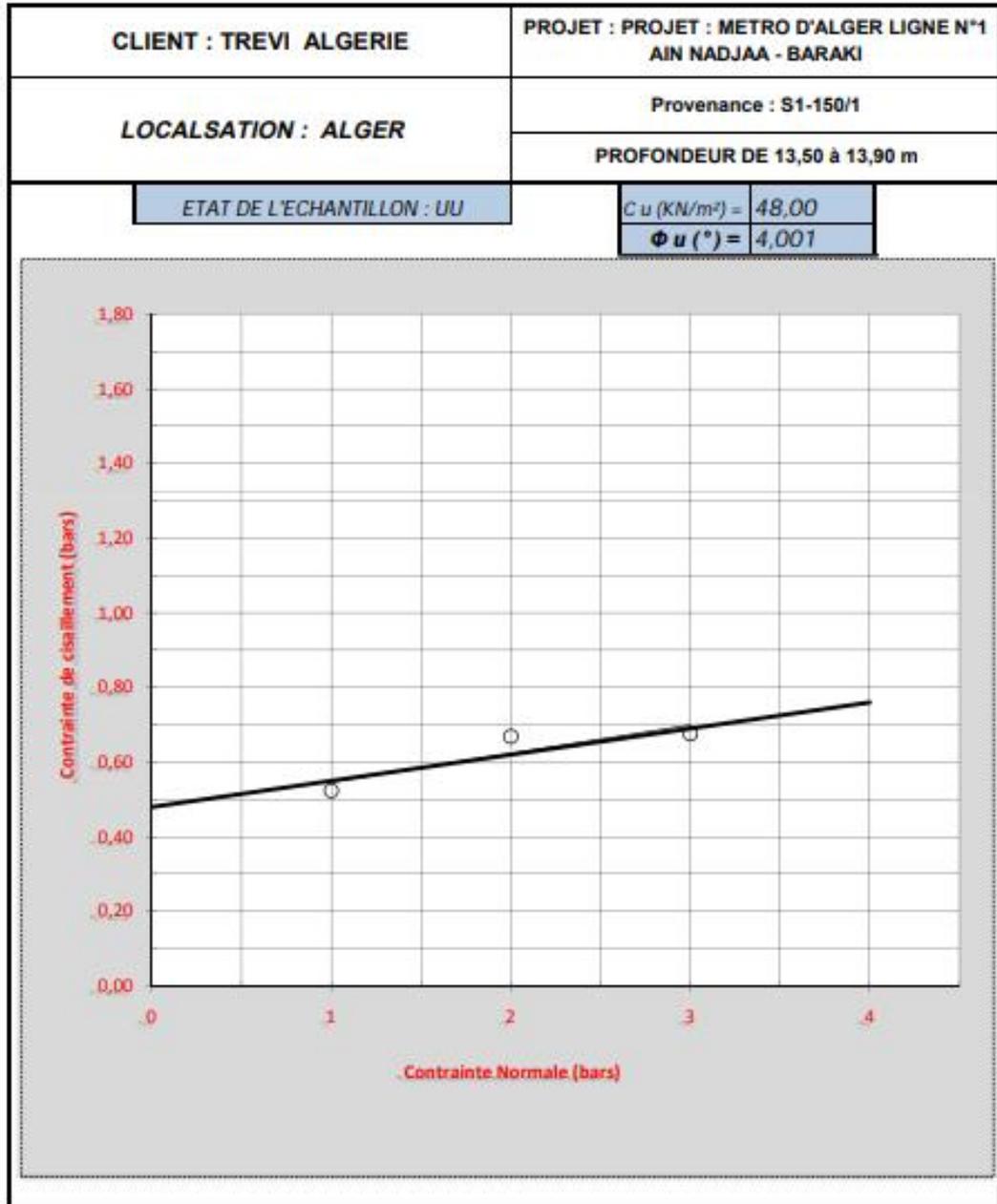


Figure B.26 : Essai de cisaillement rectiligne d'une profondeur de 17,30 m à 17,70m.

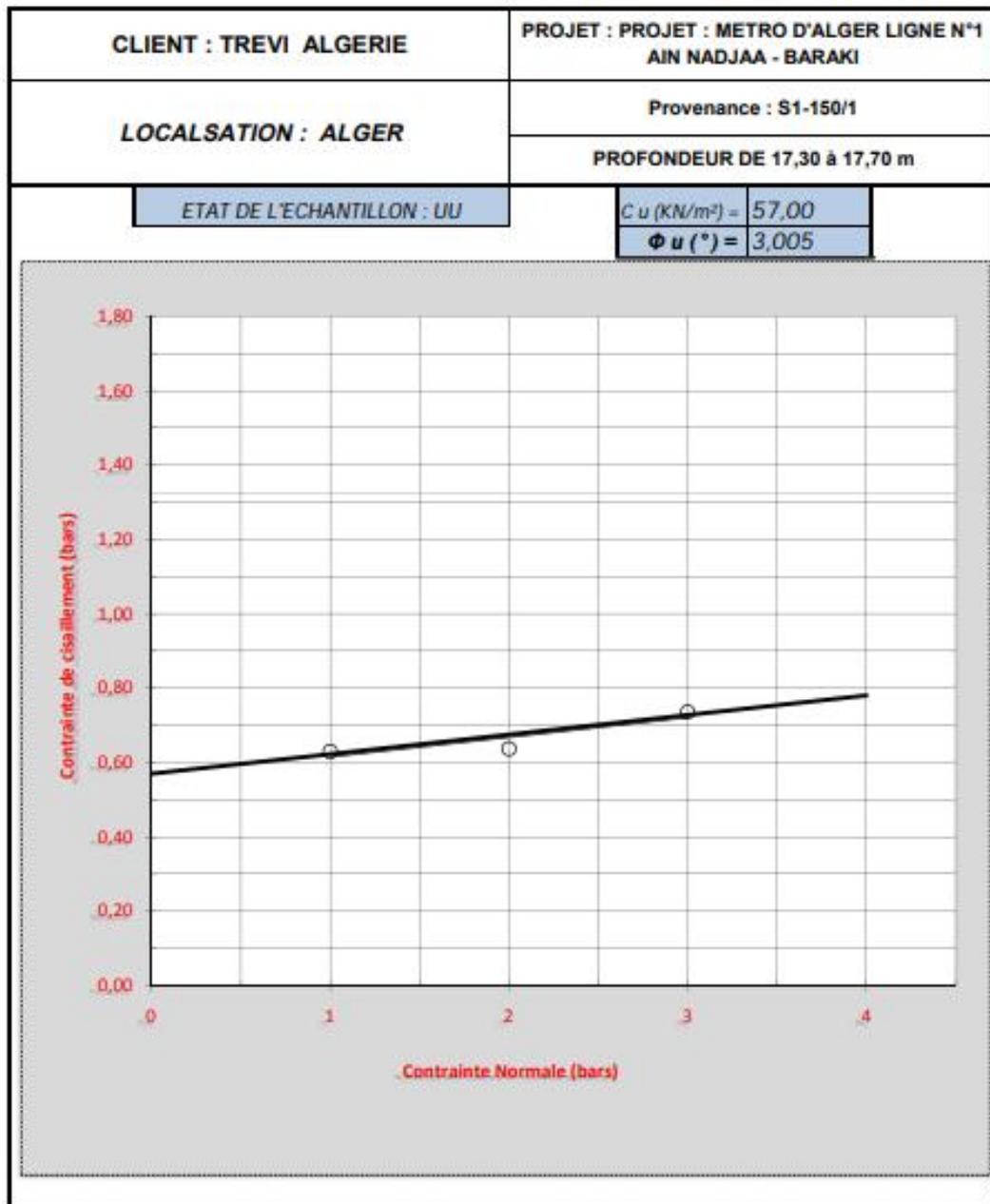


Figure B.27 : Analyse granulométrique d'une profondeur de 17,30 m à 17,70 m.

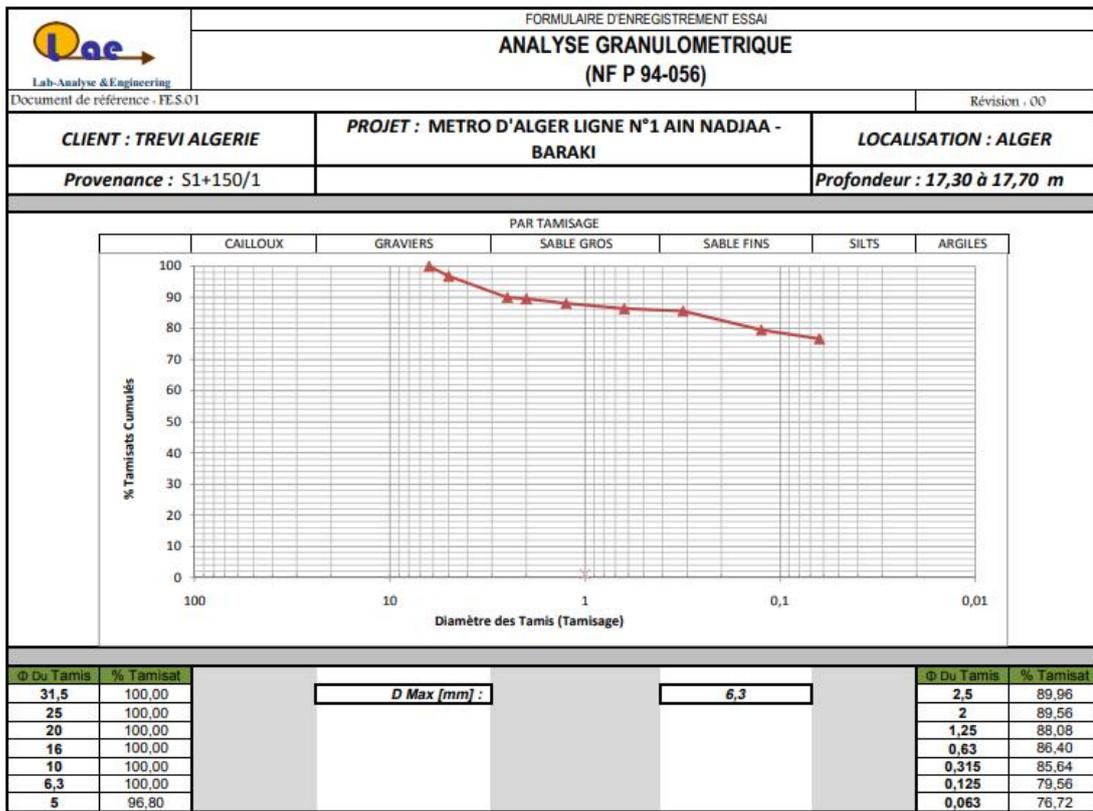


Figure B.28 : Essai de compressibilité à l'odomètre d'une profondeur de 13,50m à 13,90m .

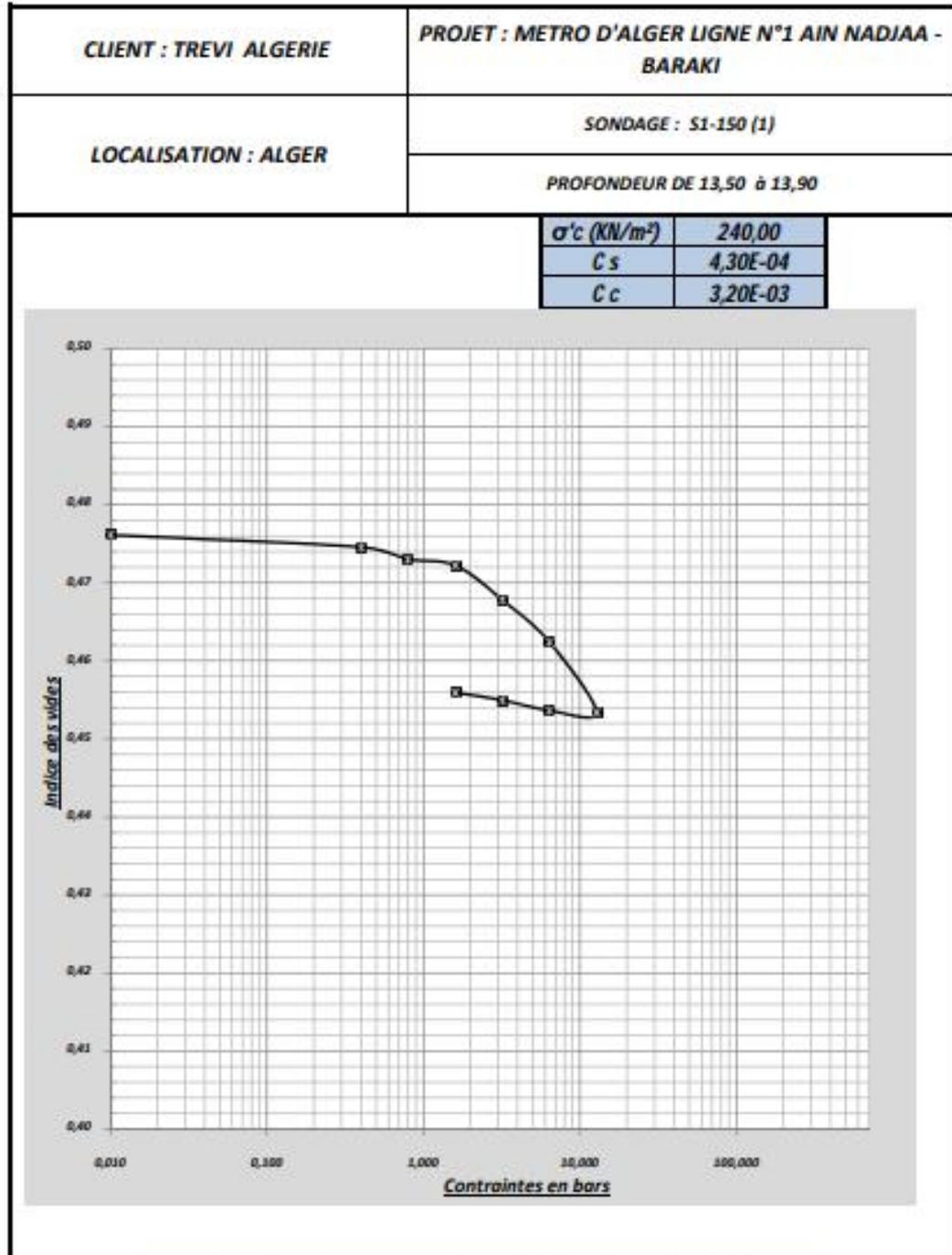


Tableau B.7 : Tableau récapitulatif des résultats d'essais de laboratoire pour le sondage pk 1+150.

Echantillon n°	BH n°	Profondeur		Teneur en Eau Naturelle \bar{S} [%]	Degré De Saturation Sr [%]	Poids volumique sec et Humide		Analyse Granulométrique			Limites D'Atterberg.		
		De [m]	A [m]			γ_h [KN/m ³]	γ_d [KN/m ³]	D max [mm]	+50% 0.063mm	+12% 0.063mm	\bar{S}_L [%]	\bar{S}_P [%]	IP [%]
1	SI-150(1)	0	5	17,39	100	21,7	18,49	6,3	-	-	43,120	21,910	21,210
2	SI-150(1)	5	10	14,41	72,94	21,7	17,39	6,3	80	17.2	51,500	26,750	24,750
3	SI-150(1)	10	13	17,82	100	20	18,08	6,3	-	-	56,950	17,760	39,190
4	SI-150(1)	13	18,8	26,03	100	20	16,58	10	71	13.32	52,250	23,750	28,500
5	SI-150(1)	18,8	26,5	26,03	100	20,8	16,58	10	-	-	57.09	30.837	26.253

Essai de compression uniaxial.		Essai de Cisaillement Rectiligne UU .		Essai de Cisaillement Rectiligne CU.		Essai de Cisaillement Rectiligne CD.	
R.C.S [Bars]	E [Bars]	C u [KN/M ²]	u [°]	C u [KN/M ²]	u [°]	C [KN/M ²]	ϕ [°]
		48	4,001	36	14,023		
		48	3,005	33	13,021		
		48	3,020	28	15,029		
		48	4,003	41	15,016	35	22
		52,5	4,003	41	15,016		

Essai de Compressibilité Oedométrique			Essai de Gonflement Libre		Analyses Chimiques [%]			
γ_c [KN/M ²]	C s	C c	g [Kn/m ²]	Rg [°]	M. Organique	Chlorures	Sulfates	Carbonates
240	0,004	0,003						
180	0,004	0,006						
100	-	0,004	40	63	4,38	0,018	0,001	4,64
250	0	0,002	38,5	68	3,04	0,008	0,002	2,48
250	0	0,002	38,5	68	3,04	0,008	0,002	2,48

Sondage 1+275

Tableau B.8 : Tableau récapitulatif des résultats d'essais de laboratoire pour le sondage pk 1+275.

