

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTE DES SCIENCES DE LA TERRE
DEPARTEMENT DES MINES

Thèse

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de Doctorat
LMD en Génie Minier

Option : Exploitation minière et géotechnique

Thème :

**INFLUENCE DES PARAMETRES GEOTECHNIQUES
SUR LA STABILITE DES OUVRAGES MINIERES
SOUTERRAINS - CAS METRO D'ALGER -**

Présenté par :

MORSLI M^{ed} Abdelraouf

Devant le jury :

Président	BOUKELLOUL Mohamed Laid	Pr. Université Badji Mokhtar - Annaba
Directeur de thèse	BERDOUDI Said	MCA. Université Badji Mokhtar - Annaba
Co-directeur de thèse	HAFSAOUI Abdellah	Pr. Université Badji Mokhtar - Annaba
Examineur	YAHYAOUI Sami	Pr. Ecole Nationale Polytechnique - Alger
Examineur	BOUTRID Abdelaziz	MCA. Université Abbas Leghrour - Khenchla

Année Universitaire : 2023/2024

Remerciement

Je tiens particulièrement à remercier ma mère, dont l'amour, la patience et le soutien inconditionnels ont été une source de force inépuisable. Sa croyance en mes capacités et ses sacrifices ont été essentiels à la réussite de cette thèse.

Maman, ta présence rassurante et tes encouragements m'ont porté à travers chaque étape de ce voyage académique. Merci du fond du cœur.

Je tiens également à exprimer ma profonde gratitude envers tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de cette thèse de doctorat.

En premier lieu, je tiens à remercier mon directeur de thèse, Dr. Berdoudi Said, et mon co-directeur, Pr. Hafsaoui Abdellah, pour leur guidance, leur soutien et leur patience tout au long de ce projet. Leurs conseils éclairés et leur expertise ont grandement enrichi cette recherche.

Mes remerciements vont également à l'équipe du département des mines de l'Université Badji Mokhtar Annaba, qui a créé un environnement académique propice à l'épanouissement intellectuel et à la recherche.

Je souhaite exprimer ma reconnaissance envers l'entreprise COSIDER TP, pour la qualité de l'encadrement offert et pour le financement qui a rendu possible la réalisation de cette thèse.

Je voudrais également exprimer ma profonde gratitude aux membres du jury, Pr. Boukelloul Mohamed Laid, Pr. Yahyaoui Sami, et Dr. Boutrid Abdelaziz, pour avoir pris le temps de lire et d'évaluer mon travail. Leurs commentaires constructifs et leurs suggestions précieuses ont grandement contribué à l'amélioration de cette thèse.

Un remerciement spécial va à Niemat, une personne exceptionnelle qui a été une source constante de soutien tout au long de ce défi académique. Sa présence encourageante et son engagement ont été des éléments clés de mon parcours.

Mes collègues de recherche méritent également une mention spéciale. Leurs idées, discussions et encouragements ont été une source constante d'inspiration.

Je n'oublie pas ma famille et mes amis, dont le soutien indéfectible m'a aidé à surmonter les défis inhérents à ce projet. Leurs encouragements et leur compréhension ont été précieux.

Enfin, je tiens à remercier l'ensemble des personnes qui ont participé de près ou de loin à cette aventure académique. Votre collaboration et votre enthousiasme ont contribué à faire de cette expérience une période inoubliable de ma vie.

Merci à tous.

Dédicace

À Niemat, une personne exceptionnelle qui a été une source constante de soutien tout au long de ce défi académique. Sa présence encourageante et son engagement ont été des éléments clés de mon parcours. Les discussions stimulantes et les encouragements inlassables ont nourri mon esprit et ont été une lumière guidant mes recherches.

À ma famille, pilier solide de mon existence. Votre amour inconditionnel et votre soutien m'ont donné la force nécessaire pour poursuivre cette quête intellectuelle. Chaque membre de ma famille a contribué de manière unique à ma croissance personnelle et académique, et je suis profondément reconnaissant pour cela.

À mes amis, en particulier Fares, un compagnon de voyage exceptionnel. Nos échanges intellectuels, nos moments de détente et ton amitié sincère ont été des bouffées d'air frais dans ce périple académique. Merci d'avoir partagé ces moments avec moi et d'avoir été une source constante de joie.

Enfin, à moi-même, en reconnaissance des défis surmontés, des leçons apprises et du parcours accompli. Cette thèse n'est pas seulement le fruit de mes efforts intellectuels, mais aussi une exploration personnelle, un voyage introspectif qui a façonné ma compréhension du monde et de moi-même.

Merci à tous ceux qui ont contribué à rendre cette réalisation possible. Que cette thèse soit dédiée à l'amour, à l'amitié, à la famille, et à la persévérance personnelle.

Med Abdelraouf MORSLI

Résumé

Le processus de creusement de tunnels en milieu urbain constitue un domaine d'étude complexe, avec des implications majeures pour la stabilité des infrastructures souterraines. Cette recherche se concentre sur l'analyse de l'impact des paramètres géotechniques sur la stabilité des tunnels, en se basant sur une étude de cas du tunnel D17 du métro d'Alger.

L'objectif principal de cette recherche est d'explorer les interactions entre les caractéristiques géotechniques du sol et le comportement structural des tunnels. Pour mener à bien cette étude, une méthodologie précise et méthodique est appliquée, impliquant une modélisation numérique avancée réalisée à l'aide du logiciel spécialisé Géo 5. L'accent est mis sur la compréhension des mécanismes complexes à l'œuvre lors du processus de creusement et de l'interaction entre les conditions géotechniques et les choix de conception.

L'analyse approfondie du tunnel D17 révèle les défis spécifiques posés par les conditions géologiques et géotechniques rencontrées lors de la construction en milieu urbain. Cette analyse permet de développer un cadre conceptuel permettant de mieux appréhender la dynamique complexe entre les processus de construction et les caractéristiques du sous-sol.

Les résultats obtenus mettent en évidence des changements significatifs dans le comportement du sol induits par le creusement du tunnel, notamment des redistributions de contraintes, des mouvements souterrains et des déformations observables en surface. Ces résultats soulignent l'importance d'une analyse approfondie des paramètres géotechniques dans la conception et la réalisation des tunnels urbains, offrant ainsi des perspectives précieuses pour l'amélioration des pratiques de conception et de construction dans le domaine des infrastructures souterraines.

Mots clés : Ouvrages souterrains, Paramètres géotechniques, Tunnel D17, Métro d'Alger, Mouvements souterrains, Modélisation numérique, Stabilité, Géo 5.

Abstract

The process of tunnel excavation in urban environments constitutes a complex field of study, with significant implications for the stability of underground infrastructures. This research focuses on analyzing the impact of geotechnical parameters on tunnel stability, based on a case study of the D17 tunnel in the Algiers metro system.