Echantillon	BH	Profondeur		Teneur en Eau Naturelle	Degré de Saturation	Poids volumique Sec et Humide.		Analyse Granulométrique			Limites D'Atterberg.		
		De [m]	A [m]			Sr [%]	xh [KN/m ³]	x d [KN/m ³]	D max [mm]	+50% 0.063mm	+12% 0.063mm	S _L [%]	S _P [%]
1	SI-275(1)	0	7	45,29	100	21,5	14,80	5	-	-	42,5	19,5	23
2	SI-275(1)	7	14	15,08	73,97	21,5	17,21	2,5	88	14,25	53	30,5	22,50
3	SI-275(1)	14	19,6	15,26	100	21	22,64	10	-	-	56,2	31,885	24,315
4	SI-275(1)	19,6	24	27,12	100	21	16,44	16	76	16	51	24,81	26,19
5	SI-275(1)	24	29	45,29	100	21,5	16,44	16	-	-	50,99	28,98	22,01

Essai de compression uniaxial.		Essai de Cisaillement Rectiligne UU .		Essai de Cisaillement Rectiligne CU.		Essai de Cisaillement Rectiligne CD.	
R.C.S [Bars]	E [Bars]	C u [KN/M ²]	u [°]	C u [KN/M ²]	u [°]	C ¼ [KN/M ²]	¼ [°]
		35,000	5,040	36,000	14,000		
		35,000	5,029	32,000	14,000		
		35,000				15	33
		35,000	4,015	25,000	15,000		

Essai de Compressibilité Oedométrique			Essai de Gonflement Libre		Analyses Chimiques [%]			
γ_c [KN/M ²]	C _s	C _c	g [Kn/m ²]	R _g [°]	M. Organique	Chlorures	Sulfates	Carbonates
180	0,003	0,001						
190	0,001	0,002						
290	0,002	0,006						

Sondage 1+530

Figure B.29 : Essai de cisaillement rectiligne d'une profondeur de 14,00 m à 14,40m.

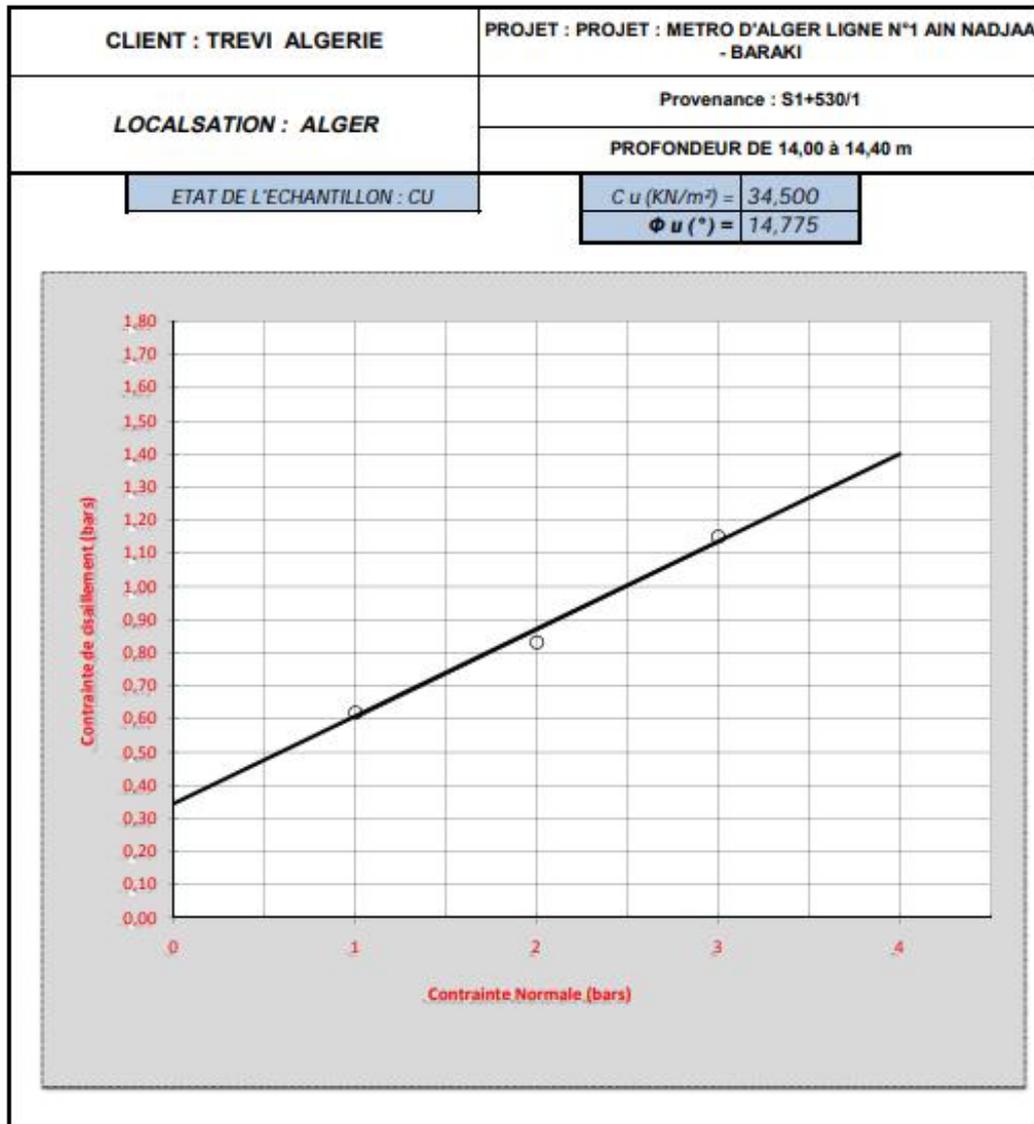


Figure B.30 : Analyse granulométrique d'une profondeur de 14,00 m à 14,40 m.

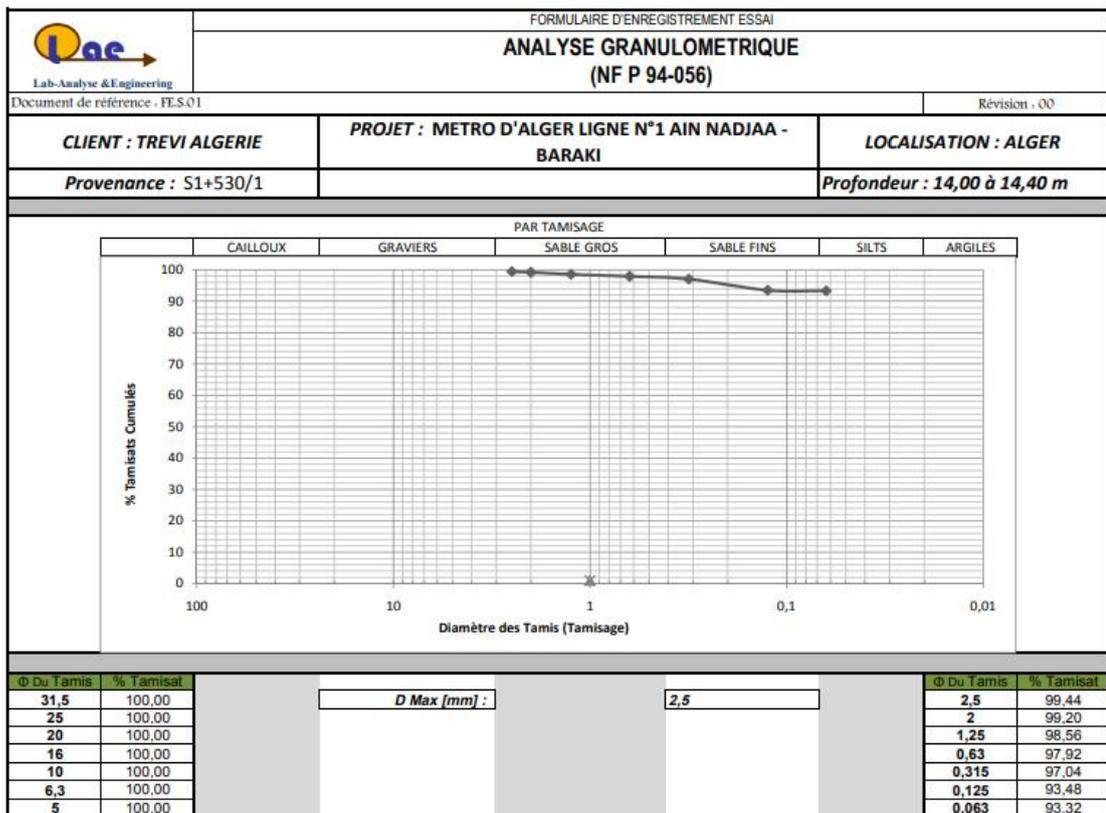


Figure B.31 : Essai de gonflement libre d'une profondeur de 14,0 à 14,40 m .

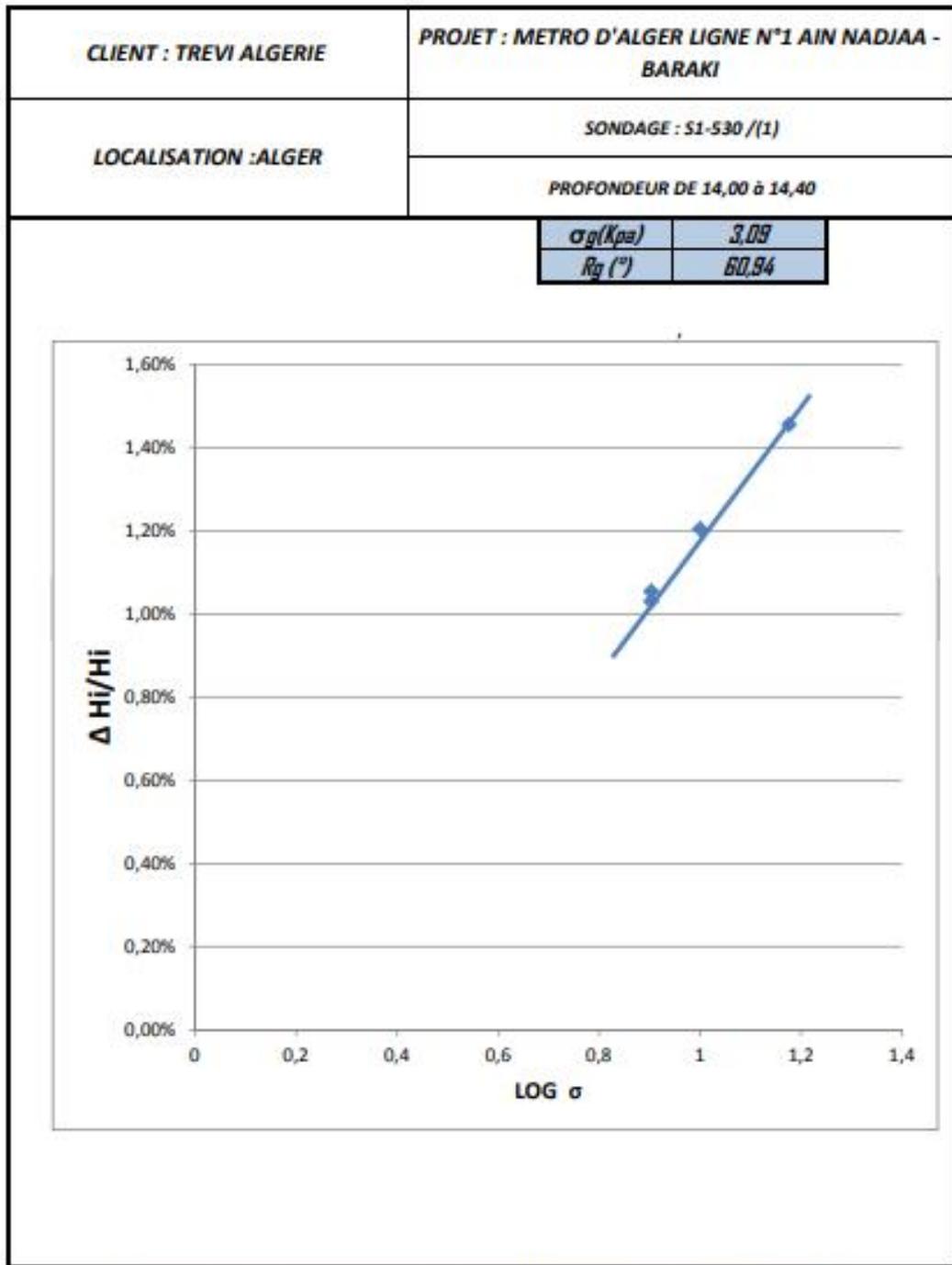


Tableau B.9 : Tableau récapitulatif des résultats d'essais de laboratoire pour le sondage pk 1+530.

Echantillon	BH	Profondeur		Teneur en Eau Naturelle	Degré de Saturation	Poids volumique Sec et Humide.		Analyse Granulométrique			Limites D'Atterberg.		
		n°	n°			De [m]	A [m]	S̄ [%]	Sr [%]	xh [KN/m3]	xd [KN/m3]	D max [mm]	+50% 0.063mm
1	SI-530(I)	0	6	12,42	100	23,9	21,30	0,630	-	-	44,380	22,160	22,220
2	SI-530(I)	6	6.5	12,42	100	23,9	21,30	0,630	57	14.95	80.32	49.12	31.2
3	SI-530(I)	6.5	10	20,09	96,38	23,9	17,10	0,630	-	-	50,770	26,090	24,680
4	SI-530(I)	10	16	20,09	96,38	21	17,10	0,630	58	18.52	50,380	28,160	22,220
5	SI-530(I)	16	18	25,33	100	22,2	16,10	2,500	-	-	58.956	32.646	26.31

Essai de compression uniaxial.		Essai de Cisaillement Rectiligne UU .		Essai de Cisaillement Rectiligne CU.		Essai de Cisaillement Rectiligne CD.		Essai de Compressibilité Oedométrique		
R.C.S [Bars]	E [Bars]	C u [KN/M²]	u [°]	C u [KN/M²]	u [°]	C ¼ [KN/M²]	¼ [°]	'c [KN/M²]	C s	C c
		29,000	1,504	39,000	12,817					
		29								
		29		34,500	14,775	4,000	20,238			
		29		34,500	14,775	5	28			

Essai de Gonflement Libre		Analyses Chimiques [%]			
g [Kn/m²]	Rg [°]	M. Organique	Chlorures	Sulfates	Carbonates
55,000	78,500				
30,900	60,340				
30,900	60,340				

Sondage 1+650

Figure B.32 : Essai de cisaillement rectiligne d'une profondeur de 11,00 m à 11,30m.

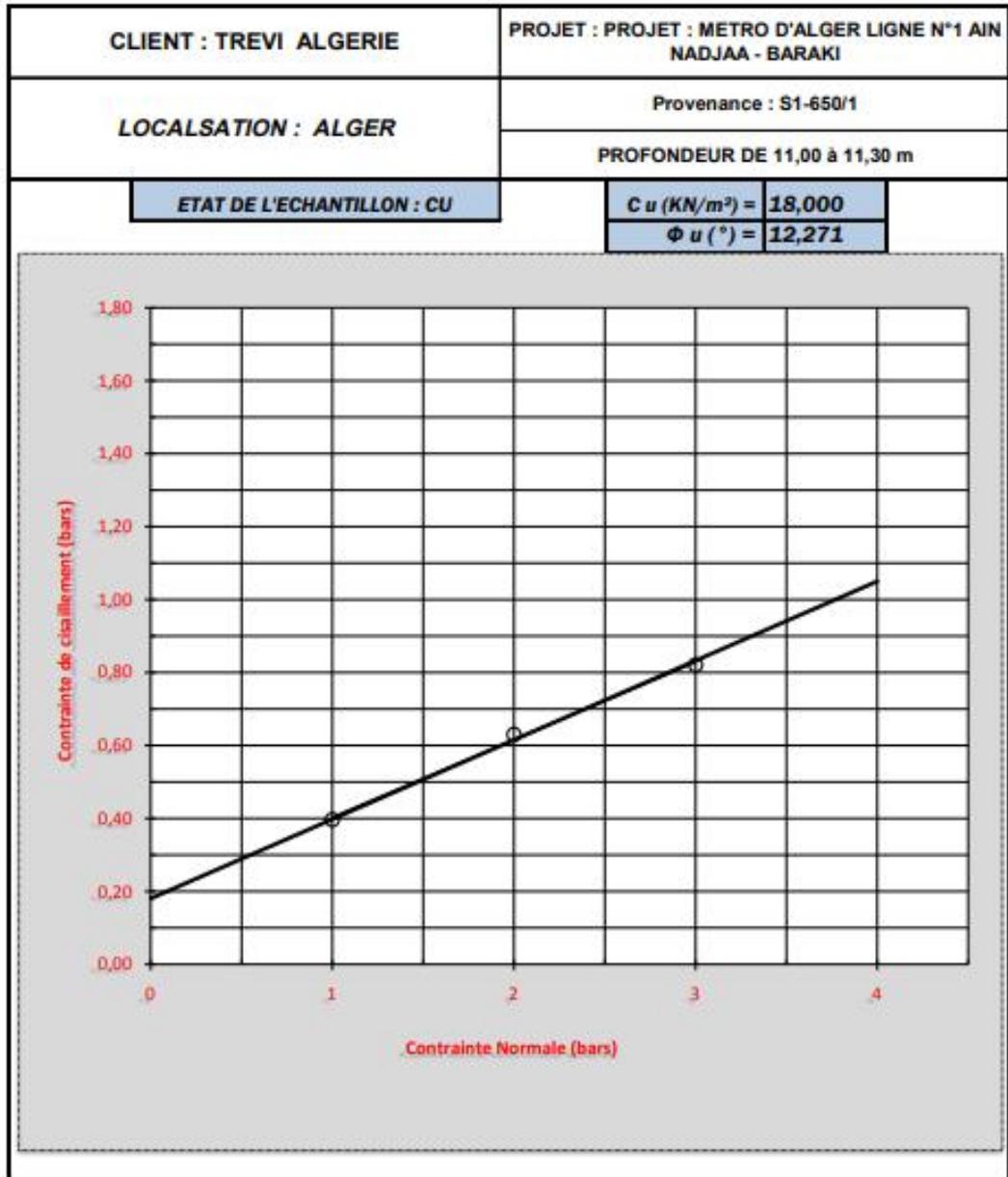


Figure B.33 : Essai de cisaillement rectiligne d'une profondeur de 11,00 m à 11,30m.