The main objective of this research is to explore the interactions between soil geotechnical characteristics and the structural behavior of tunnels. To accomplish this study, a precise and methodical methodology is applied, involving advanced numerical modeling conducted using the specialized software Geo 5. Emphasis is placed on understanding the complex mechanisms at work during the excavation process and the interaction between geotechnical conditions and design choices.

The in-depth analysis of the D17 tunnel reveals specific challenges posed by geological and geotechnical conditions encountered during urban construction. This analysis allows for the development of a conceptual framework to better understand the complex dynamics between construction processes and subsurface characteristics.

The obtained results highlight significant changes in soil behavior induced by tunnel excavation, including stress redistributions, underground movements, and observable surface deformations. These findings underscore the importance of a thorough analysis of geotechnical parameters in the design and construction of urban tunnels, thus offering valuable insights for improving design and construction practices in the field of underground infrastructure.

Keywords: Underground structures, Geotechnical parameters, D17 tunnel, Algiers metro, Underground movements, Numerical modeling, Stability, Geo 5.

ملخص

عملية حفر الأنفاق في البيئات الحضرية تشكل مجال دراسة معقدًا، مع تأثيرات كبيرة على استقرار البنى التحتية تحت الأرض. تركز هذه البحث على تحليل تأثير المعلومات الجيوتقنية على استقرار الأنفاق، بناءً على دراسة حالة لنفق D17 في نظام مترو الجزائر.

الهدف الرئيسي من هذا البحث هو استكشاف التفاعلات بين خصائص التربة الجيوتقنية والسلوك الهيكلي للأنفاق. لتحقيق هذه الدراسة، يتم تطبيق منهجية دقيقة ومنهجية، تشمل نمذجة رقمية متقدمة تم إجراؤها باستخدام البرنامج المتخصص GéO5. يتم التركيز على فهم الآليات المعقدة التي تعمل خلال عملية الحفر والتفاعل بين الظروف الجيوتقنية واختيارات التصميم.

تكشف التحليل المعمق لنفق D17 عن التحديات الخاصة المطروحة من قبل الظروف الجيولوجية والجيوتقنية التي واجهتها أثناء البناء الحضري. يسمح هذا التحليل بتطوير إطار مفاهيمي لفهم أفضل للديناميات المعقدة بين عمليات البناء والخصائص الجوفية.

تسلط النتائج المحصل عليها الضوء على التغييرات الكبيرة في سلوك التربة الناتجة عن حفر النفق، بما في ذلك إعادة توزيع الضغوط، والحركات تحت الأرض، والتشوهات المرئية على السطح. تؤكد هذه النتائج أهمية التحليل الدقيق للمعلومات الجيوتقنية في تصميم وبناء الأنفاق الحضرية، مما يقدم رؤى قيمة لتحسين الممارسات التصميمية والبنائية في مجال البنية التحتية تحت الأرض.

الكلمات المفتاحية: الهياكل السفلية، المعلومات الجيوتقنية، نفق D17، مترو الجزائر، الحركات تحت الأرض، النمذجة الرقمية، الاستقرار، GéO 5.

TABLES DES MATIERES

Remerciement

Dédicace

Résumé

Abstract

ملخص

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale 1

Chapitre 01 : *Mouvements et techniques de soutènement dans le creusement des tunnels*

1.1. Introduction	4
1.2. Description générale des mouvements du sol	4
1.2.1. Diffusion des déplacements en direction de la surface	6
1.2.2. Les déplacements horizontaux	9
1.2.3. Déplacement à travers une coupe transversale lors du creusement	9
1.2.4. Déplacement à travers une coupe longitudinale lors du creusement	12
1.3. Modélisation physique	13
1.4. Méthodes empiriques ou semi-empiriques	14
1.4.1. Tassement dans le profil en travers (tassement vertical)	14
1.4.2. Tassement dans le profil en long (tassement horizontal)	20
1.5. Méthode analytique	21
1.5.1. Méthode convergence confinement	23
1.6. Méthode numérique	24
1.6.1. La méthode des éléments finis (MEF), la méthode des différences finies (MDF) et la méthode des éléments distincts (MED)	25
1.6.2. Approche 2D et 3D	28
1.7. Techniques de soutènement dans le creusement des tunnels	29
1.7.1. Description des méthodes	29
1.7.2. Les fonctions du soutènement	30

1.7.3. Pré-soutènement	30
1.7.4. Soutènement provisoire	31
1.7.5. Soutènement définitif	34
1.8. Conclusion	36

Chapitre 02 : Contexte du tunnel Métro d'Alger

2.1. Introduction	38
2.2. Description du projet	38
2.2.1. Présentation générale du projet de l'extention du Métro d'Alger	38
2.2.2. Technique de creusement adoptée	41
2.2.3. Phases de construction du tunnel	42
2.2.4. Méthodes d'excavation	42
2.2.5. Cycles de travail	43
2.2.6. Machines constructives	44
2.3. Section étudiée	45
2.4. Reconnaissance géotechnique	47
2.4.1. Essais in situ pour l'étude géotechnique du tunnel D17	48
2.4.1.1. Sondages carottés : exploration en profondeur du sous-sol du tunnel d17	50
2.4.1.2. Essai de pénétration au carottier (SPT)	51
2.4.1.3. L'essai pressiométrique	53
2.4.2. Essai en laboratoire pour l'étude géotechnique du tunnel D17	54
2.4.2.1. Teneur en eau	54
2.4.2.2. Masse volumique des particules solides des sols - méthode du pycnomètre à eau	58
2.4.2.3. Détermination de la masse volumique des sols secs et humides	61
2.4.2.4. Analyse granulométrique	64
2.4.2.5. La détermination des limites d'Atterberg	69
2.4.2.6. Essai de cisaillement à la boîte	72
2.4.2.7. L'essai œdométrique	74
2.4.2.8. Analyse chimique du sol	78
2.5. Unités géotechniques	81
2.6. Conclusion	82

Chapitre 03 : Influence des paramètres géotechnique sur la stabilité de l'ouvrage

3.1. Introduction	85
3.2. Modélisation numérique	85
3.2.1. Présentation du code de calcul	85
3.2.2. Pré résolution et résolution	86
3.2.3. Dimension et densité de maillage du modèle	87
3.3. Modèle de comportement du sol adopté	87
3.4. Modélisation de l'ouvrage	88
3.4.1. Influence du module de Young (E)	89
3.4.2. Influence du coefficient de Poisson (ν)	93
3.4.3. Influence de la cohésion (c)	98
3.4.4. Influence de l'angle de frottement interne (ϕ)	103
3.4.5. Influence de l'angle de dilatance (Ψ)	108
3.5. Conclusion	111
Conclusion générale	113
Références bibliographiques	115
Annexes	124

Liste des figures

Chapitre 01

Figure 1.1 : Déformations des sols et tassements de surface pendant le creusement d'un tunnel peu profond (Serratrice & Magnan [2002]).	5
Figure 1.2 : Mouvement liées au processus de creusement d'un tunnel (Leblais [1995]).	5
Figure 1.3 : Mécanisme de transmission des déplacements (Pantet [1991]) a : primaire b : secondaire.	6
Figure 1.4 : Hypothèses de chargement (Roisin [1995]).	7
Figure 1.5 : Situation de rupture en silo (Roisin [1995]).	7
Figure 1.6 : Les manifestations de l'effet de voûte (Lunardi [1997]).	8
Figure 1.7 : Déformations inclinométriques : a. Bernat [1996] b. Ollier [1997].	9
Figure 1.8 : Déplacements générés par le creusement du tunnel (Cording [1977]).	10
Figure 1.9 : Déformations de distortion et volumiques (Cording [1977]).	10
Figure 1.10 : Répartition des déplacements de (Cording [1977]).	11
Figure 1.11 : Mouvements de sol consécutif à une perte de volume (Uriel [1989]).	12
Figure 1.12 : Cuvette tridimensionnelle de tassement (Attwell [1986]).	12
Figure 1.13 : Evolution du tassement de la surface du sol pendant le creusement (Hanya [1977]).	13
Figure 1.14 : Profil gaussien de la cuvette de tassement (Peck [1969]).	15
Figure 1.15 : Abaque de Peck [1969].	16
Figure 1.16 : i en fonction de H et du rayon R (Attewell [1977]).	16
Figure 1.17 : Relation entre $\tan\beta$ et H/D (Kanji [1979]).	17
Figure 1.18 : Cuvette de tassement en profondeur (Mair [1993]).	18
Figure 1.19 : Principe de la méthode des cuvettes instantanées (Serratrice [2002]).	21
Figure 1.20 : Variation du taux de déconfinement en fonction de la distance au front de taille (Panet [1991]).	24
Figure 1.21 : Vue schématique de la voûte parapluie (Hoek E [2001]).	31
Figure 1.22 : Différents types de boulons d'ancrage (CETU [1998]).	33
Figure 1.23 : Types de cintres (CETU [1998]).	35
Figure 1.24 : Vue schématique d'un voussoir préfabriqué (CETU [1998]).	35

Chapitre 02

Figure 2.1 : Le tracé du tronçon du Métro d'Alger Phase 2 (COSIDER [2020]).	39
Figure 2.2 : Situation géographique de Baraki.	46
Figure 2.3 : Position du tronçon D17.	46
Figure 2.4 : Situation géographique de la zone d'étude.	47
Figure 2.5 : Classification triangulaire des sols fins (Degoutte et Royet [2005]).	65

Chapitre 03

Figure 3.1 : Profil des déformations selon l'axe X pour le module de Young $E=25$ MPa.	89
Figure 3.2 : Profil des déformations selon l'axe Y pour le module de Young $E=25$ MPa.	90
Figure 3.3 : Profil des déformations selon l'axe X pour le module de Young $E=15$ MPa.	90
Figure 3.4 : Profil des déformations selon l'axe Y pour le module de Young $E=15$ MPa.	90
Figure 3.5 : Comparaison des tassements pour les modules de Young $E=20$ MPa (référence), $E=25$ MPa, et $E=15$ MPa.	91
Figure 3.6 : Distribution des contraintes selon l'axe X pour le module de Young $E=25$ MPa.	92
Figure 3.7 : Distribution des contraintes selon l'axe Y pour le module de Young $E=25$ MPa.	92
Figure 3.8 : Distribution des contraintes selon l'axe X pour le module de Young $E=15$ MPa.	92
Figure 3.9 : Distribution des contraintes selon l'axe Y pour le module de Young $E=15$ MPa.	93
Figure 3.10 : Profil des déformations selon l'axe X pour le coefficient de Poisson $\nu = 0.35$.	94
Figure 3.11 : Profil des déformations selon l'axe Y pour le coefficient de Poisson $\nu = 0.35$.	94
Figure 3.12 : Profil des déformations selon l'axe X pour le coefficient de Poisson $\nu = 0.25$.	95
Figure 3.13 : Profil des déformations selon l'axe Y pour le coefficient de Poisson $\nu = 0.25$.	95
Figure 3.14 : Comparaison des tassements pour les coefficients de Poisson $\nu = 0.30$ (réf), $\nu = 0.35$, et $\nu = 0.25$.	96
Figure 3.15 : Distribution des contraintes selon l'axe X pour le coefficient de Poisson $\nu = 0.35$.	96
Figure 3.16 : Distribution des contraintes selon l'axe Y pour le coefficient de Poisson $\nu = 0.35$.	97
Figure 3.17 : Distribution des contraintes selon l'axe X pour le coefficient de Poisson $\nu = 0.25$.	97
Figure 3.18 : Distribution des contraintes selon l'axe Y pour le coefficient de Poisson $\nu = 0.25$.	97
Figure 3.19 : Comparaison des tassements pour les coefficients de Poisson $c=40$ kPa (réf), $c=45$ kPa, et $c=35$ kPa.	99
Figure 3.20 : Profil des déformations selon l'axe X pour la cohésion $c = 45$ kPa.	99
Figure 3.21 : Profil des déformations selon l'axe Y pour la cohésion $c = 45$ kPa.	100
Figure 3.22 : Distribution des contraintes selon l'axe X pour la cohésion $c = 35$ kPa.	100
Figure 3.23 : Distribution des contraintes selon l'axe Y pour la cohésion $c = 35$ kPa.	100
Figure 3.24 : Distribution des contraintes selon l'axe X pour la cohésion $c = 45$ kPa.	101
Figure 3.25 : Distribution des contraintes selon l'axe Y pour la cohésion $c = 45$ kPa.	101
Figure 3.26 : Distribution des contraintes selon l'axe X pour la cohésion $c = 35$ kPa.	102
Figure 3.27 : Distribution des contraintes selon l'axe Y pour la cohésion $c = 35$ kPa.	102
Figure 3.28 : Comparaison des tassements pour les différents angles $\phi = 25^\circ$ (réf), $\phi = 30^\circ$, et $\phi = 20^\circ$.	103
Figure 3.29 : Profil des déformations selon l'axe X pour l'angle de frottement interne $\phi = 30^\circ$.	104
Figure 3.30 : Profil des déformations selon l'axe Y pour l'angle de frottement interne $\phi = 30^\circ$.	104

Figure 3.31 : Profil des déformations selon l'axe X pour l'angle de frottement interne $\phi = 20^\circ$.	104
Figure 3.32 : Profil des déformations selon l'axe Y pour l'angle de frottement interne $\phi = 20^\circ$.	105
Figure 3.33 : Distribution des contraintes selon l'axe X pour l'angle de frottement interne $\phi = 30^\circ$.	106
Figure 3.34 : Distribution des contraintes selon l'axe Y pour l'angle de frottement interne $\phi = 30^\circ$.	106
Figure 3.35 : Distribution des contraintes selon l'axe X pour l'angle de frottement interne $\phi = 20^\circ$.	106
Figure 3.36 : Distribution des contraintes selon l'axe Y pour l'angle de frottement interne $\phi = 20^\circ$.	107
Figure 3.37 : Comparaison des tassements pour les différents angles $\Psi = 0.00^\circ$ (réf) et $\Psi = 10^\circ$.	108
Figure 3.38 : Profil des déformations selon l'axe X pour l'angle de dilatance $\Psi = 10^\circ$.	109
Figure 3.39 : Profil des déformations selon l'axe Y pour l'angle de dilatance $\Psi = 10^\circ$.	109
Figure 3.40 : Distribution des contraintes selon l'axe X pour l'angle de dilatance $\Psi = 10^\circ$.	110
Figure 3.41 : Distribution des contraintes selon l'axe Y pour l'angle de dilatance $\Psi = 10^\circ$.	110