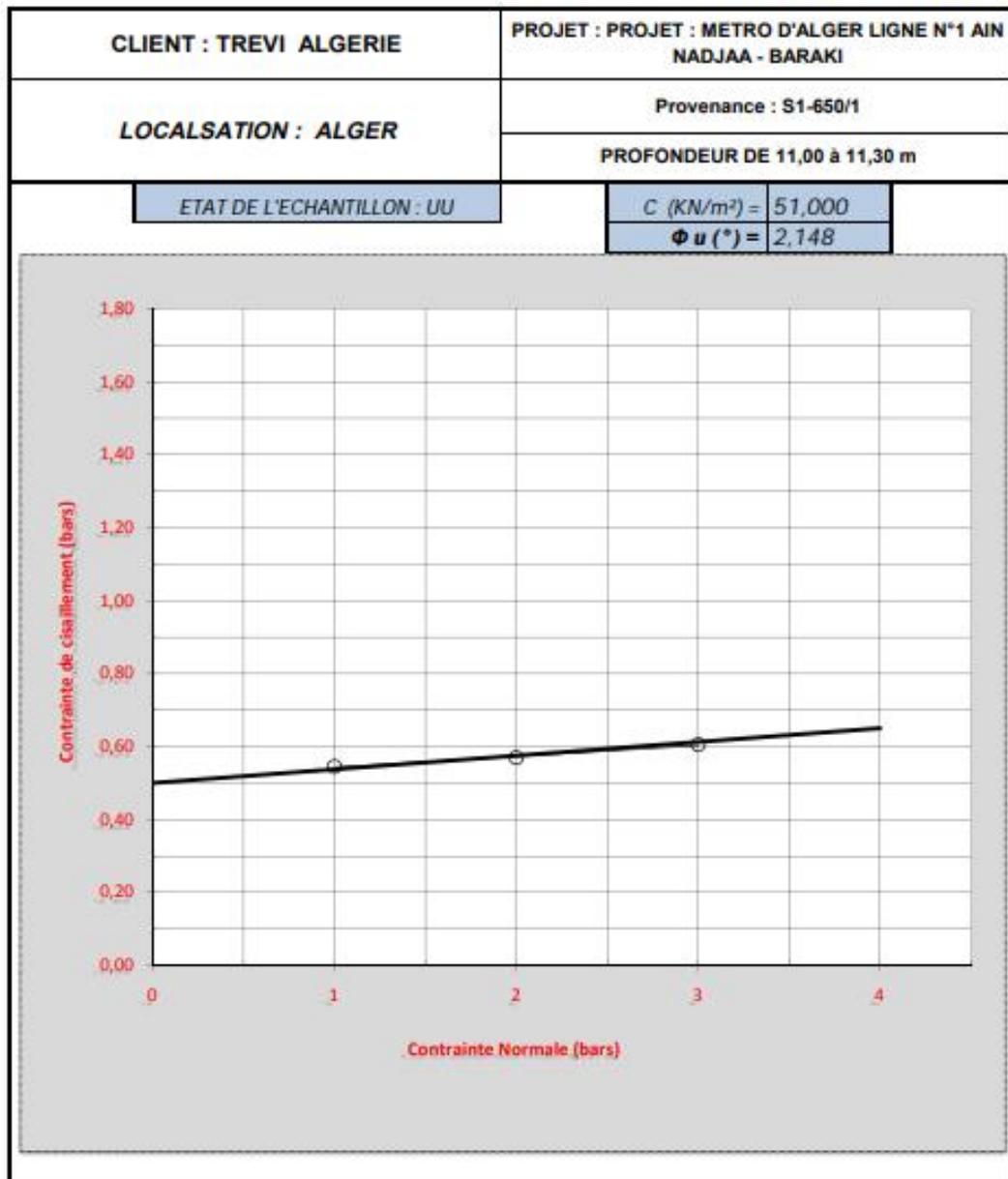


Figure B.34 : Analyse granulométrique d'une profondeur de 11,00 m à 11,30 m.

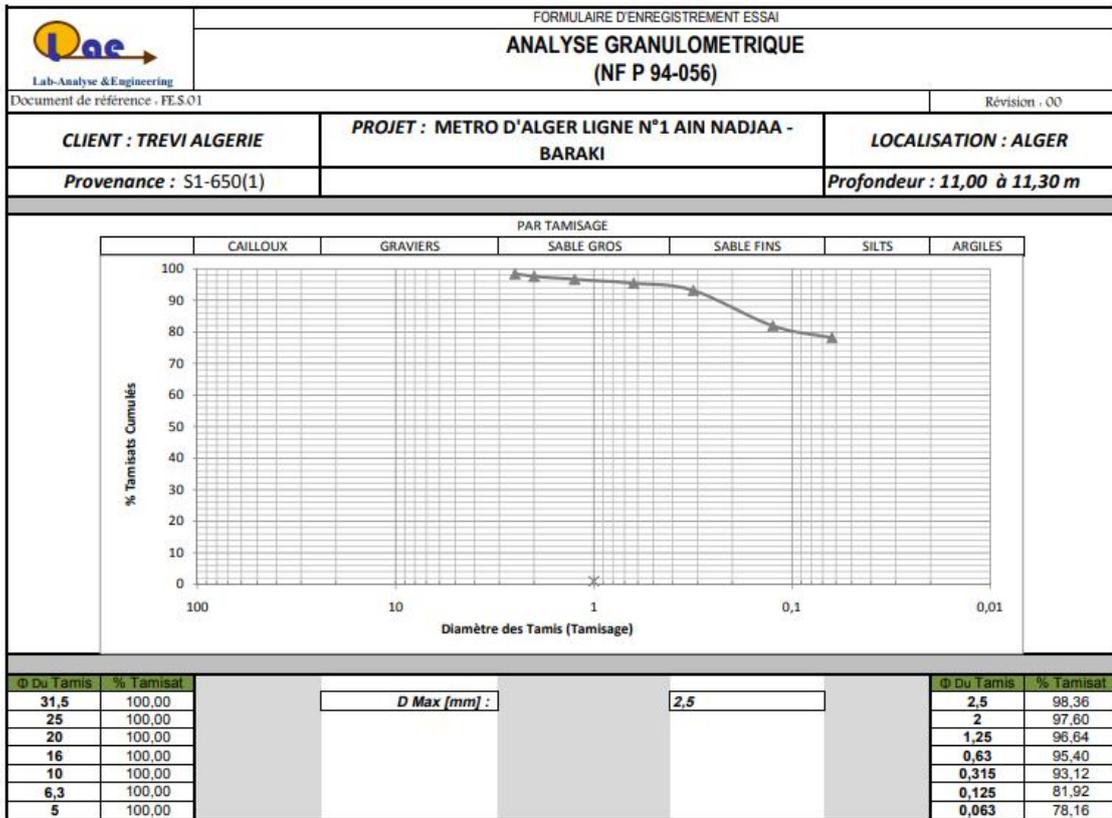


Figure B.35 : Essai de compressibilité a l'odomètre d'une profondeur de 11m à 11,30m .

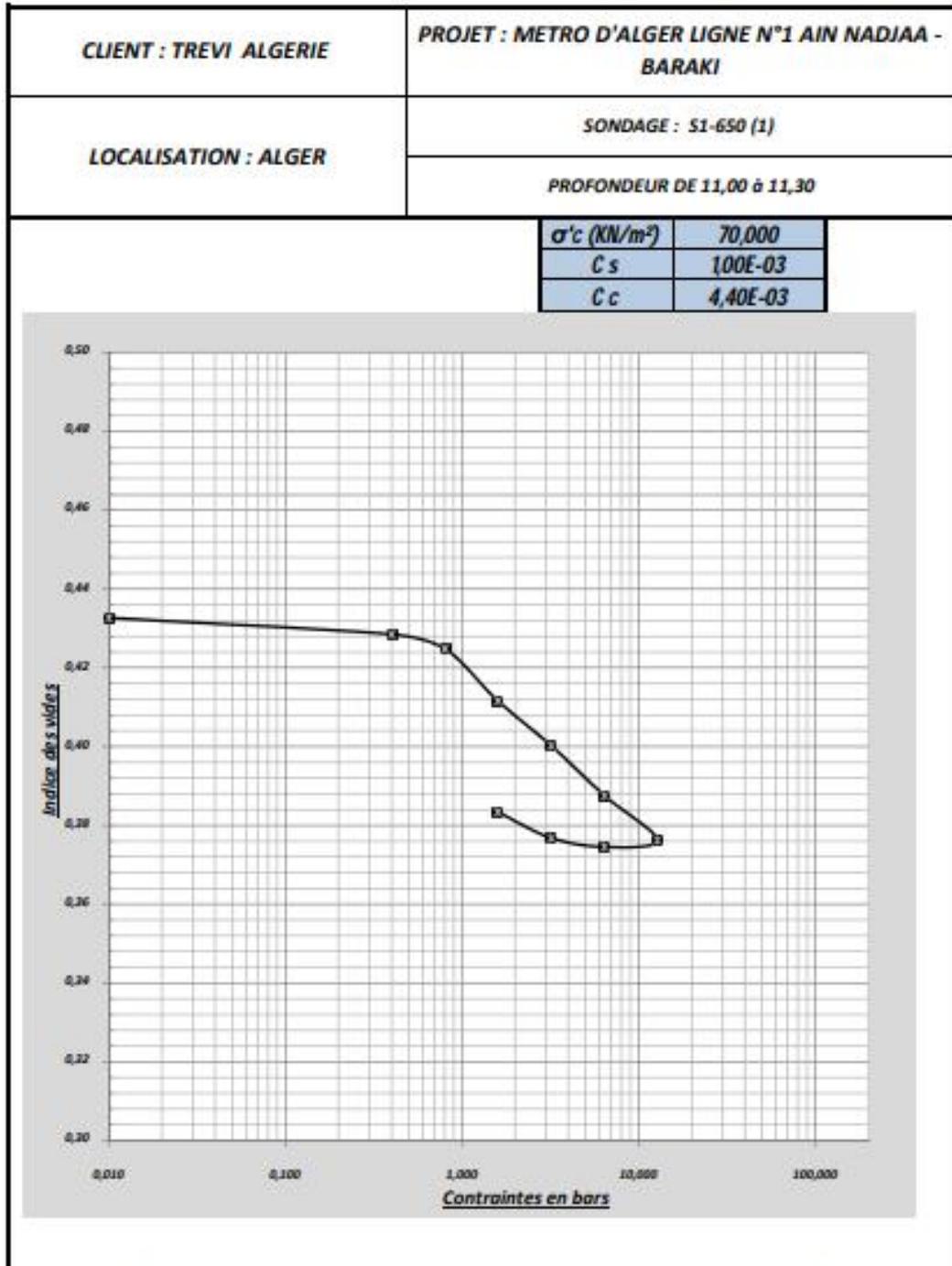


Tableau B.10 : Tableau récapitulatif des résultats d'essais de laboratoire pour le sondage pk 1+650.

Echantillon	BH	Profondeur		Teneur en Eau Naturelle	Degré de Saturation	Densité Sec et Humide.		Analyse Granulométrique			Limites D'Atterberg.		
		n°	n°			De [m]	à [m]	Sr [%]	xh [KN/m3]	xd [KN/m3]	D max [mm]	+50% 0.063mm	+12% 0.063mm
1	SI-650(1)	0	10	15,89	72,22	19,2	16,7	10	-	-	49	26	23
2	SI-650(1)	10	19	17,80	95,56	21	17,7	2,5	77	12,95	49	28	21
3	SI-650(1)	19	20	14,30	91,23	21,3	18,7	2,5	-	-	57	33	24

Essai de compression uniaxial.		Essai de Cisaillement Rectiligne UU .		Essai de Cisaillement Rectiligne CU.		Essai de Cisaillement Rectiligne CD.	
R.C.S [Bars]	E [Bars]	C u [KN/M²]	u [°]	C u [KN/M²]	u [°]	C ¼ [KN/M²]	¼ [°]
		39	0,573	23,000	17,745		
		45	2,362	27,500	14,373	5	28
		55	2,148	18,000	12,271		

Essai de Compressibilité Oedométrique			Essai de Gonflement Libre		Analyses Chimiques [%]			
'c [KN/M²]	C s	C c	g [Kn/m²]	Rg [°]	M. Organique	Chlorures	Sulfates	Carbonates
200	0,013	0,051	38	54,8				
290	0,011	0,046						
70	0,010	0,004						

ANNEXE « C »

Classification de sols

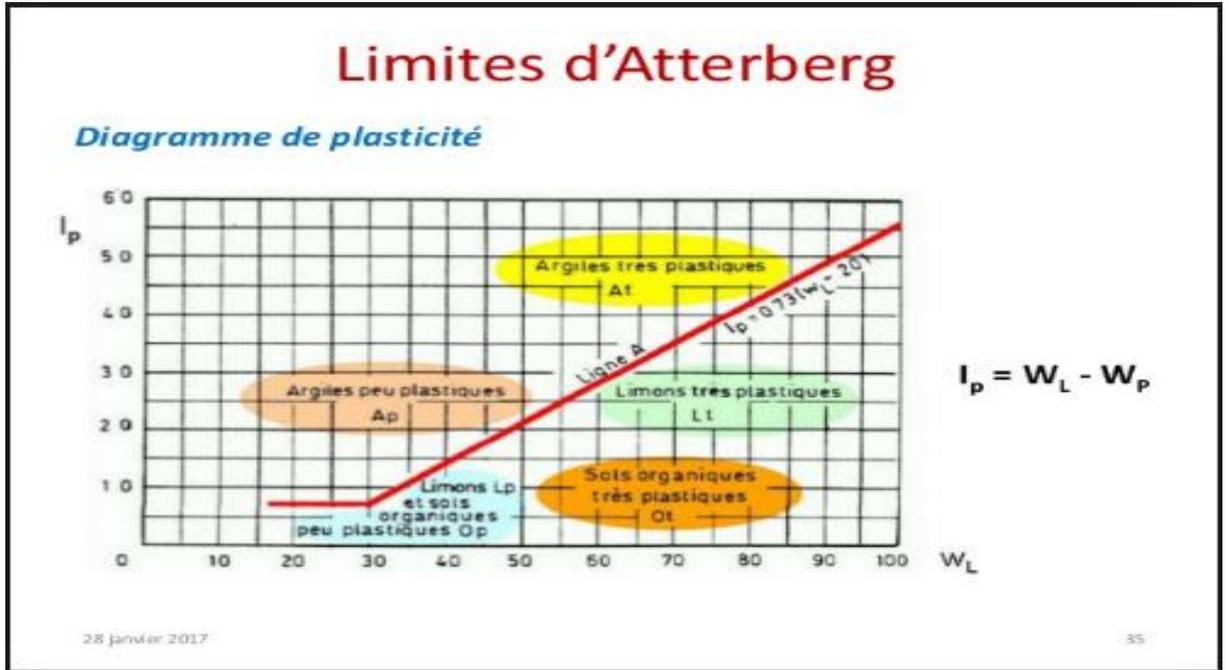
Tableau C.1 : Classification des sols grenus.

Définitions		Symboles	Conditions	Appellations
GRAVES	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{30} \times D_{10}} \text{ compris entre 1 et } 3$	grave propre bien graduée
			Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	Limite d'Atterberg au-dessous de A	grave limoneuse
			Limite d'Atterberg au-dessus de A	grave argileuse
SABLES	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{30} \times D_{10}} \text{ compris entre 1 et } 3$	sable propre bien graduée
			Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal graduée
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	Limite d'Atterberg au-dessous de A	sable limoneux
			Limite d'Atterberg au-dessus de A	sable argileux
Lorsque 5 % < % inférieur à 0,08 mm < 12 % → on utilise un double symbole.				

Tableau C.2 : Classification des sols fins.

PROCEDURE D'IDENTIFICATION SUR CHANTIER (poids des fractions estimés)			Agitation 4a	Consistance 4b	Résistance à sec 4c	SYMBOLE (U.S.C.S) 5	DESIGNATION Géotechnique 6
1	2	3					
La moitié des éléments ou davantage sont < 0,08 mm SOLS FINS – ARGILE et LIMON	Limite de liquidité < 50 %	Rapide à lente	Nulle	Nulle	Lp	Limons peu plastiques	
		Nulle à lente	Moyenne	Moyenne à grande	Ap	Argiles peu plastiques	
		Lente	Faible	Faible à moyenne	Op	Limons et argiles organiques peu plastique	
	Limite de liquidité > 50 %	Lente à nulle	Faible à moyenne	Faible à moyenne	Lt	Limons très plastiques	
		Nulle	Grande	Grande à très grande	At	Argiles très plastiques	
		Nulle à très lente	Faible à moyenne	Moyenne à grande	Ot	Limons et argiles organiques très plastiques	
Les matières organiques prédominent		Reconnaissance à l'odeur, couleur sombre, texture fibreuse, faible densité humide			T	Tourbes et autres sols très organiques	

Figure C.1 :Diagramme de plasticité de casagrande.