Liste des tableaux

Chapitre 01

Tableau 1.1 : Relations empiriques permettant la détermination du point d'inflexion.	15
Tableau 1.2 : Relations empiriques permettant l'estimation de S_{max} .	19
Tableau 1.3 : Relations empiriques permettant l'estimation de $S_{max} / S_{clé}$.	19

Chapitre 02

Tableau 2.1 : Investigations géotechniques disponibles de section D17 (COSIDER [2020]).	50
Tableau 2.2 : Résistance au cisaillement non drainé pour sols cohérents selon leur valeur du N_{SPT} (Peck [1974]).	52
Tableau 2.3 : Corrélation entre le nombre de coups SPT et l'état du sol non cohérent (Fang [1991]).	52
Tableau 2.4 : Résultats de l'essai de teneur en eau (sondage carotté n°18).	55
Tableau 2.5 : Résultats de l'essai de teneur en eau (sondage carotté n°19).	55
Tableau 2.6 : Résultats de l'essai de teneur en eau (sondage carotté n°20).	55
Tableau 2.7 : Résultats de l'essai de teneur en eau (sondage carotté n°21).	56
Tableau 2.8 : Résultats de l'essai de teneur en eau (sondage carotté n°22).	56
Tableau 2.9 : Résultats de l'essai de teneur en eau (sondage carotté n°23).	56
Tableau 2.10 : Résultats de l'essai de teneur en eau (sondage carotté n°24).	57
Tableau 2.11 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des particules solides des sols (sondage carotté n°18).	59
Tableau 2.12 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des particules solides des sols (sondage carotté n°19).	59
Tableau 2.13 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des particules solides des sols (sondage carotté n°20).	59
Tableau 2.14 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des particules solides des sols (sondage carotté n°21).	59
Tableau 2.15 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des particules solides des sols (sondage carotté n°22).	60
Tableau 2.16 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des particules solides des sols (sondage carotté n°23).	60
Tableau 2.17 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des particules solides des sols (sondage carotté n°24).	60
Tableau 2.18 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des sols secs et humides (sondage carotté n°18).	62

Tableau 2.19 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des sols secs et humides (sondage carotté n°19).	62
Tableau 2.20 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des sols secs et humides (sondage carotté n°20).	62
Tableau 2.21 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des sols secs et humides (sondage carotté n°21).	63
Tableau 2.22 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des sols secs et humides (sondage carotté n°22).	63
Tableau 2.23 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des sols secs et humides (sondage carotté n°23).	63
Tableau 2.24 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des sols secs et humides (sondage carotté n°24).	64
Tableau 2.25 : Résultats d'analyse granulométrique effectuée pour le SC 18.	66
Tableau 2.26 : Résultats d'analyse granulométrique effectuée pour le SC 19.	66
Tableau 2.27 : Résultats d'analyse granulométrique effectuée pour le SC 20.	67
Tableau 2.28 : Résultats d'analyse granulométrique effectuée pour le SC 21.	67
Tableau 2.29 : Résultats d'analyse granulométrique effectuée pour le SC 22.	68
Tableau 2.30 : Résultats d'analyse granulométrique effectuée pour le SC 23.	68
Tableau 2.31 : Résultats d'analyse granulométrique effectuée pour le SC 24.	69
Tableau 2.32 : Résultats d'essais de limites d'Atterberg (SC 18).	70
Tableau 2.33 : Résultats d'essais de limites d'Atterberg (SC 19).	70
Tableau 2.34 : Résultats d'essais de limites d'Atterberg (SC 20).	71
Tableau 2.35 : Résultats d'essais de limites d'Atterberg (SC 21).	71
Tableau 2.36 : Résultats d'essais de limites d'Atterberg (SC 22).	71
Tableau 2.37 : Résultats d'essais de limites d'Atterberg (SC 23).	71
Tableau 2.38 : Résultats d'essais de limites d'Atterberg (SC 24).	71
Tableau 2.39 : Résultats de cisaillement à la boîte SC 18.	73
Tableau 2.40 : Résultats de cisaillement à la boîte SC 19.	73
Tableau 2.41 : Résultats de cisaillement à la boîte SC 20.	73
Tableau 2.42 : Résultats de cisaillement à la boîte SC 21.	73
Tableau 2.43 : Résultats de cisaillement à la boîte SC 22.	74
Tableau 2.44 : Résultats de cisaillement à la boîte SC 23.	74
Tableau 2.45 : Résultats de cisaillement à la boîte SC 24.	74
Tableau 2.46 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 18).	76
Tableau 2.47 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 19).	76
Tableau 2.48 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 20).	76

Tableau 2.49 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 22).	77
Tableau 2.50 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 23).	77
Tableau 2.51 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 24).	77
Tableau 2.52 : Résultats de l'analyse chimique du sol (SC 18).	79
Tableau 2.53 : Résultats de l'analyse chimique du sol (SC 19).	79
Tableau 2.54 : Résultats de l'analyse chimique du sol (SC 20).	79
Tableau 2.55 : Résultats de l'analyse chimique du sol (SC 21).	80
Tableau 2.56 : Résultats de l'analyse chimique du sol (SC 22).	80
Tableau 2.57 : Résultats de l'analyse chimique du sol (SC 23).	80
Tableau 2.58 : Résultats de l'analyse chimique du sol (SC 24).	81

Introduction générale

L'urbanisation croissante à l'échelle mondiale a engendré une demande insatiable pour des infrastructures de transport efficaces, avec un accent particulier sur les ouvrages souterrains tels que les tunnels. Ces réalisations d'ingénierie offrent des solutions élégantes pour surmonter les défis de la congestion urbaine, procurant des voies de communication fluides et préservant l'intégrité esthétique des cités. Toutefois, plonger dans les profondeurs du sol urbain pour ériger de tels ouvrages n'est pas une opération exempte de défis et de risques. C'est dans ce contexte exigeant que s'inscrit notre quête de compréhension, à travers d'une thèse dédiée à l'étude approfondie de l'influence des paramètres géotechniques sur la stabilité d'ouvrages souterrains, avec le tunnel du Métro d'Alger en toile de fond.

Notre problème réside dans la complexité de prédire et de gérer les interactions entre les paramètres géotechniques et les infrastructures souterraines. Les tunnels urbains, par leur nature même, posent des défis uniques liés à la proximité des infrastructures existantes, la gestion des eaux souterraines, et les impacts potentiels sur les structures avoisinantes. La stabilité des ouvrages souterrains dépend en grande partie de la capacité à comprendre et à modéliser les mouvements du sol, les déformations et les tassements induits par le creusement. Cette thèse cherche donc à répondre à la question suivante : comment les différents paramètres géotechniques influencent-ils la stabilité des tunnels, et comment peut-on optimiser la conception et la construction pour minimiser les risques associés ?

L'essor des ouvrages souterrains est indissociable de la nécessité de rationaliser le transport dans des métropoles en perpétuelle expansion. Les avantages, qu'ils soient économiques, environnementaux ou liés à la mobilité, ont positionné ces tunnels comme des pièces maîtresses du secteur urbain contemporain. Cependant, la construction en milieu urbain n'est pas sans risques, et les tunnels, par leur nature même, suscitent des préoccupations spécifiques.

L'intégration d'ouvrages souterrains dans le tissu urbain expose les projets à des défis complexes. La proximité des infrastructures existantes, la gestion des eaux souterraines, et les impacts potentiels sur les structures avoisinantes nécessitent une compréhension approfondie des réponses géotechniques du sol. Les mouvements du sol, les déformations et les tassements résultant du creusement des tunnels sont autant de paramètres cruciaux qui exigent une analyse méticuleuse pour garantir la stabilité et la sécurité des ouvrages.

Ainsi, cette thèse s'engage à explorer les rouages complexes de la géotechnique urbaine, en mettant en lumière la corrélation intime entre les paramètres géotechniques et la stabilité des ouvrages souterrains. Le tunnel du Métro d'Alger, en tant que projet emblématique, offre une plateforme idéale pour sonder ces intrications. La méthodologie adoptée comprend plusieurs étapes clés :

1. Revue de la littérature : Une exploration détaillée des travaux existants sur les mouvements du sol induits par le creusement de tunnels, les différentes méthodologies de modélisation physique, les approches empiriques et analytiques, ainsi que les méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis (MEF) et des différences finies (MDF).

2. Étude des caractéristiques géotechniques : Une analyse approfondie des propriétés géotechniques du site d'étude, incluant les sondages carottés, les essais pressiométriques, et les analyses en laboratoire pour caractériser les paramètres géotechniques du sol.

3. Modélisation numérique : L'application de techniques de modélisation numérique avancées, réalisées à l'aide du logiciel Géo 5. Cette étape comprend l'explication du code de calcul, les étapes de pré-résolution et résolution, et les caractéristiques du maillage. Le modèle de comportement du sol est détaillé, avant de passer à la modélisation de l'ouvrage.

4. Analyse paramétrique : Chaque paramètre géotechnique, tel que le module de Young (E), le coefficient de Poisson (ν), la cohésion (c), l'angle de frottement interne (ϕ), et l'angle de dilatance (Ψ), est examiné en termes de son influence sur les contraintes, les déformations, les tassements, et les facteurs de sécurité.

Les résultats obtenus mettront en évidence des changements significatifs dans le comportement du sol induits par le creusement du tunnel, notamment des redistributions de contraintes, des mouvements souterrains et des déformations observables en surface. Ces résultats souligneront l'importance cruciale d'une analyse approfondie des paramètres géotechniques dans la conception et la réalisation des tunnels urbains. L'objectif est de fournir des insights précieux pour optimiser les pratiques de conception et de construction des infrastructures souterraines, garantissant ainsi leur sécurité, leur durabilité, et leur efficacité dans un contexte d'urbanisation croissante.

Cette recherche apporte une contribution significative à la compréhension des interactions complexes entre les paramètres géotechniques et la stabilité des ouvrages souterrains. En scrutant chaque élément qui compose la toile complexe des ouvrages souterrains, cette thèse ambitionne de jeter une lumière éclairante sur la manière dont les ingénieurs géotechniciens peuvent optimiser leurs pratiques pour assurer la stabilité, la durabilité et la sécurité des tunnels, répondant ainsi aux impératifs d'une urbanisation toujours plus prononcée.

Chapitre 01

Mouvements et techniques
de soutènement dans le
creusement des tunnels

1.1. Introduction

Le creusement des tunnels représente une phase cruciale dans divers projets d'ingénierie, notamment la construction de réseaux de transport souterrains, de mines et d'autres infrastructures souterraines. Ce processus, bien que fondamental pour l'expansion des infrastructures modernes, comporte des défis considérables en raison des mouvements géologiques qu'il engendre et de la nécessité d'assurer la stabilité des ouvrages souterrains.

Les mouvements induits par le creusement des tunnels peuvent entraîner des modifications géométriques, des déformations, des affaissements et d'autres effets perturbateurs qui doivent être soigneusement surveillés et gérés pour garantir la sécurité et la stabilité des structures environnantes. Il est essentiel de comprendre les mécanismes géotechniques sous-jacents à ces mouvements et d'adopter des méthodes efficaces pour les surveiller et les atténuer.

Simultanément, les techniques de soutènement jouent un rôle crucial en offrant un support structurel aux excavations souterraines, en renforçant les parois des tunnels et en contrôlant les déformations induites par le creusement. Ces techniques visent à prévenir les effondrements et à protéger les travailleurs, tout en assurant la durabilité des ouvrages.

Dans ce chapitre, nous commencerons par explorer les principaux types de mouvements observés lors du creusement des tunnels, tels que l'affaissement de la roche environnante, la déformation de la voûte du tunnel, les glissements de terrain potentiels, les réajustements des contraintes et les écoulements d'eau indésirables. Nous analyserons les facteurs influençant ces mouvements et les méthodes de surveillance employées pour les évaluer, y compris les technologies avancées telles que les systèmes de surveillance en temps réel et les modèles numériques.

Ensuite, nous discuterons des techniques de soutènement utilisées pour renforcer et protéger les tunnels. Nous aborderons les soutènements passifs et actifs, en détaillant leurs principes de fonctionnement, leurs applications spécifiques, ainsi que leurs avantages et limitations. Nous examinerons également les critères de sélection des techniques de soutènement en fonction des caractéristiques géologiques, de la géométrie des tunnels, des contraintes préexistantes et des conditions environnementales.

Ce chapitre vise à fournir une compréhension approfondie des mouvements géotechniques induits par le creusement des tunnels et des techniques de soutènement employées pour assurer la stabilité et la sécurité des infrastructures souterraines. Cette analyse intégrée permettra de mieux appréhender les défis techniques et de développer des solutions efficaces pour les surmonter.

1.2. Description générale des mouvements du sol

Les mouvements de terrain sont une conséquence inévitable de l'excavation et de la construction d'un tunnel. L'excavation du tunnel provoque une relaxation des contraintes in situ, qui n'est que partiellement limitée par l'insertion du soutènement du tunnel. En effet, il n'est pas possible de créer instantanément un vide et de prévoir un garnissage infiniment rigide pour le combler exactement. Par conséquent, une certaine quantité de déformation du sol aura lieu à la profondeur du tunnel ; cela déclenchera une chaîne de mouvements, entraînant des tassements

à la surface du sol, qui deviennent plus importants avec la diminution de la profondeur du tunnel.