Classification de sols

La classification LCPC (laboratoire central des pont et chaussées) est basé sur la courbe granulométrique, les limites d'Atterberg, la teneur en matière organique ; dans notre cas :

- Plus de 50% d'éléments sont $< 0,063 \text{ mm}$ \implies **des sols fins** pour les couches 1 et 3 et 4
- Plus de 50% des éléments $> 0,063 \text{ mm}$ passent au tamis de 2 mm et plus e $12\% < 0,063 \text{ mm}$ et \check{S}_L et \check{S}_P d'où nous détermine le I_p et à l'aide de diagramme de plasticité nous situons le point I_p , \check{S}_L , ce dernier se situe au-dessus de la ligne A de ce diagramme

\implies **des sable argileux** pour les couches 2 et 4

- La teneur en calcaire varie entre $[10-30]\%$ \implies **des argiles marneuse ou limon marneux**

Sondage	hauteur		NGA = 80	Diamètres		\check{S}_L	\check{S}_P	Ip	Nature	couche
	de	a		%éléments 0.063mm	% éléments 0.063mm					
Sondage 0+500	0	17	63	-	-	46,450	23,040	23,410	Argile peu plastique (Ap)	Couche 01
	17	19	61	66	13.65	70,000	29,050	40,950	Sable argileux	Couche 02
	19	28	52	-	-	51,270	29,140	22,130	Argile très plastique	Couche 03
	28	30	48.4	56	14	75,000	32,000	43,000	Sable argileux	Couche 04
	30	36.6	43.4	-	-	52,000	27,000	25,000	Argile très plastique	Couche 05

Tableau C.3 : Classification des couches du sondage 0+500.

Tableau C.4 : Classification des couches du sondage 0+650.

Sondage	hauteur		NGA = 69	Diamètres		\check{S}_L	\check{S}_P	Ip	Nature	couche
	de	a		+50% 0.063mm	+12% 0.063mm					
Sondage 0+650	0	5	64	-	-	45,000	17,000	28,000	Argile peu plastique	Couche 01
	5	7	62	69	15	66,490	33,130	33,360	Sable argileux	Couche 02
	7	13	41	-	-	78,560	32,560	46,000	Argile très plastique	Couche 03
	13	28	39	61	16.95	47,320	24,070	23,250	Sable argileux	Couche 04

Tableau C.5 : Classification des couches du sondage 0+750.

Sondage	hauteur		NGA = 64	Diamètres		Š _L	Š _P	Ip	Nature	couche
	de	a		+50% 0.063mm	+12% 0.063mm					
Sondage 0+750	0	13	53	-	-	39,500	20,230	19,270	Argile peu plastique	Couche 01
	13	19	62	70	12.69	57,000	29,490	27,510	Sable argileux	Couche 02
	19	26	45	-	-	53,540	29,930	23,610	Argile très plastique	Couche 03
	26	32	32	77	14.21	66,490	33,130	33,360	Sable argileux	Couche 04

Tableau C.6 : Classification des couches du sondage 0+875.

Sondage	hauteur		NGA = 73	Diamètres		Š _L	Š _P	Ip	Nature	couche
	de	a		+50% 0.063mm	+12% 0.063mm					
Sondage 0+875	0	13	57	-	-	48,000	20,080	27,920	Argile peu plastique	Couche 01
	13	23.5	49.5	65	13.5	61,080	31,080	30,000	Sable argileux	Couche 02
	23.5	24	49	-	-	60,190	29,900	30,290	Argile très plastique	Couche 03
	24	26	47	55	12.25	75,000	30,290	44,710	Sable argileux	Couche 04
	26	32.4	40.6	-	-	88,080	44,120	43,960	Argile très plastique	Couche 05

Tableau C.7 : Classification des couches du sondage 0+975.

Sondage	hauteur		NGA = 70	Diameters		\check{S}_L	\check{S}_P	Ip	Nature	couche
	de	a		+50% 0.063mm	+12% 0.063mm					
Sondage 0+975	0	6.8	63.2	-	-	25,360	13,110	12,250	Argile peu plastique	Couche 01
	6.8	11.5	58.5	69	18.36	80.32	28.2	42.12	Sable argileux	Couche 02
	11.5	13	54	-	-	75,340	33,020	42,320	Argile très plastique	Couche 03
	13	19	53	58	15.75	79,480	34,070	45,410	Sable argileux	Couche 04
	19	31	39	-	-	66,190	33,090	33,100	Argile très plastique	Couche 05

Tableau C.8 : Classification des couches du sondage 1+65.

Sondage	hauteur		NGA = 68	Diamètres		\check{S}_L	\check{S}_P	Ip	Nature	couche
	de	a		+50% 0.063mm	+12% 0.063mm					
Sondage 1+65	0	13	52.5	-	-	42,160	21,220	20,940	Argile peu plastique	Couche 01
	13	19	52	55	16.52	52,000	27,000	25,000	Sable argileux	Couche 02
	19	37	31	-	-	51,000	28,180	22,820	Argile très plastique	Couche 03

Tableau C.8 : Classification des couches du sondage 1+150.

Sondage	hauteur		NGA = 66	Diamètres		Š _L	Š _P	Ip	Nature	couche
	de	a		+50% 0.063mm	+12% 0.063mm					
Sondage 1+150	0	5	52	-	-	43,120	21,910	21,210	Argile peu plastique	Couche 01
	5	10	51	80	17.2	51,500	26,750	24,750	Sable argileux	Couche 02
	10	13	47.6	-	-	56,950	17,760	39,190	Argile très plastique	Couche 03
	13	18.8	45	71	13.32	52,250	23,750	28,500	Sable argileux	Couche 04
	18,8	26.5	39.5	-	-	57.09	30.837	26.253	Argile très plastique	Couche 05

Tableau C.9 : Classification des couches du sondage 1+275.

Sondage	hauteur		NGA = 62	Diamètres		Š _L	Š _P	Ip	Nature	couche
	de	a		+50% 0.063mm	+12% 0.063mm					
Sondage 1+275	0	7	56.4	-	-	42,500	19,500	23,000	Argile peu plastique	Couche 01
	7	14	55	88	14.25	53,000	30,500	22,500	Sable argileux	Couche 02
	14	19,6	43	-	-	56.2	31.885	24.315	Argile très plastique	Couche 03
	19.6	24	42.4	76	16	51,000	24,810	26,190	Sable argileux	Couche 04
	24	29	33	-	-	50.99	28.98	22.01	Argile très plastique	Couche 05

Tableau C.10 : Classification des couches du sondage 1+530.

Sondage	hauteur		NGA = 44	Diamètres		Š _L	Š _P	Ip	Nature	couche
	de	a		+50% 0.063mm	+12% 0.063mm					
Sondage 1+530	0	6	38	-	-	44,380	22,160	22,220	Argile peu plastique	Couche 01
	6	6.5	37.5	57	14.95	80.32	49.12	31.2	Sable argileux	Couche 02
	6.5	10	35	-	-	50,770	26,090	24,680	Argile très plastique	Couche 03
	10	16	30	58	18.52	50,380	28,160	22,220	Sable argileux	Couche 04
	16	18	29	-	-	58.956	32.646	26.31	Argile très plastique	Couche 05

Tableau C.11 : Classification des couches du sondage 1+650.

Sondage	hauteur		NGA = 34	Diamètres		Š _L	Š _P	Ip	Nature	couche
	de	a		+50% 0.063mm	+12% 0.063mm					
Sondage 1+650	0	10	21	-	-	49,000	26,000	23,000	Argile peu plastique	Couche 01
	10	19	15	77	12.95	49,000	28,000	21,000	Sable argileux	Couche 02
	19	20	14	-	-	57,000	33,000	24,000	Argile très plastique	Couche 03

Sondage	NGA	Couche 1	Couche 2	Couche 3	Couche 4	Couche 5
Sondage 0+500	80	Ap	sable argileux (SA)	At	sable argileux (SA)	At
Sondage 0+650	69	Ap	sable argileux (SA)	At	sable argileux (SA)	
Sondage 0+750	64	Ap	sable argileux (SA)	At	sable argileux (SA)	
Sondage 0+875	73	Ap	sable argileux (SA)	At	sable argileux (SA)	At

Tableau C .12 : Récapitulatif sur la classification du terrain.

Sondage 0+975	70	Ap	sable argileux (SA)	At	sable argileux (SA)	At
Sondage 1+65	68	Ap	sable argileux (SA)	At		
Sondage 1+150	66	Ap	sable argileux (SA)	At	sable argileux (SA)	At
Sondage 1+275	62	Ap	sable argileux (SA)	At	sable argileux (SA)	At
Sondage 1+530	44	Ap	sable argileux (SA)	At	sable argileux SA)	At
Sondage 1+650	34	Ap	sable argileux (SA)	At		
Sondage 1+710	26	Ap	sable argileux (SA)	At	sable argileux (SA)	At

ANNEXE « D »

Etude géostatistique

D.1 La grille du variogramme

on Spécifie les colonnes X, Y et Z, ainsi que les paramètres comme indiqué sur la figure D.1

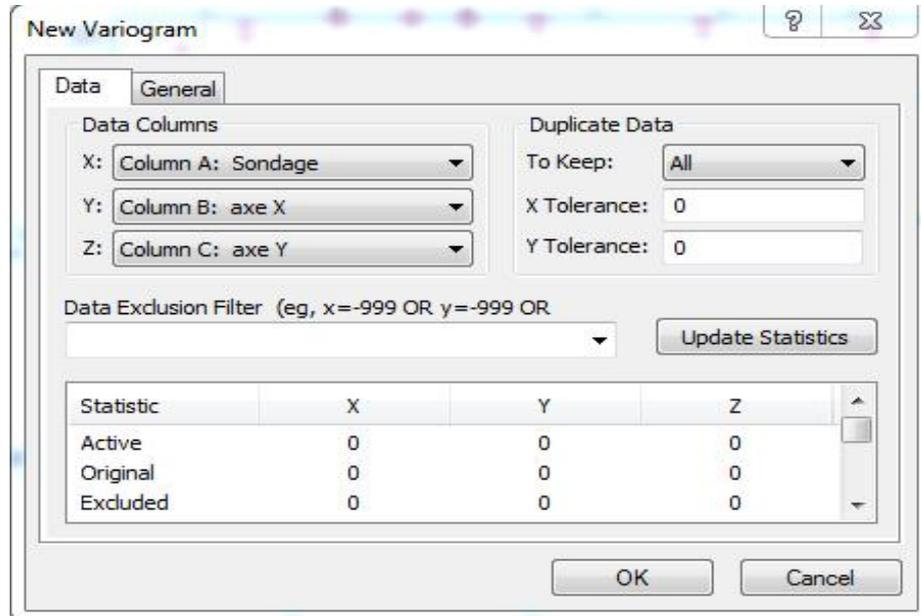


Figure D-1 : grille pour la création d'un nouveau variogramme

Les options Detrend offrent des options avancées de traitement des données pour le krigeage universel. or, L'option appropriée est ne pas nuire aux données. Cependant, s'il existe une forte tendance dans les données, on envisagera une déperdition linéaire. On choisit l'option Générer d'un rapport pour créer une liste des paramètres de filtre de données et des statistiques de données.

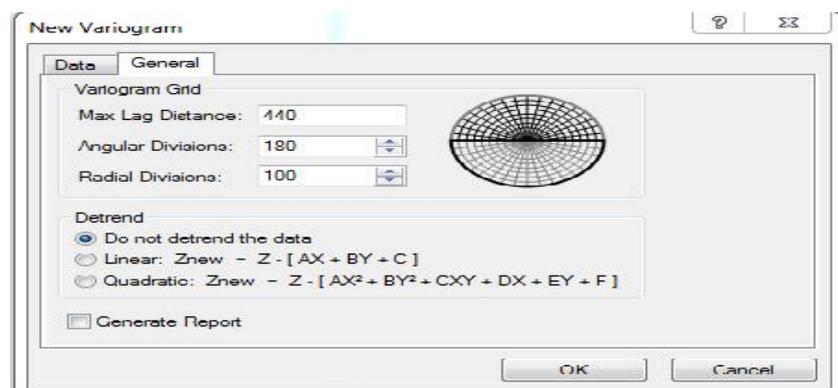


Figure D-2 : Grille pour l'affichage des nouvelles options du nouveau variogramme

Sans modifier aucun des paramètres, on sélectionne la touche OK. Pour avoir la figure suivante :

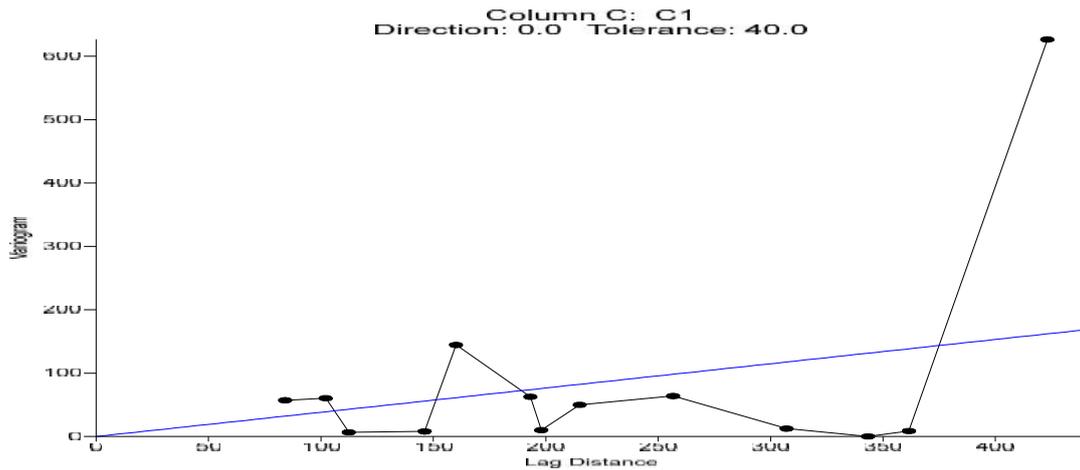


Figure D-3 : Variogramme résultant avec variogramme par défaut paramètres utilisant

D.1.1 Commentaire

La ligne noire avec les points est le variogramme expérimental directionnel pour une tolérance de 40, tandis que la ligne bleue est un premier passage (bien que médiocre) à un modèle de variogramme non ajusté.

D.1.2 Modélisation du variogramme directionnel

Par non défaut, ce premier graphique est le variogramme directionnel (la tolérance directionnelle est de 40 degrés). On Choit le type de modèle, l'appui et l'effet de pépite en fonction du modèle directionnel. Du variogramme.

Commentaire

- Si le variogramme expérimental ne se stabilise pas, le modèle linéaire est généralement approprié.
- Si le variogramme expérimental se stabilise, mais il aura une forme curviligne, on optera pour ce cas le modèle exponentielle
- Si le variogramme expérimental commence bien droit, ensuite il se penche brusquement sur un niveau, le modèle sphérique est un bon premier choix.

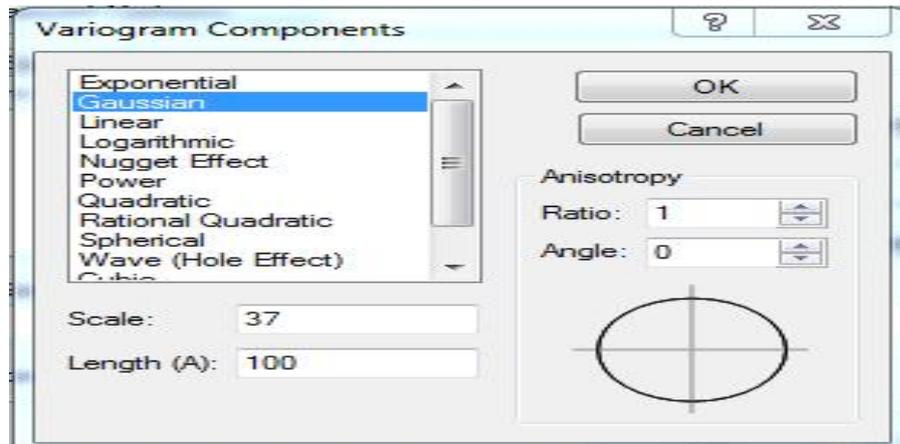


Figure D-4 : Modèle de la boîte de dialogue Propriétés du variogramme.

D.2 Sélection de l'effet de pépité de variogramme

Si le variogramme expérimental semble avoir une interception non nulle sur l'axe vertical, puis le modèle peut avoir besoin un composant d'effet de pépité. La variance de Delta Z dans la section Statistiques du plus proche voisin du rapport de la grille de variogramme offre une limite supérieure quantitative pour l'effet de pépité dans la plupart des circonstances.

Dans Surfer, l'effet de pépité est divisé en deux. sous-composants: la variance d'erreur et le micro-variance. Ces deux sous-composantes ne sont pas négatives et la somme de ces deux dernières doivent être égal à l'interception apparente non nulle.

La variance d'erreur mesure la reproductibilité d'observations.cela inclut à la fois l'échantillonnage et détermination des erreurs (analytiques). La variance d'erreur est la meilleure sélectionné en calculant la variance des différences entre les échantillons en double. Mais pour notre cas on a pas eu d'effet de pépité

Tableaux D.1 : classification des différentes couches du terrain

sondage	CNGA	Couche 1	Couche 2	Couche 3	Couche 4
S 0+500	80	Ap	sable argileux (Sa)	At	sable argileux (Sa)
S 0+650	69	Ap	sable argileux (Sa)	At	sable argileux (Sa)
S 0+750	64	Ap	sable argileux (Sa)	At	sable argileux (Sa)
S 0+875	73	Ap	sable argileux (Sa)	At	sable argileux (Sa)
S 0+975	70	Ap	sable argileux (Sa)	At	sable argileux (Sa)
S 1+65	68	Ap	sable argileux (Sa)	At	
S 1+150	66	Ap	sable argileux (Sa)	At	sable argileux (Sa)
S 1+275	62	Ap	sable argileux (Sa)	At	sable argileux (Sa)
S 1+530	44	Ap	sable argileux (Sa)	At	sable argileux (Sa)
S 1+650	34	Ap	sable argileux (Sa)	At	

Tableaux D.2 : coordonné (X Y Z) de la première surface le long du tronçon

Sondage	Axe X	Axe Y	CNGA
S 0+500	57,8	228	80
S 0+650	160	180	69
S 0+750	259	155	64
S 0+875	404	140	73
S 0+975	518	140	70
S 1+65	602	145	68
S 1+150	711	150	66
S 1+275	967	155	62
S 1+530	1230	155	44
S 1+650	1390	160	34

Tableaux D.3 : coordonné (X Y Z) de la deuxième surface le long du tronçon.

Sondage	Axe X	Axe Y	C1
S 0+500	57,8	228	63
S 0+650	160	180	64
S 0+750	259	155	53
S 0+875	404	140	57
S 0+975	518	140	63,2
S 1+65	602	145	52,5
S 1+150	711	150	52
S 1+275	967	155	56,4
S 1+530	1230	155	38
S 1+650	1390	160	21

Tableaux D.4 : coordonné (X Y Z) de la troisième surface le long du tronçon

Sondage	Axe X	Axe Y	C2
S 0+500	57,8	228	61
S 0+650	160	180	62
S 0+750	259	155	52
S 0+875	404	140	49,5
S 0+975	518	140	58,5
S 1+65	602	145	52
S 1+150	711	150	51
S 1+275	967	155	55
S 1+530	1230	155	37,5
S 1+650	1390	160	15

Tableaux D.5 : coordonné (X Y Z) de la quatrième surface le long du tronçon

Sondage	Axe X	Axe Y	C3
S 0+500	57,8	228	52
S 0+650	160	180	42
S 0+750	259	155	35
S 0+875	404	140	49
S 0+975	518	140	54
S 1+65	602	145	51
S 1+150	711	150	47,6
S 1+275	967	155	43
S 1+530	1230	155	35

Tableaux D.6 : coordonné (X Y Z) de la cinquième surface le long du tronçon

Sondage	Axe X	Axe Y	C4
S 0+500	57,8	228	48,4
S 0+650	160	180	39
S 0+750	259	155	32
S 0+875	404	140	47
S 0+975	518	140	53
S 1+65	602	145	50
S 1+150	711	150	45
S 1+275	967	155	42,4
S 1+530	1230	155	30