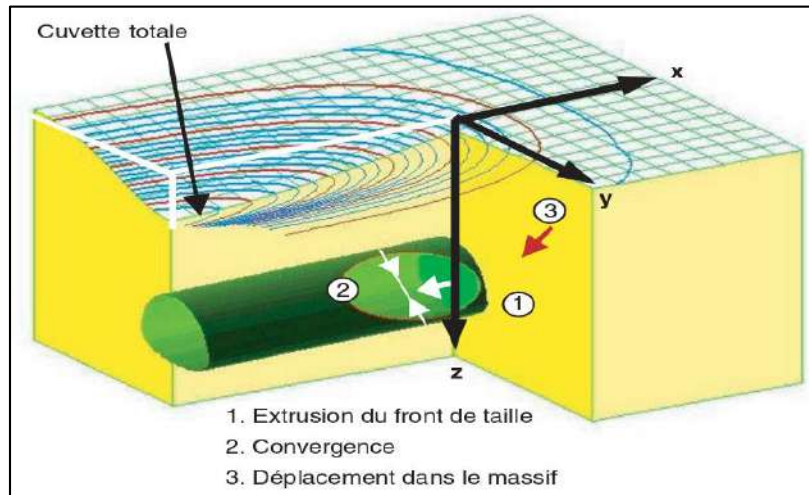


Figure 1.1 : Déformations des sols et tassements de surface pendant le creusement d'un tunnel peu profond (Serratrice & Magnan [2002]).

L'origine de ces tassements est complexe, et la relation entre les tassements en surface et la profondeur du tunnel est souvent difficile à établir, comme l'a souligné Leblais [1995] dans une recommandation du groupe de travail n°16 de l'AFTES. Les mouvements de surface sont en réalité le résultat d'une série de phénomènes qui se produisent simultanément à court terme, notamment :

- 1) Perte de sol à l'avant du front de taille lors de l'excavation.
- 2) Déplacement du sol vers les vides laissés par le bouclier ou la pelle mécanique pendant sa progression, ou vers la zone où le soutènement est installé en arrière du front de taille.
- 3) Déplacement du sol vers les vides latéraux créés par le bouclier, en particulier dans le cas de tunnels à trajectoire courbe.
- 4) Déformation du soutènement du tunnel nouvellement construit en raison de la pression exercée par le sol environnant.

La Figure 1.1 illustre ces mouvements autour de l'excavation pendant le processus de creusement.

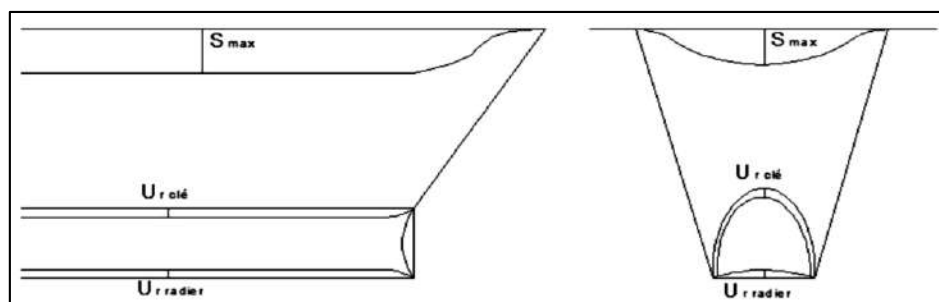


Figure 1.2 : Mouvement liées au processus de creusement d'un tunnel (Leblais [1995]).

1.2.1. Diffusion des déplacements en direction de la surface

La propagation des phénomènes initiés autour du tunnel vers la surface dépend du temps de réponse et de la hauteur de couverture, avec une vitesse presque constante pour un type de terrain donné (comme mentionné par Pantet [1991]). Par conséquent, on observe un décalage temporel et un amortissement entre les mouvements en profondeur et les déformations en surface. Cette tendance s'accroît à mesure que la hauteur de couverture augmente (dépassant un diamètre). Dans le cas de tunnels peu profonds, l'amortissement est tellement faible qu'une erreur lors du processus de creusement peut entraîner la rupture en bloc de toute la couverture, comme l'indique Chapeau [1991].

Selon les essais et les observations in situ, Pantet [1991] décrit la transmission des déplacements entre le tunnel et la surface en utilisant deux mécanismes : le mécanisme primaire et le mécanisme secondaire.

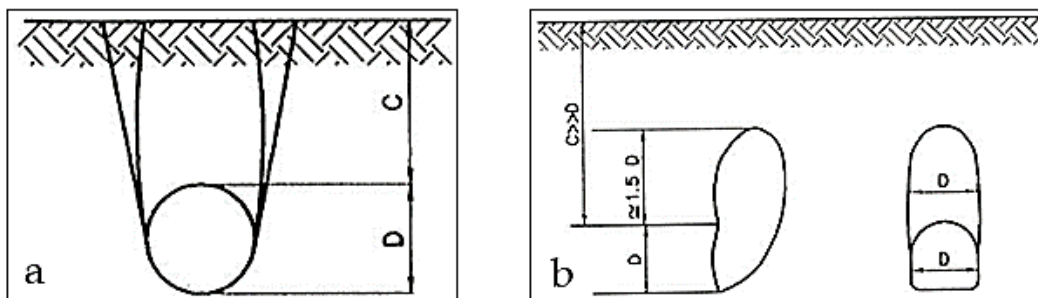


Figure 1.3 : Mécanisme de transmission des déplacements (Pantet [1991]) a : primaire
b : secondaire.

Lorsqu'un tunnel est creusé, un mécanisme primaire se produit. Il se caractérise par la formation d'une zone de terrain en déformation au-dessus du tunnel. Cette zone a une hauteur d'environ 1 à 1,5 fois le diamètre du tunnel et une largeur similaire au diamètre. Plus le tunnel est profond (rapport C/D , où C 'est la couverture et D est le diamètre du tunnel, est supérieur à 2,5), moins les effets du creusement sont transmis à la surface.

Le mécanisme secondaire peut se produire lorsque le tunnel est relativement proche de la surface (rapport $C/D < 2,5$) et que le confinement du front d'excavation n'est pas suffisant. Dans ce cas, on observe la formation d'un bloc de terrain rigide, similaire à ce que Chapeau [1991] a décrit.

Roisin [1995] identifie deux types de ruptures au-dessus d'un tunnel circulaire creusé au bouclier en fonction du rapport C/D :

- Si le rapport C/D atteint 1,5 à 2, il est possible que des voûtes de décharge se forment. Dans ce scénario, le tunnel est considéré comme profond, et la surface du sol reste relativement peu perturbée. La surface de rupture (qui prend la forme d'une parabole) est d'autant plus élevée lorsque le sol est moins résistant et que le diamètre du tunnel est plus important.
- Lorsque le tunnel est plus proche de la surface, on entre dans la configuration de rupture similaire à celle décrite par Terzaghi, appelée rupture en silo.