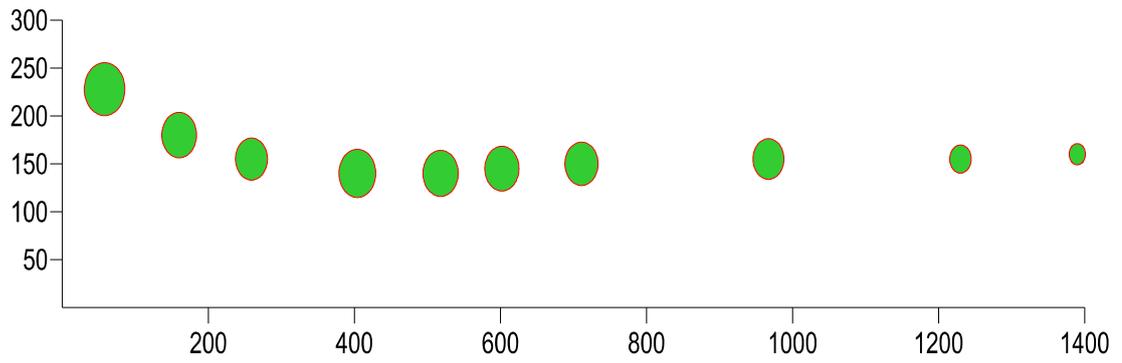


Figure D-5 : Data postings relatifs au niveau C_{NGA}

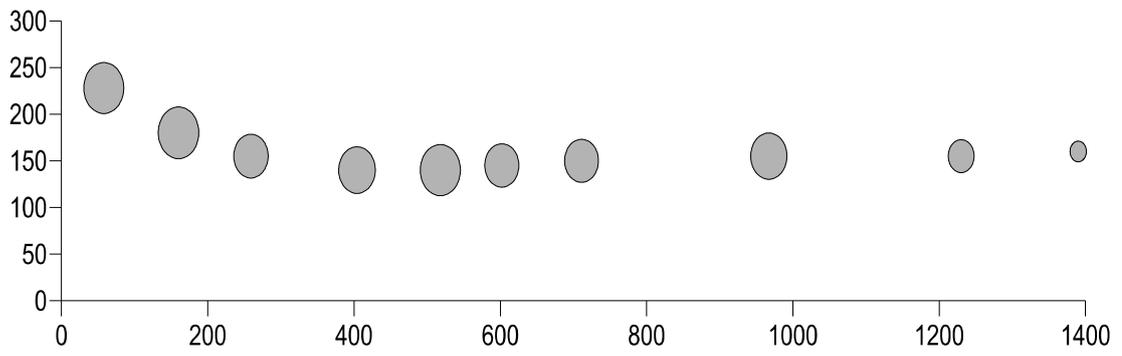


Figure D-6 : Data postings relatifs au niveau C_1

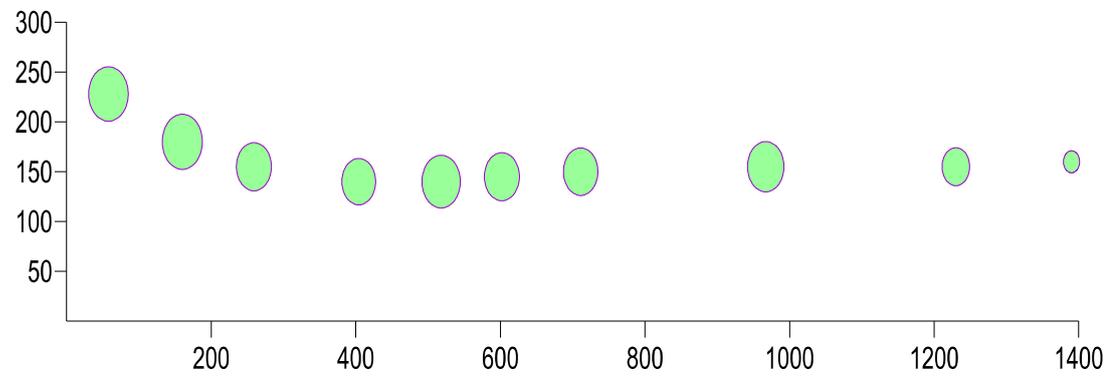


Figure D-7 : Data postings relatifs au niveau C_2

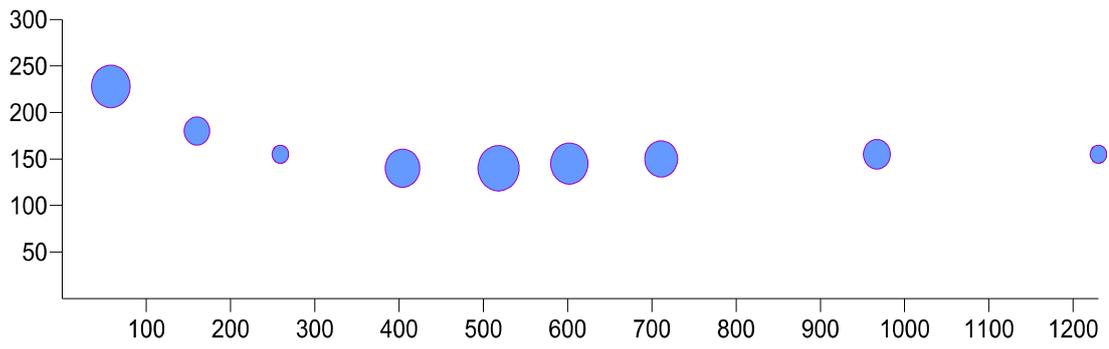


Figure D-8 : Data postings relatifs au niveau C₃

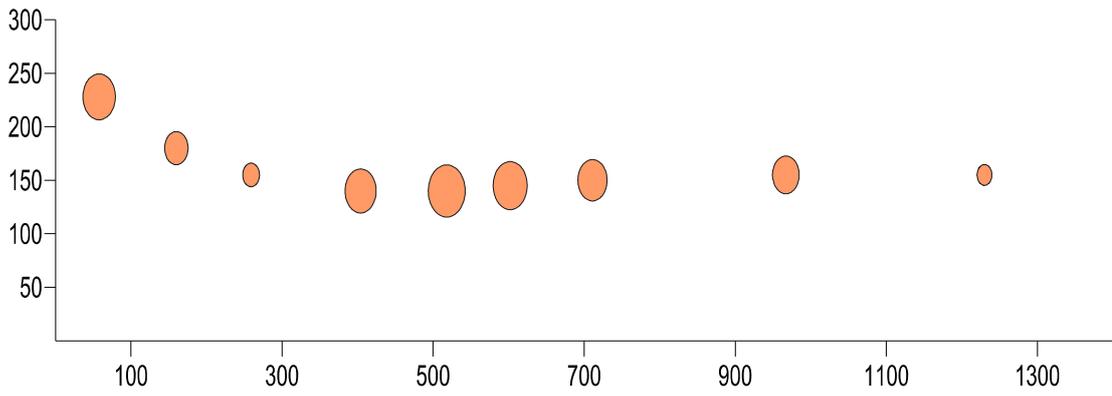


Figure D-9 : Data postings relatifs au niveau C₄

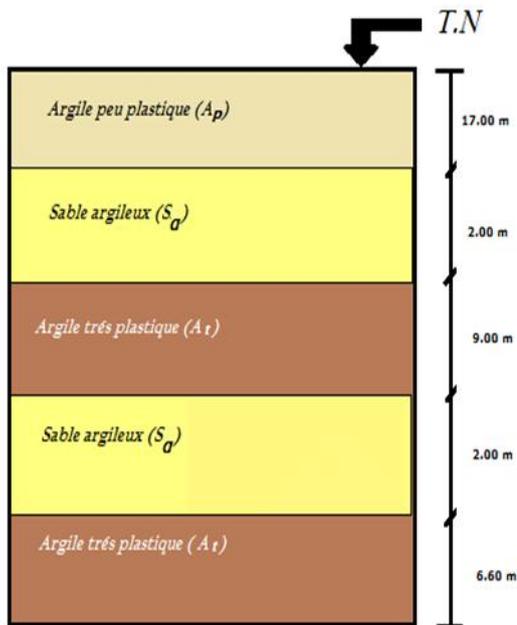


Figure D.10 : Coupe lithologique du sondage 0 + 500

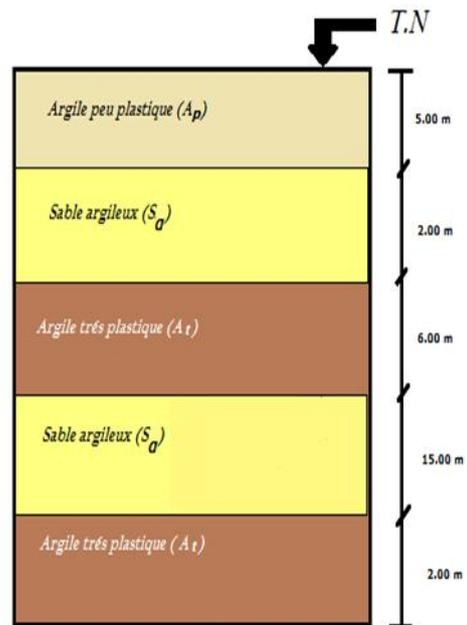


Figure D.11 : Coupe lithologique du sondage 0 + 650

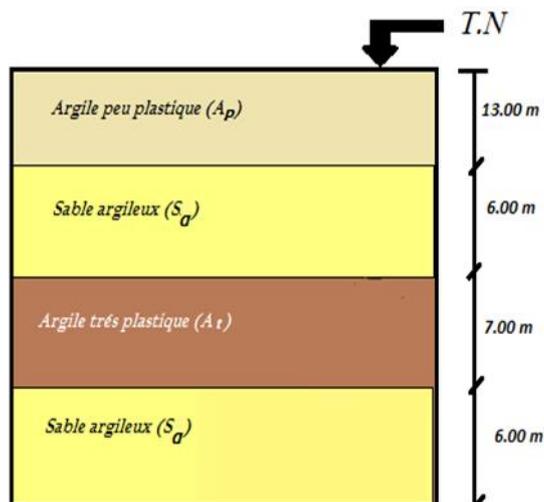


Figure D.12 : Coupe lithologique du sondage 0 + 750

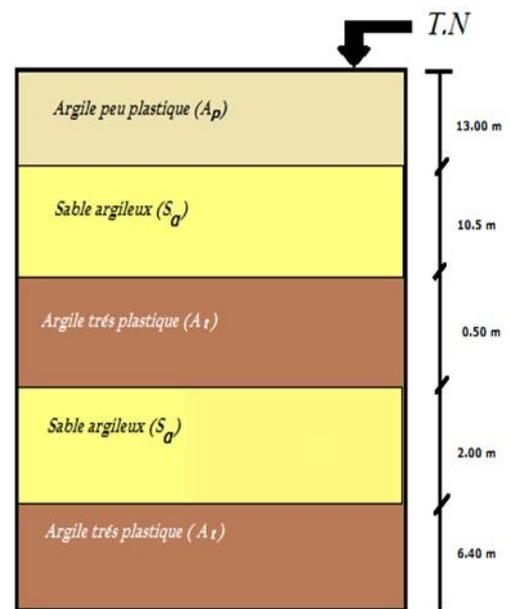


Figure D.13 : Coupe lithologique du sondage 0 + 875

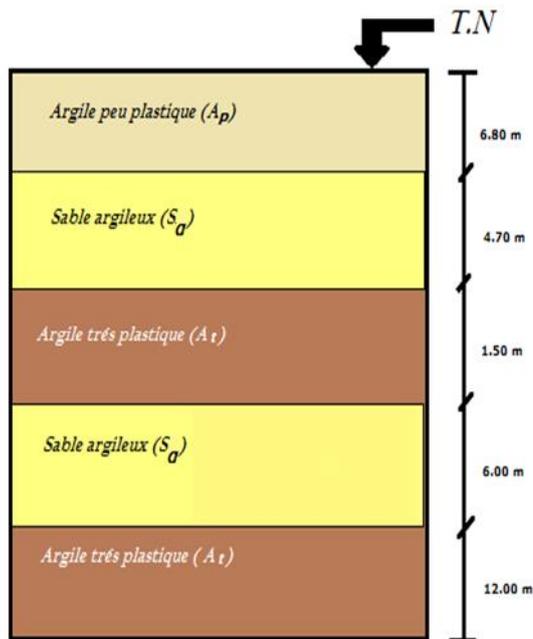


Figure D.14 : Coupe lithologique du sondage 0 + 975

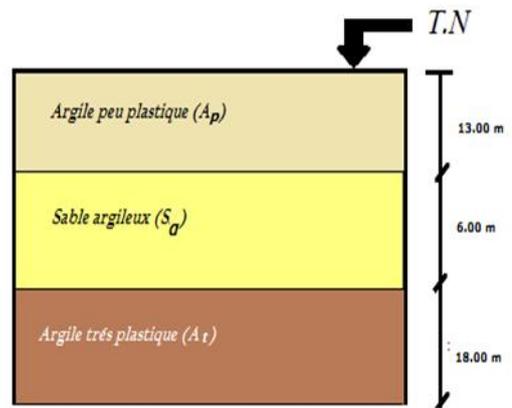


Figure D.15 : Coupe lithologique du sondage 1 + 65

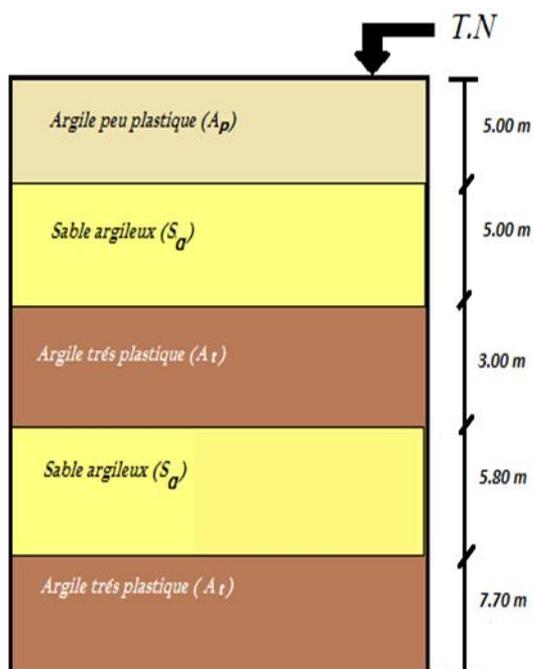


Figure D.15 : Coupe lithologique du sondage 1 + 150

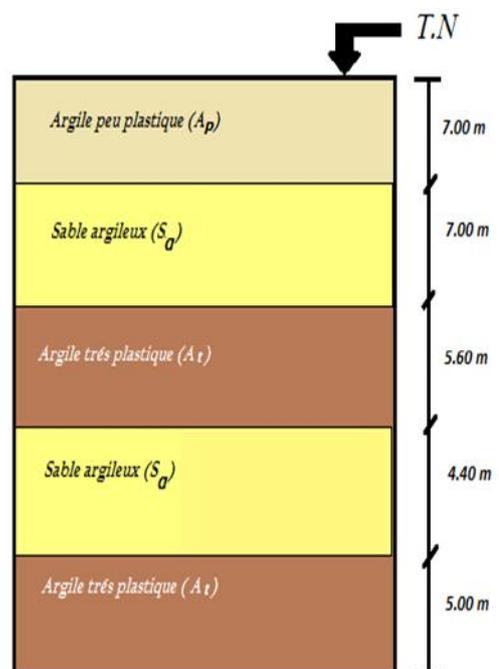


Figure D.16 : Coupe lithologique du sondage 1 + 275

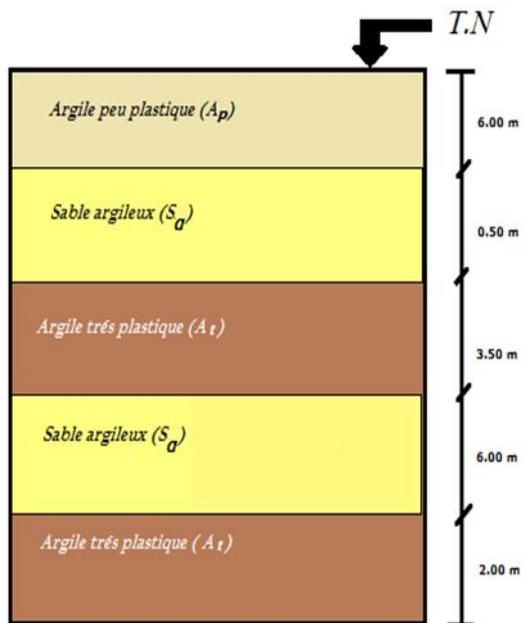


Figure D.17 : Coupe lithologique du sondage 1 + 530

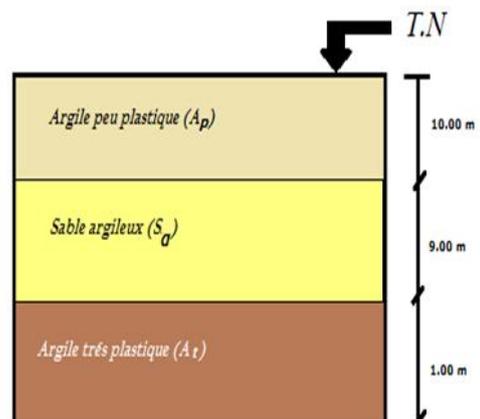


Figure D.18 : Coupe lithologique du sondage 1 + 650

General	
Estimator type	Variogram
Max lag distance	300
Number of lags	8
Auto lag width	<input type="checkbox"/>
Lag width	200
Auto vertical scale	<input type="checkbox"/>
Vertical scale	70

Figure III.19 : valeur de (Lag width & Numbers of Lags) pour C₁

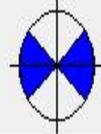
Lag Direction	
Direction	
Direction	0
Tolerance	40
Step amount	30
Step direction	Step CW
Step direction	Step CCW

Figure III.20 : Valeur de (Lag direction) pour C₁

Variogram Components	
Current compo...	Spherical (Scale=42, Length=2...
Components	<input type="button" value="Add..."/> <input type="button" value="Remove"/>
Parameters	
Scale	42
Length (A)	240
Anisotropy ratio	1
Anisotropy angl...	0
AutoFit	<input type="button" value="AutoFit..."/>

Figure III.21 : Valeur de (Scale & Length (A)) pour C₁

General	
Estimator type	Variogram
Max lag distance	300
Number of lags	8
Auto lag width	<input type="checkbox"/>
Lag width	200
Auto vertical scale	<input type="checkbox"/>
Vertical scale	60

Figure III.22 : valeur de Lag width & Numbers of Lags pour C₂

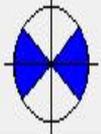
Lag Direction	
Direction	
Direction	0
Tolerance	40
Step amount	30
Step direction	Step CW
Step direction	Step CCW

Figure III.23 : Valeur de (Lag direction) pour C₂

Variogram Components	
Current compo...	Spherical (Scale=47, Length=2...
Components	<input type="button" value="Add..."/> <input type="button" value="Remove"/>
Parameters	
Scale	47
Length (A)	250
Anisotropy ratio	1
Anisotropy angl...	0
AutoFit	<input type="button" value="AutoFit..."/>

Figure III.24 : Valeur de (Scale & Length (A)) pour C₂

General	
Estimator type	Variogram
Max lag distance	350
Number of lags	18
Auto lag width	<input type="checkbox"/>
Lag width	200
Auto vertical scale	<input type="checkbox"/>
Vertical scale	80

Figure III.25 : valeur de (Lag width & Numbers of Lags) pour C₃

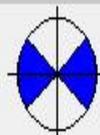
Lag Direction	
Direction	
Direction	0
Tolerance	40
Step amount	30
Step direction	Step CW
Step direction	Step CCW

Figure III.26 : Valeur de (Lag direction) pour C₃

Variogram Components	
Current compo...	Spherical (Scale=63, Length=2...
Components	<input type="button" value="Add..."/> <input type="button" value="Remove"/>
Parameters	
Scale	63
Length (A)	280
Anisotropy ratio	1
Anisotropy angl...	0
AutoFit	<input type="button" value="AutoFit..."/>

Figure III.27 : Valeur de (Scale & Length (A)) pour C₃

General	
Estimator type	Variogram
Max lag distance	350
Number of lags	25
Auto lag width	<input type="checkbox"/>
Lag width	200
Auto vertical scale	<input type="checkbox"/>
Vertical scale	90

Figure III.28 : valeur de (Lag width & Numbers of Lags) pour C₄

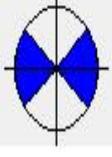
Lag Direction	
Direction	
Direction	0
Tolerance	40
Step amount	30
Step direction	Step CW
Step direction	Step CCW

Figure III.29 : Valeur de (Lag direction) pour C₄

Variogram Components	
Current compo...	Spherical (Scale=75, Length=2...
Components	<input type="button" value="Add..."/> <input type="button" value="Remove"/>
Parameters	
Scale	75
Length (A)	270
Anisotropy ratio	1
Anisotropy angl...	0
AutoFit	<input type="button" value="AutoFit..."/>

Figure III.30 : Valeur de (Scale & Length (A)) pour C₄

ANNEXE « E »

Les méthodes de dimensionnement de soutènement

Les Méthodes empiriques

1 Classification de l'AFTES

L'Association Française des Travaux en Souterrain (AFTES) a été créée en janvier 1972 pour répondre aux recommandations de la Conférence Internationale sur les travaux souterrains tenue à Washington en 1970 qui préconisaient la mise en place dans chaque pays d'un organisme regroupant les différents acteurs intervenant, à des titres divers, dans les travaux souterrains. La principale activité de l'AFTES consiste à diffuser des recommandations techniques dans le domaine des travaux souterrains. Ces recommandations sont préparées au sein de Groupes de Travail qui ont permis de constituer une classification, dite de l'AFTES.

- L'AFTES a préféré préciser clairement les divers facteurs qu'il faut s'efforcer de connaître pour la conception et le calcul d'un projet souterrain dans un massif rocheux : Les conditions géologiques générales
- Les conditions hydrogéologiques ;
- Les discontinuités du massif rocheux ;
- Les caractéristiques mécaniques du terrain ;
- Les contraintes naturelles et la hauteur de couverture de l'ouvrage ;
- La déformabilité du massif ;

En plus de ces critères relatifs au massif rocheux, l'Aftes prend en considération :

- des critères relatifs à l'ouvrage et à son mode d'exécution ;
- les dimensions et la forme de la cavité ;
- le procédé d'excavation, qui peut être soit à l'explosif en utilisant ou non la technique du prédécoupage, soit purement mécanique

des critères relatifs à l'environnement :

- la sensibilité de l'environnement aux tassements ;
- les effets d'une modification de l'équilibre hydrologique.

2 Principe de la méthode :

Pour chacun des critères énumérés ci-dessus, l'AFTES fournit des recommandations propres à orienter le choix du soutènement : béton projeté, boulons à ancrage ponctuel ou à ancrage réparti, cintres, voussoirs... En effet, divers tableaux ont été élaborés afin d'indiquer, en fonction de la valeur des paramètres qui caractérisent les différents critères en question. Certaines remarques particulières sont ajoutées dans certains cas comme on peut rendre compte dans les exemples suivants :

Tableau E.1 : recommandation selon l'AFTES du type de soutènement relativement au critère de comportement mécanique du terrain

Couverture		Types de soutènement													
		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintre		voussoirs		Tubes préforés	Bouclier ou pousse tube	Procédés spéciaux		
Ancrage ponctuel	Ancrage réparti			Barres foncées	Lours	Légers coulissants	Plaques métal assemblées	Béton	Injection	Air comprimé			Congélation		
Roches R1 à R4	Couverture < D	☒	✓	✗	✗	☒	☑	☑	✓	✓	✓	✗	✓	☒	✓
	CN1	✓	✓	✓	✓	☒	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓
	CN2	✗	✓	✓	✓	☒	✓	✓	✓	✓	✓	✗	✓	✓	✓
	CN3	☒	✗	☑ _{Sf}	☑ _{Sf}	☒	✗	☑ _{Sf}	☑ _{Sf}	☑ _{Sf}	☑ _{Sf}	✗	✓	✓	✓
Sols R5 et R6	Couverture < 1.5D	☒	☒	☒	☒	☒	☑	☑	☑	☑	☑	☑	☑	✓	✓
	σ_0 modéré	☒	✓	☒	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	$\sigma_0 > 10$ MPa	☒	☒	☒	☑ _{Sf}	☑ _{Sf}	☑ _{Sf}	☑ _{Sf}	☑ _{Sf}	☑	☑ _{Sf}	☑ _{Sf}	☑	✓	✓

☒ : Soit particulièrement recommandé (nettement favorable) ;

☑ : possible à condition que d'autres critères soient favorable ;

✗ : Soit très mal adapté bien qu'éventuellement possible (plutôt défavorable) ;

☒ : soit en principe impossible.

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

Méthodes analytiques

La théorie convergence – confinement

Parmi les méthodes analytiques les plus célèbres la méthode convergence-confinement Méthode développée dans les années 1970, elle donne les convergences en fonction d'une pression fictive, représentant l'avancée du front de taille : lorsque la pression fictive est égale aux contraintes géostatiques, nous sommes en avant du front de taille, puis, progressivement, lorsque cette pression est nulle, nous sommes dans une zone éloignée du front et ne subissant donc plus son influence.

Afin de construire la courbe donnant la convergence des terrains en fonction de la pression fictive de confinement, nous nous plaçons dans les hypothèses suivantes :

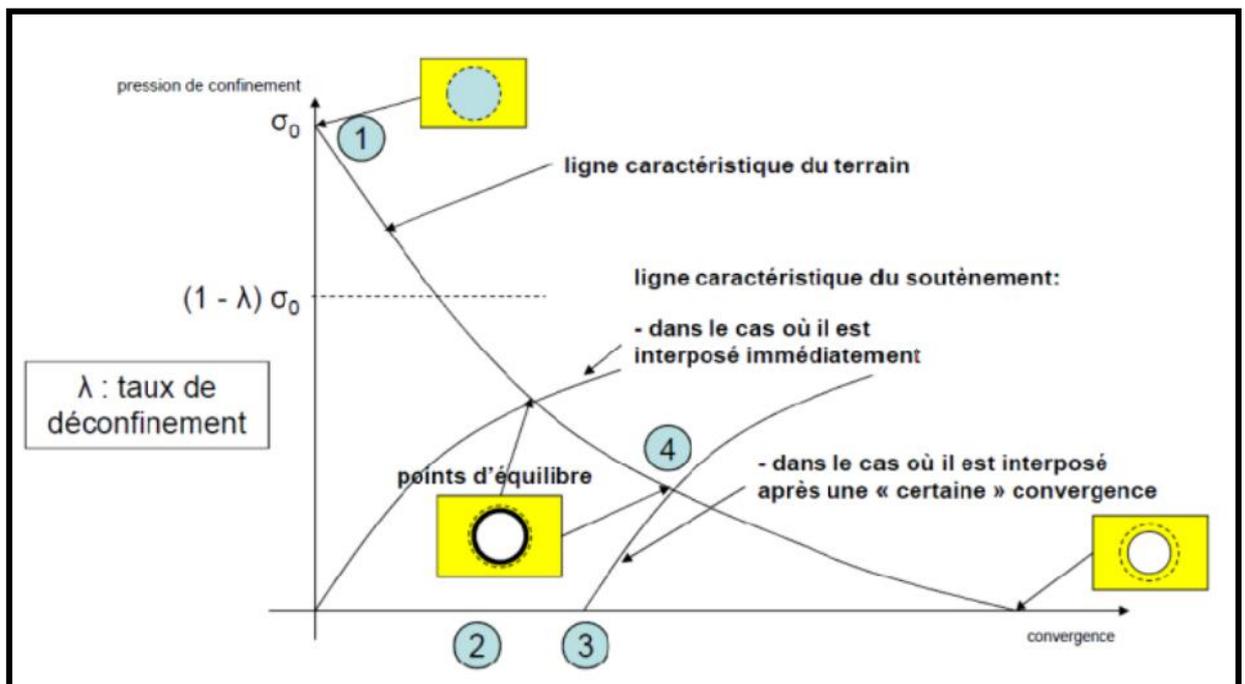
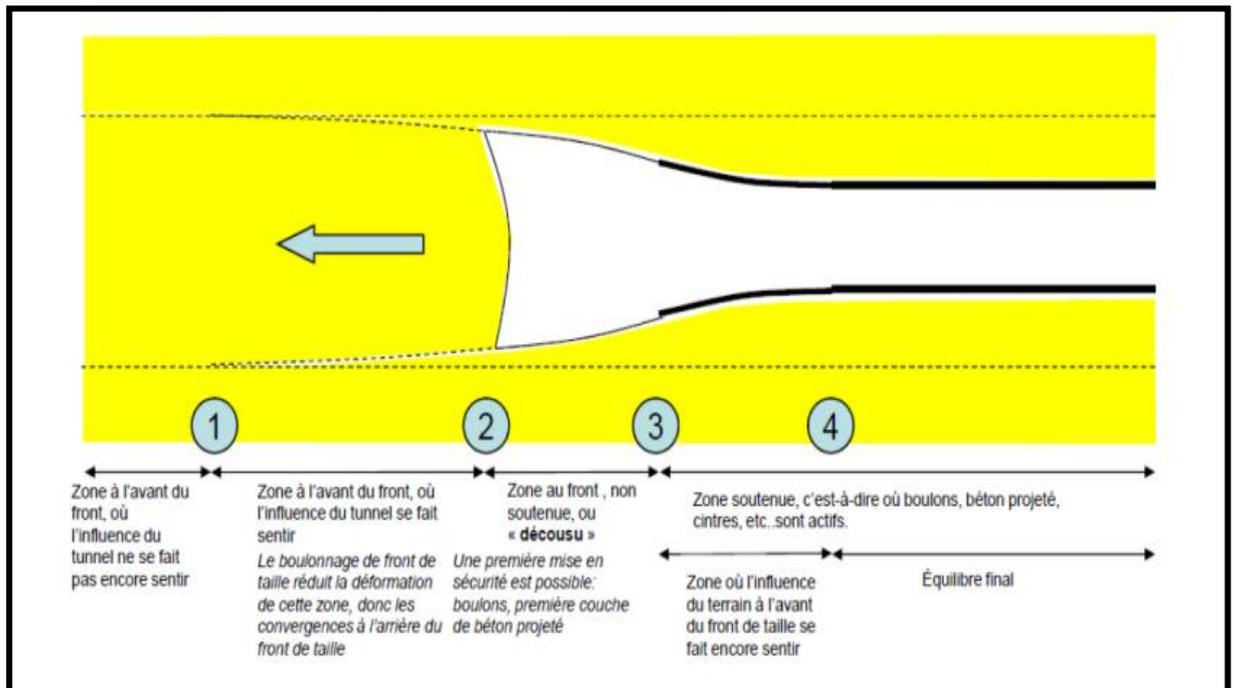
- galerie circulaire ;
- contrainte naturelle isotrope ;
- terrain homogène ;
- gravité négligée.

Cette méthode tient compte cependant de facteurs très importants relatifs à l'équilibre final du complexe terrain-soutènement, à savoir la déformabilité du terrain, la raideur du soutènement et la déformation que le terrain a déjà atteinte lors de la mise en place du soutènement.

La méthode consiste à tracer la courbe de convergence du terrain et la courbe de confinement du soutènement dans le même graphique figure E.1. Le point d'intersection entre la courbe de confinement et la courbe de convergence représente l'équilibre terrain-soutènement, ce qui nous permet de déterminer la pression ainsi que le déplacement atteint l'équilibre.

Dans ces conditions, les convergences attendues, pour une section donnée, sont donc uniformes. Par une pure vision de l'esprit, imaginons que la galerie vient d'être creusée puis instantanément remplie d'un liquide dont la pression est égale aux contraintes géostatiques : nous ne sommes pas sortis de l'état d'équilibre initial (il n'y a donc pas de convergence). Progressivement, faisons diminuer la pression P de ce liquide (symbolisant l'avancée du front) : les premières déformations vont être élastiques (donc linéaires) puis, passé un certain seuil de P , nous allons rentrer dans une zone plastique.

Figure E.1 : diagramme convergence-confinement



On appelle alors le coefficient de confinement : $\lambda = P/s$ avec s les contraintes géostatiques. On peut définir un λ critique, à partir duquel les déformations sont plastiques. Si, lorsque $P = 0$, cette courbe coupe l'axe des abscisses, nous sommes dans une situation où la galerie est stable sans soutènement ; la convergence finale sera égale à celle donnée par le point d'intersection de la courbe des terrains.

Sur le même graphique, on peut représenter les courbes des différents soutènements mis en place. La courbe de chaque soutènement relie son déplacement radial à la pression à laquelle il est soumis. Pour un soutènement dont le comportement est élastique linéaire, sa courbe débute au moment de sa mise en place, soit U_0 , valeur à laquelle les terrains ont convergé à ce moment-là. Puis débute une phase de mise sous charge du soutènement par les terrains, linéaire dans notre cas et dont le coefficient directeur est appelé « rigidité » du soutènement. Lorsque cette courbe intersecte celle des terrains, nous arrivons à une situation d'équilibre : le soutènement bloque les terrains et le point d'équilibre nous donne la convergence finale. Toutefois, le cas linéaire est irréaliste: on atteint normalement une pression limite de soutènement à partir de laquelle le soutènement se déforme à pression constante (le cas d'un cintre coulissant) puis tombe en ruine une fois sa capacité de déformation totalement épuisée – il n'y a donc pas forcément point d'équilibre entre la courbe des terrains et celle du soutènement.

1-Tracé de la courbe de convergence du terrain

L'expression qui relie la variation de la pression radiale p à celle du déplacement U de la paroi du tunnel est:

$$\Delta P = \frac{k}{R} \Delta U \quad (\text{E.1})$$

Avec : R : rayon de l'excavation et k raideur du terrain donné par :

$$k = \frac{E}{1+\nu} = 2G \quad (\text{E.2})$$

Le taux de déconfinement du terrain s'écrit :

$$\lambda = \frac{\sigma_0 - p}{\sigma_0} \quad (\text{E.3})$$

σ_0 : Contrainte initiale isotrope dans le terrain

p : pression du soutènement correspondant au point considéré de la courbe caractéristique du terrain.

Si et seulement si le comportement du terrain est élastique, le déplacement de la paroi est lié au taux de déconfinement par la relation $u = \lambda \cdot u_e$, u_e étant le déplacement élastique de la paroi pour $p=0$.

a) Domaine élastique linéaire

Si $\sigma_0 < \frac{Rc}{2}$ avec $Rc = \frac{2c - \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$ résistance à la compression simple du terrain

La courbe caractéristique est une droite qui coupe l'axe de déplacement en un point d'abscisse $u_{e = \frac{1+\nu}{E} \cdot \sigma_0 \cdot R}$ et l'axe de pression en un point d'ordonnée σ_0 .

b) Zone en état limite de rupture

Si $\sigma_0 > \frac{Rc}{2}$ à partir d'une certaine valeur de la pression ($p = P_a$), il se développe autour de la cavité une zone circulaire en état limite de rupture plastique de rayon (r_p). Lorsque p diminue, r_p augmente. En considérant le critère de rupture de Mohr-Coulomb, nous avons:

$$P_a = \sigma_0(1 - \sin \varphi) - (c \times \cos \varphi) \quad (\text{E.4})$$

Le déplacement de la paroi à l'apparition de la rupture :

$$U_0 = \lambda_a \cdot U_e \quad (\text{E.5})$$

$$U_e = \frac{1+\nu}{E} \cdot R \cdot \sigma_0 \quad (\text{E.6})$$

c) Domaine élastoplastique parfait

Plusieurs formules ont été données pour tracer la courbe caractéristique du terrain après qu'une zone en état limite de rupture se forme autour de l'excavation.

$$U(\lambda) = \frac{1+\nu}{E} \cdot \lambda_a \cdot \sigma_0 \cdot \frac{1}{1+\alpha} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right)^{1+\alpha} - 1 + \alpha \right] \cdot R \quad (\text{E.7})$$

$$\text{Avec: } \left(\frac{r_p(\lambda)}{R} \right) = \left(\frac{2}{K_p+1} \cdot \frac{(K_p-1) \cdot \sigma_0 + Rc}{(1-\lambda) \cdot (K_p-1) \cdot \sigma_0 + Rc} \right)^{\frac{1}{K_p-1}} \quad (\text{E.8})$$

- Le taux de déconfinement à une distance 'x' du front de taille est donné par la formule (Panet, 1995)

$$\lambda(x) = 1 - 0.75 \times \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{4}{3} \right)^* \left(\frac{x}{R} \right)} \right]^2 \quad (\text{E.8})$$

La détermination de cette convergence permettra la définition de la position relative des courbes caractéristiques du soutènement et du terrain dont dépendra l'équilibre final.

2-Tracé de la courbe de confinement du soutènement

Le soutènement aura pour rôle d'appliquer la contrainte de confinement sur les parois de l'excavation. Cette pression de confinement s'établira au fur et à mesure que la convergence s'effectuera et que les terrains prendront appui sur le soutènement.

$$P_s = \frac{K_s}{R} \cdot U + \frac{K_s}{R} \cdot U_{s0} \quad (\text{E. 9})$$

U : déplacement radial du soutènement.

Ks : rayon de l'excavation.

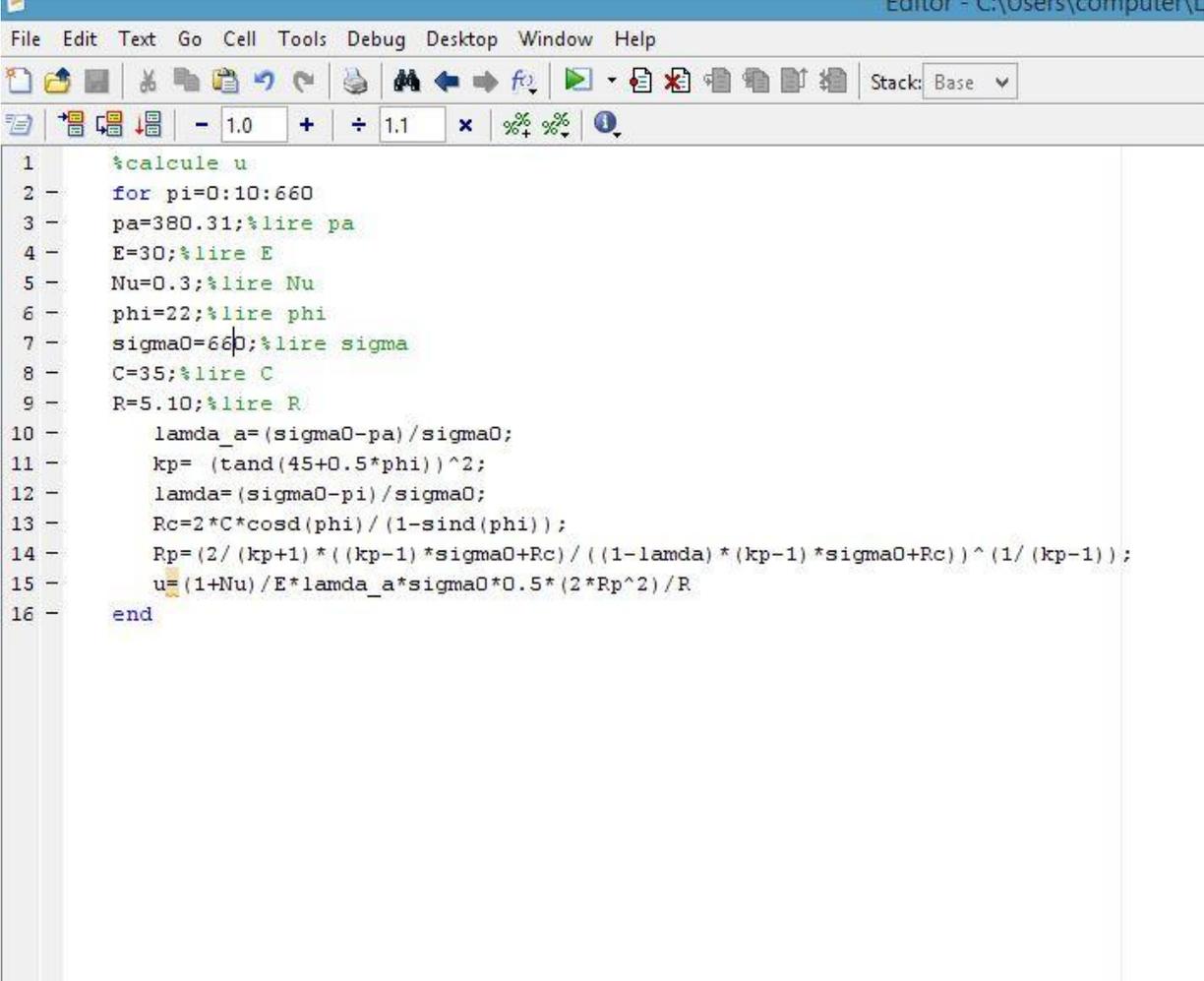
P : pression sur le soutènement.

Tableau E.2 : Expression de la raideur et de la pression maximale pour chaque type de soutènement (Bouvard et al, 1995).

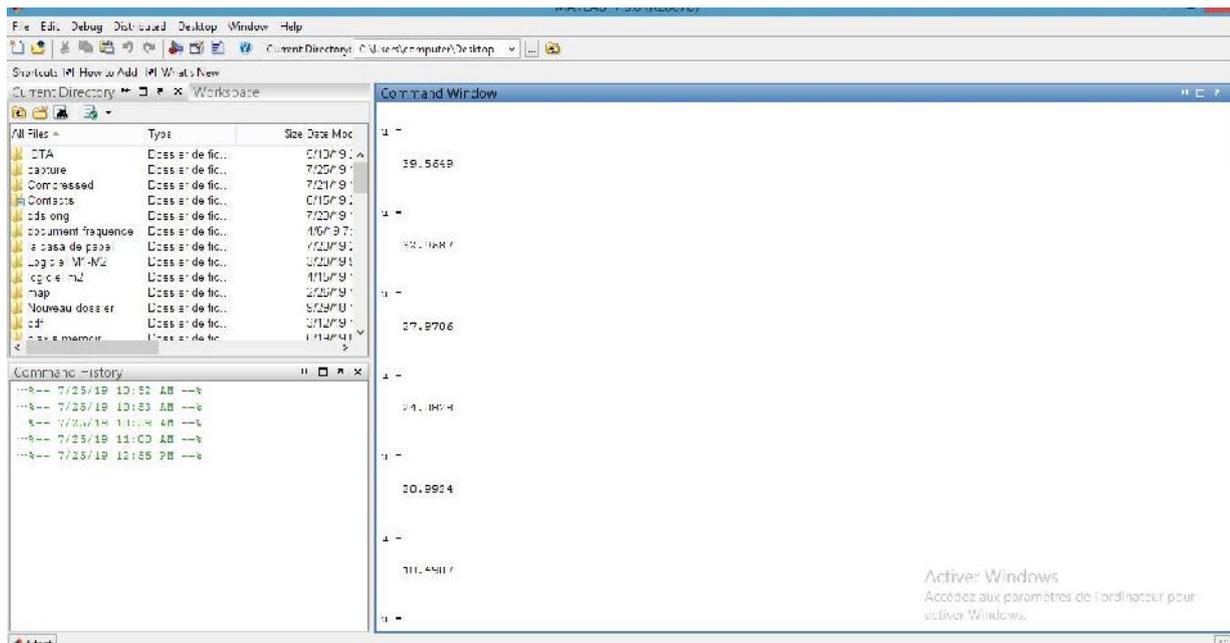
		Raideur	Pression maximale
Béton coffré ou Béton projeté	Revêtement mince	$K_b = \frac{E_b \cdot e}{(1 - \nu_b^2)R} \approx \frac{E_b \cdot e}{R}$	$P_{max} = \frac{\sigma_b \max \cdot e}{R}$
	Revêtement épais	$K_b = \frac{E_b (R^2 - R_i^2)}{(1 - \nu_b)[(1 - 2\nu_b)R^2 + R_i^2]}$	$P_{max} = \frac{R^2 - R_i^2}{R^2 + R_i^2} \sigma_b \max$
Cintres calés à la paroi		$K_c = \frac{E_a \cdot S}{e \cdot R}$	$P_{c \max} = \frac{S \cdot \sigma_a}{R \cdot e}$
Boulons à ancrage ponctuel		$\frac{1}{K_s} = \frac{e_c \cdot e_l}{R} \left[\frac{4 \cdot l}{\pi \cdot d^2 E_a} + Q \right]$ Rigidité d'un ensemble de boulons	$P_{s \max} = \frac{T_{br}}{e_c \cdot e_l}$

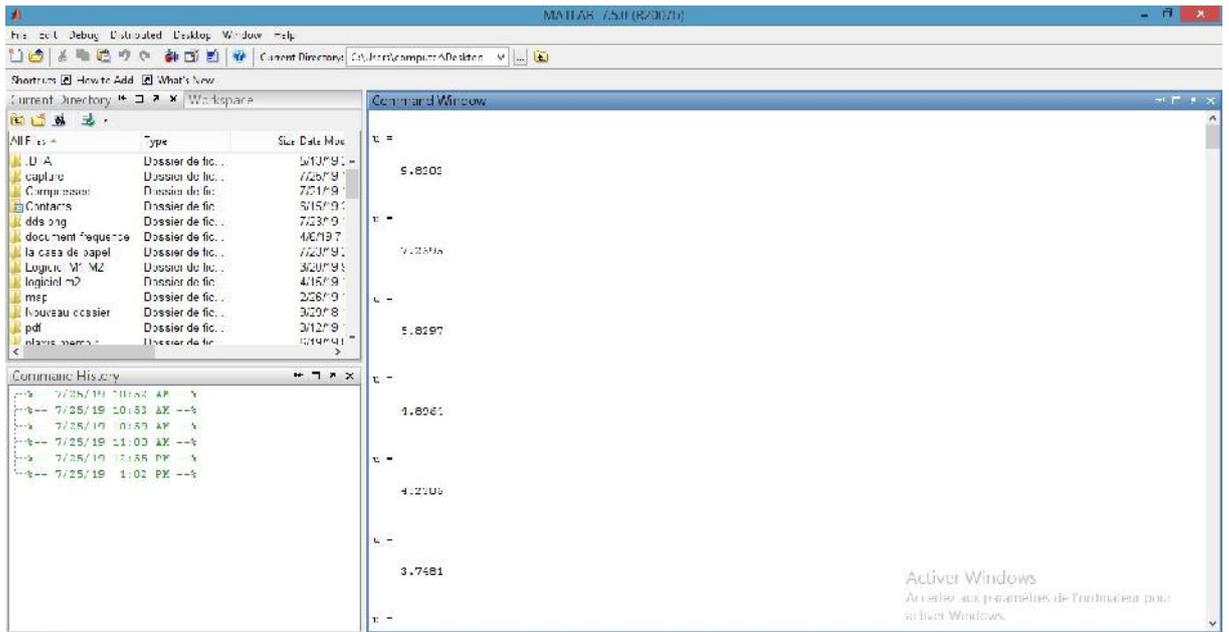
3-Le calcul par MATLAB

Cas 1 :