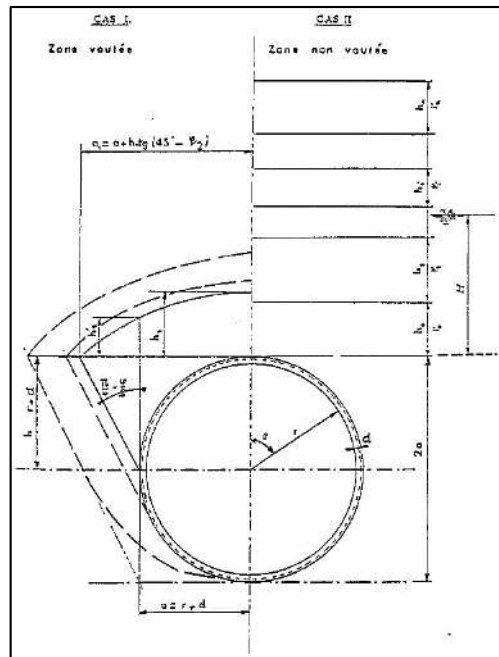


Figure 1.4 : Hypothèses de chargement (Roisin [1995]).

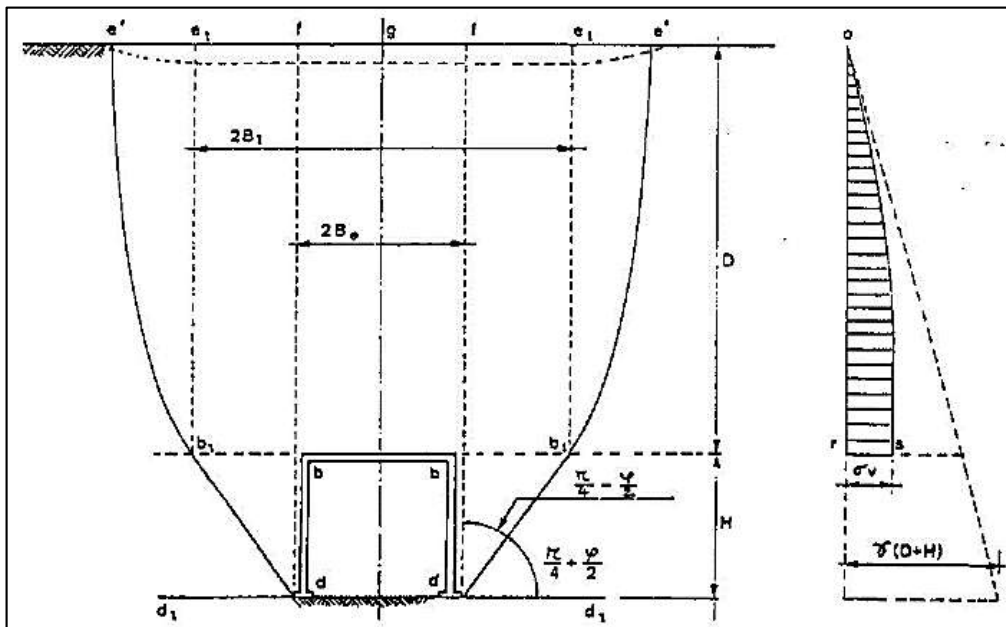


Figure 1.5 : Situation de rupture en silo (Roisin [1995]).

La notion d'effet de voûte est également abordée par Lunardi [1997], qui la décrit dans une section transversale de la manière suivante : lorsque la cavité d'un tunnel est ouverte, les contraintes préexistantes dans le massif sont déviées. C'est la canalisation du flux de ces contraintes autour de l'excavation qui donne naissance à l'effet de voûte. Lorsque cet effet de voûte se produit, il contribue à assurer la stabilité et la longévité des espaces vides dans le sous-sol. L'apparition de l'effet de voûte (voir Figure 1.6) dépend de l'état des contraintes dans le massif ainsi que des propriétés de résistance et de déformabilité du sol. Trois situations sont alors envisageables :

1. L'effet de voûte se produit à proximité du profil d'excavation lorsque le massif réagit de manière élastique avec peu de convergence.
2. L'effet de voûte se manifeste à distance du profil d'excavation lorsque des déformations non élastiques, généralement de nature plastique, se produisent, entraînant des convergences importantes, favorisant la formation de l'effet de voûte.
3. En fin, dans le dernier cas, l'effet de voûte ne se produit pas car le massif ne peut pas supporter les contraintes déviées, ce qui conduit à un effondrement de la cavité.

Le premier cas se produit lorsque le sol autour de la cavité supporte bien l'écoulement des contraintes déviées autour de la cavité, en répondant élastiquement en termes de résistance et de déformation.

Le deuxième cas se produit lorsque le sol autour de la cavité est incapable de supporter l'écoulement des contraintes déviées et réagit de manière anélastique, se plastifiant et se déformant en proportion du volume de sol impliqué dans le phénomène de plastification. Ce dernier, qui provoque souvent une augmentation du volume du sol affecté, se propage radialement et dévie le cheminement des contraintes vers l'extérieur dans la masse rocheuse jusqu'à ce que l'état de contrainte triaxial soit compatible avec les propriétés de résistance du sol. Dans cette situation, l'effet d'arc se forme loin des parois de l'excavation, et le sol autour de lui, qui a été perturbé, ne peut contribuer aux statistiques finales qu'avec sa propre résistance résiduelle et entraînera une déformation, souvent suffisante pour compromettre la sécurité de l'excavation.

Le troisième cas se produit lorsque le sol autour de la cavité est complètement incapable de supporter l'écoulement des contraintes déviées et réagit dans la plage de rupture en provoquant l'effondrement de la cavité.