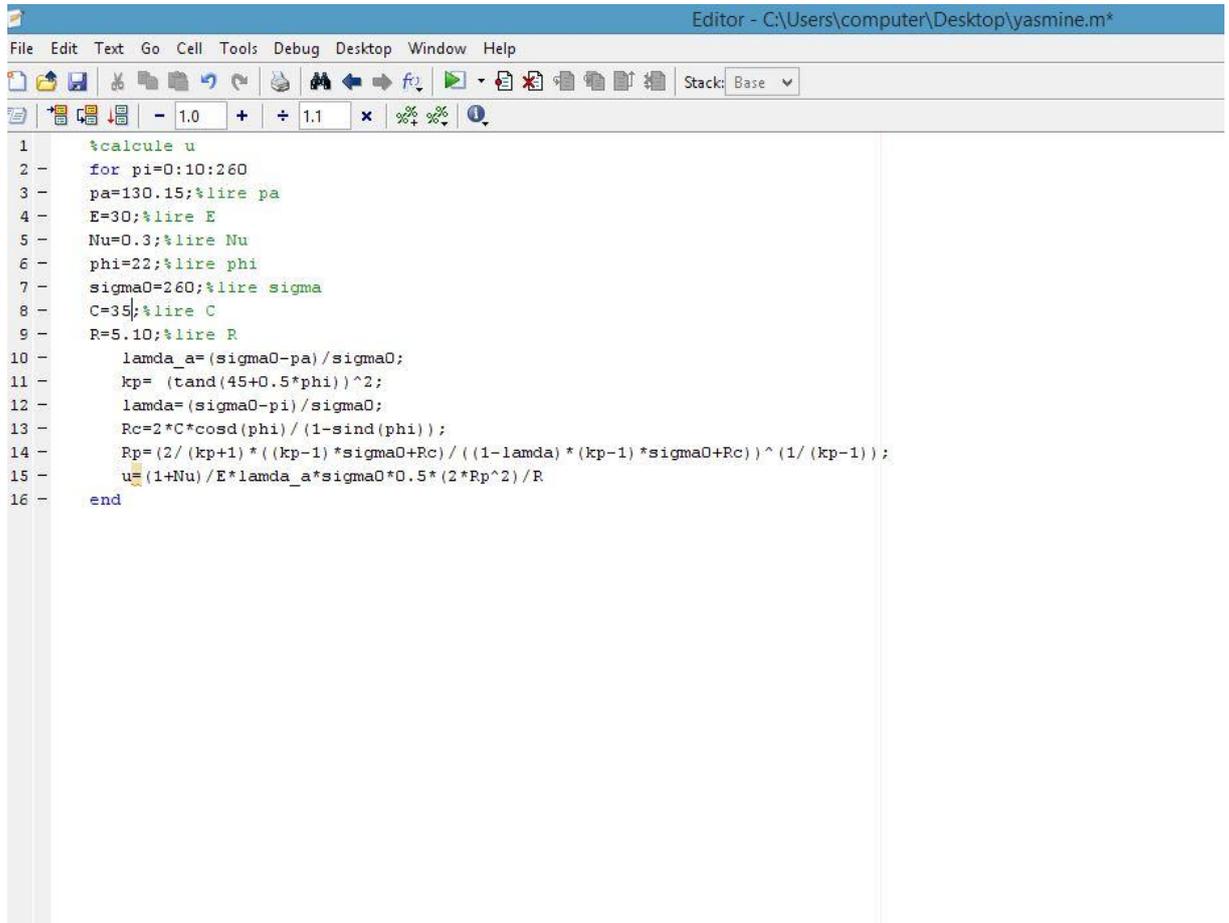


```
Editor - C:\Users\computer\
File Edit Text Go Cell Tools Debug Desktop Window Help
Stack: Base
1.0 1.1 x % % %
1 %calculer u
2 - for pi=0:10:660
3 - pa=380.31;%lire pa
4 - E=30;%lire E
5 - Nu=0.3;%lire Nu
6 - phi=22;%lire phi
7 - sigma0=660;%lire sigma
8 - C=35;%lire C
9 - R=5.10;%lire R
10 - lamda_a=(sigma0-pa)/sigma0;
11 - kp= (tand(45+0.5*phi))^2;
12 - lamda=(sigma0-pi)/sigma0;
13 - Rc=2*C*cosd(phi)/(1-sind(phi));
14 - Rp=(2/(kp+1)*((kp-1)*sigma0+Rc)/((1-lamda)*(kp-1)*sigma0+Rc))^(1/(kp-1));
15 - u=(1+Nu)/E*lamda_a*sigma0*0.5*(2*Rp^2)/R
16 - end
```



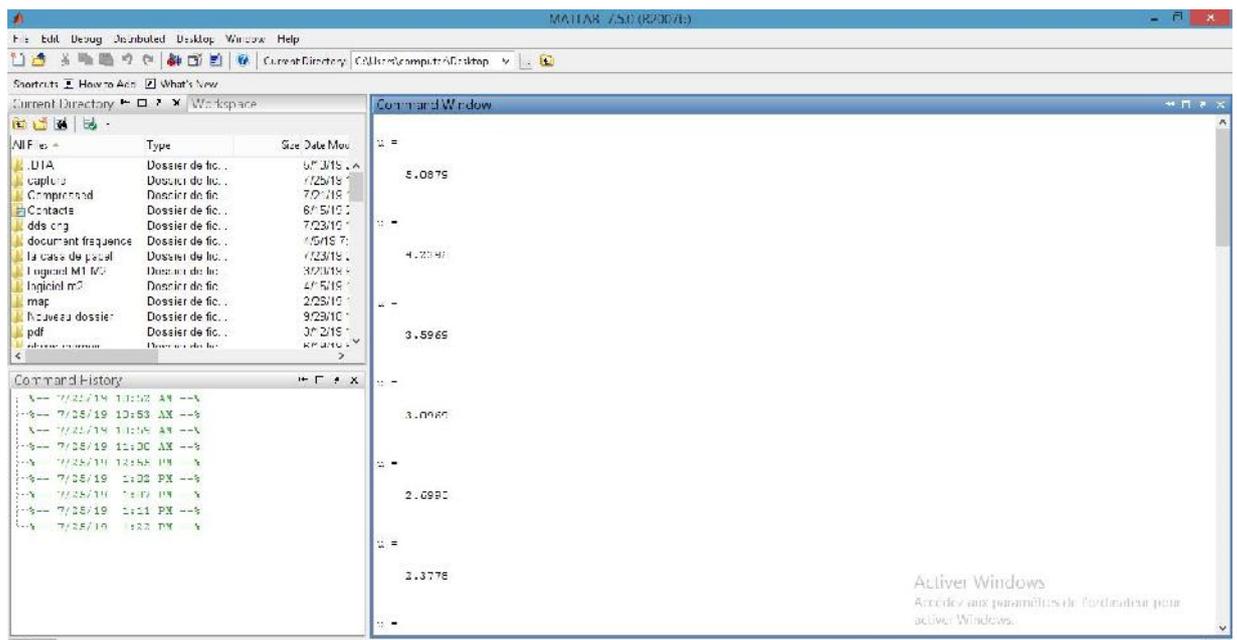


Cas 3:



The screenshot shows a MATLAB editor window titled "Editor - C:\Users\computer\Desktop\yasmine.m*". The window contains a script with the following code:

```
1 %calculer u
2 for pi=0:10:260
3 pa=130.15;%lire pa
4 E=30;%lire E
5 Nu=0.3;%lire Nu
6 phi=22;%lire phi
7 sigma0=260;%lire sigma
8 C=35;%lire C
9 R=5.10;%lire R
10 lamda_a=(sigma0-pa)/sigma0;
11 kp= (tand(45+0.5*phi))^2;
12 lamda=(sigma0-pi)/sigma0;
13 Rc=2*C*cosd(phi)/(1-sind(phi));
14 Rp=(2/(kp+1)*((kp-1)*sigma0+Rc)/((1-lamda)*(kp-1)*sigma0+Rc))^(1/(kp-1));
15 u=(1+Nu)/E*lamda_a*sigma0*0.5*(2*Rp^2)/R
16 end
```

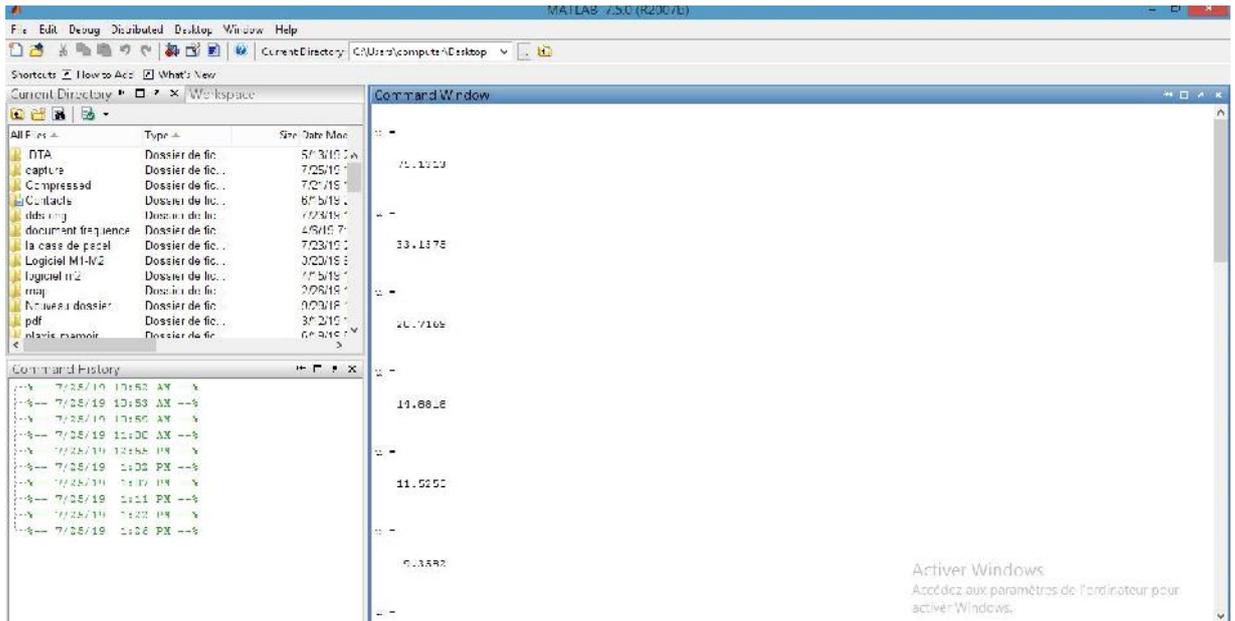


The screenshot shows the MATLAB Command Window with the following output:

```
u =
5.0876
5.0876
4.2249
5.0876
3.5965
3.0960
2.0990
2.3776
```

The Command History window shows the following commands:

```
1 x = 7/25/19 11:02 AM --x
2 x = 7/25/19 11:03 AM --x
3 x = 7/25/19 11:05 AM --x
4 x = 7/25/19 11:06 AM --x
5 x = 7/25/19 11:08 AM --x
6 x = 7/25/19 11:09 AM --x
7 x = 7/25/19 11:11 AM --x
8 x = 7/25/19 11:11 AM --x
9 x = 7/25/19 11:12 AM --x
```

Stabilité du front de taille

Tableau E.3 : tableau récapitulatif pour le calcul de la pression vertical totale au niveau du PK 0+500

Sondage	De	a	H	h	P _z (cumulé)	S _u
unité	[M]	[M]	[M]	[Kg/m ³]	[KPA]	[KPA]
PK 0+500	0	17	17	19,8	336,6	32
PK 0+500	17	19	2	19,6	375.8	29
PK 0+500	19	28	9	19,6	552.2	29
PK 0+500	28	30	2	20,6	591.4	46
PK 0+500	30	35,1	5,1	21	700.5	46

Tableau E.4 : tableau récapitulatif pour le calcul de la pression vertical totale au niveau du PK 0+650

Sondage	De	a	H	h	P_z (cumulé)	S_u
unité	[M]	[M]	[M]	[Kg/m3]	[KPA]	[KPA]
PK 0-650	0	5	5	19,2	96	39
PK 0-650	5	7	2	20,4	136.8	45
PK 0-650	7	13	6	21,3	264.6	55
PK 0-650	13	18,1	5,1	20	366.6	55
PK 0-650	0	5	5	19,2	462.6	39

Tableau E.5 : tableau récapitulatif pour le calcul de la pression vertical totale au niveau du PK 0+750

Sondage	De	a	H	h	P_z (cumulé)	S_u
unité	[M]	[M]	[M]	[Kg/m3]	[KPA]	[KPA]
PK 0-750	0	11	11	18,7	205,7	40
PK 0-750	11	13	2	18,7	243.1	40
PK 0-750	13	18,1	5,1	20	345.1	40

Tableau E.6 : tableau récapitulatif pour le calcul de la pression vertical totale au niveau du PK 0+875

Sondage	De	a	H	h	P_z (cumulé)	S_u
unité	[M]	[M]	[M]	[Kg/m3]	[KPA]	[KPA]
PK 0+875	0	13	13	16,75	217,75	53
P 0+0875	13	18,1	10,5	20	427.75	53

Tableau E.7 : tableau récapitulatif pour le calcul de la pression vertical totale au niveau du PK 0+975

Sondage	De	a	H	h	P_z (cumulé)	S_u
unité	[M]	[M]	[M]	[Kg/m3]	[KPA]	[KPA]
PK 0-975	0	6.8	6,8	21,2	144,16	32
PK 0-975	6.8	11.5	4,7	21,2	243.8	32
PK 0-975	11.5	13	1,5	22,5	277.55	32
PK 0-975	13	18,1	5,1	21,75	388.475	32

Tableau E.8 : tableau récapitulatif pour le calcul de la pression vertical totale au niveau du PK
1+65

Sondage	De	a	H	h	Pz (cumulé)	Su
unité	[M]	[M]	[M]	[Kg/m3]	[KPA]	[KPA]
PK 1-065	0	13	13	19,2	249,6	39
PK 1-065	13	18,1	6	20	369.6	42

Tableau E.9 : tableau récapitulatif pour le calcul de la pression vertical totale au niveau du PK
1+150

Sondage	De	a	H	h	Pz (cumulé)	Su
unité	[M]	[M]	[M]	[Kg/m3]	[KPA]	[KPA]
PK 1-150	0	10	10	21,7	217	48
PK 1-150	10	13	3	21,7	282.1	48
PK 1-150	13	18,1	5,8	20	398.1	48

Tableau E.10 : tableau récapitulatif pour le calcul de la pression vertical totale au niveau du PK
1+275

Sondage	De	a	H	h	Pz (cumulé)	Su
unité	[M]	[M]	[M]	[Kg/m3]	[KPA]	[KPA]
PK 1-275	0	7	3,6	21,5	77,4	35
PK 1-275	7	14	3,4	21,5	150.5	35

Tableau E.11 : tableau récapitulatif pour le calcul de la pression vertical totale au niveau du PK
1+530

Sondage	De	a	H	h	Pz (cumulé)	Su
unité	[M]	[M]	[M]	[Kg/m3]	[KPA]	[KPA]
PK 1-530	0	6	6	23,9	143,4	29
PK 1-530	6	6.5	0,5	23,9	155.35	29
PK 1-530	6.5	10	3,5	23,9	239	29
PK 1-530	10	15,1	6	21	365	29

Tableau E.12 : tableau récapitulatif pour le calcul de la pression vertical totale au niveau du PK 1+650

Sondage	De	a	H	h	Pz (cumulé)	Su
unité	[M]	[M]	[M]	[Kg/m3]	[KPA]	[KPA]
PK 1-650	0	10	10	19,2	192	39
PK 1-650	10	15,1	5,1	21	299.1	45

Tableau E.13 : tableau récapitulatif pour le calcul du Facteur de charge Nt de tous les tronçon

tronçon			pz	pa	su	Nt
	Couverture [m]	m	KPA	m	KPA	
Tronçon 02	30	PK 0-500	700,5	0	46	0,06566738
Tronçon 03	13	PK 0-650	366,6	0	55	0,15002728
		PK 0-750	345,1	0	40	0,11590843
		PK 0+0875	427,75	0	56	0,13091759
		PK 0-975	388,475	0	56	0,14415342
		PK 1-065	369,6	0	42	0,11363636
		PK 1-150	398,1	0	48	0,12057272
Tronçon 04	14	PK 1-275	150,5	0	35	0,23255814
Tronçon 05	10	PK 1-530	365	0	29	0,07945205
		PK 1+650	299,1	0	55	0,18388499

Tassement

Tableau E.14: Récapitulatif détaillé pour le calcul du tassement de tous les tronçons

Tronçon	couverture		R [m]	2R [m]	$\frac{Z}{2R}$ [---]	C ₁	C ₂	K [---]	i [m]
	Z [m]	PK							
Tronçon 02	30	Pk 0+500	5,1	10,2	2,941	2,1	3,5	2,8	14,28
Tronçon 03	13	Pk 0+650	5,1	10,2	1,274	1,4	2,4	1,9	9,69
		Pk 0+750	5,1	10,2	1,274	0,6	1,1	0,85	4,33
		Pk 0+875	5,1	10,2	1,274	1,8	2,9	2,35	11,98
		Pk 0+975	5,1	10,2	1,274	1,8	2,9	2,35	11,98
		Pk 1+65	5,1	10,2	1,274	0,8	1,4	1,1	5,61
		Pk 1+150	5,1	10,2	1,372	1,3	2	1,65	8,415
Tronçon 04	14	Pk 1+275	5,1	10,2	0,980	1,3	2	1,65	8,415
Tronçon 05	10	Pk 1+530	5,1	10,2	0,980	0,7	1,1	0,9	4,59

Tronçon	couverture		L [m]	S [m ²]	V _i [m ³]	V _L [m ³]	V _s [m ³]	S _{max} [cm]
	Z [m]	PK						
Tronçon 02	30	Pk 0+500	1	81,67	81,67	1,633	1,633	4,5753
Tronçon 03	13	Pk 0+650	1	81,67	81,6	1,633	1,633	6,7426
		Pk 0+750	1	81,67	81,6	0,785	0,785	7,2433
		Pk 0+875	1	81,67	81,6	1,633	1,633	5,4514
		Pk 0+975	1	81,67	81,6	1,633	1,633	5,4514
		Pk 1+65	1	81,67	81,6	0,785	0,785	5,5971
		Pk 1+150	1	81,67	81,6	1,633	1,633	7,7642
Tronçon 04	14	Pk 1+275	1	81,67	81,6	1,633	1,633	7,7642
Tronçon 05	10	Pk 1+530	1	81,67	81,6	1,633	1,633	14,234