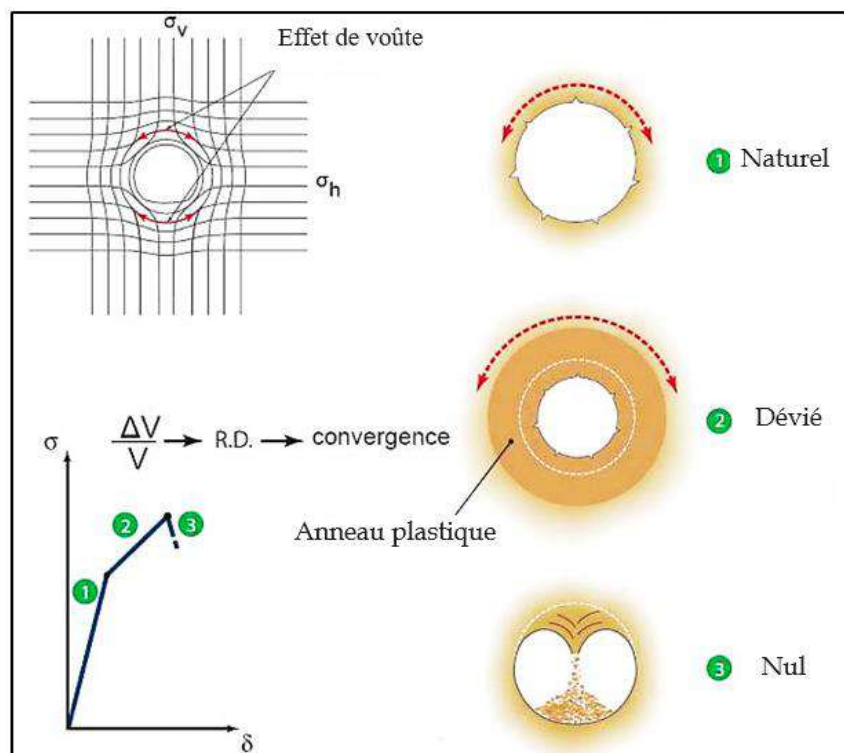


Figure 1.6 : Les manifestations de l'effet de voûte (Lunardi [1997]).

1.2.2. Les déplacements horizontaux

Les inclinomètres sont des instruments de mesure qui permettent d'évaluer les déplacements horizontaux du sol dans deux directions : transversale et longitudinale. En ce qui concerne les déformations inclinométriques transversales (voir Figure 1.7), elles présentent deux caractéristiques principales :

- Le sol situé en dessous du radier, la partie inférieure du tunnel, subit généralement peu de perturbations.
- En revanche, le sol en surface a tendance à converger vers le centre de la cuvette formée par les mouvements du terrain.

Cependant, il est important de noter quelques variations. Dans la première figure, basée sur les mesures présentées par Bernat [1996] on observe une convergence du sol vers les côtés du tunnel, tandis que dans la deuxième figure, on constate un refoulement du sol à ce niveau. Ollier [1997] a également observé une série de refoulements et de convergences dus aux différentes étapes de creusement du tunnelier à front pressurisé.

Quant aux déformations inclinométriques longitudinales (voir Figure 1.7 b), elles indiquent que le terrain en surface a généralement tendance à basculer vers l'arrière du centre de la cuvette, tandis que le sol situé devant la machine a tendance à pénétrer dans la galerie par le front de taille. Au fur et à mesure du creusement au bouclier, le terrain est déplacé vers l'avant.

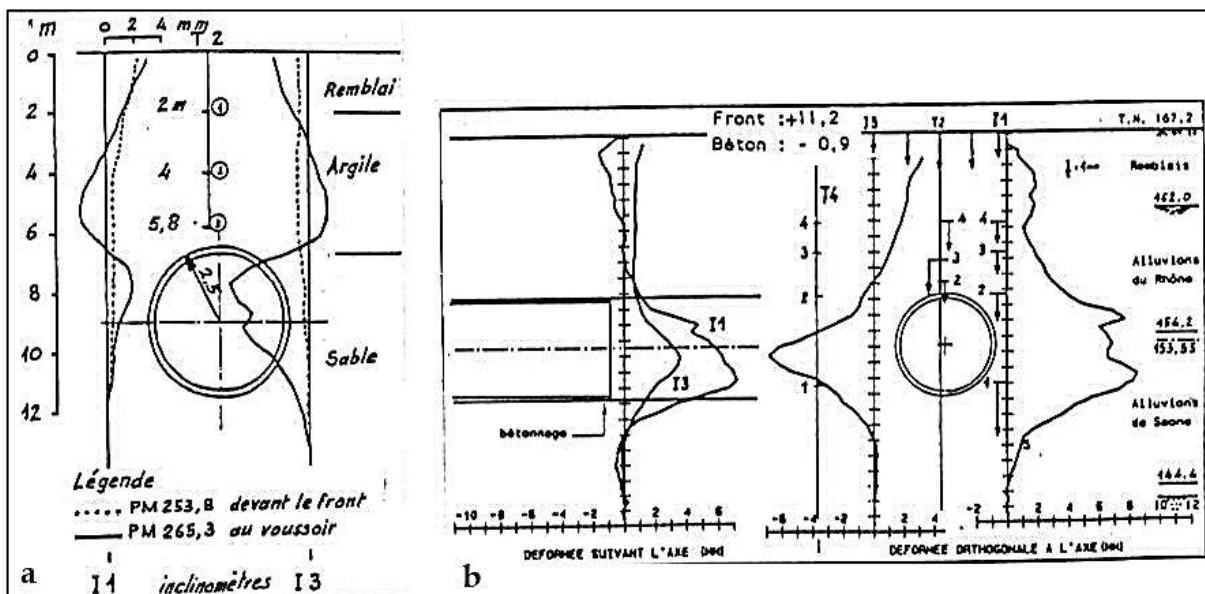


Figure 1.7 : Déformations inclinométriques : a. Bernat [1996] b. Ollier [1997].

1.2.3. Déplacement à travers une coupe transversale lors du creusement

Cording [1977] a élaboré une représentation des déplacements expérimentaux observés lors de la construction du métro bitube de Washington DC, traversant des matériaux granulaires, en utilisant des isovaleurs de distorsion (voir Figure 1.8) et des déformations volumiques (voir Figure 1.9).

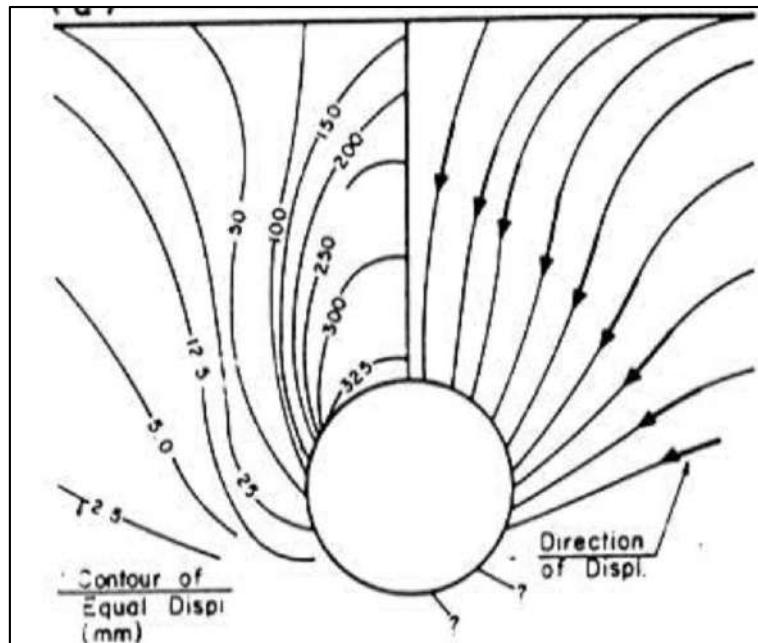


Figure 1.8 : Déplacements générés par le creusement du tunnel (Cording [1977]).

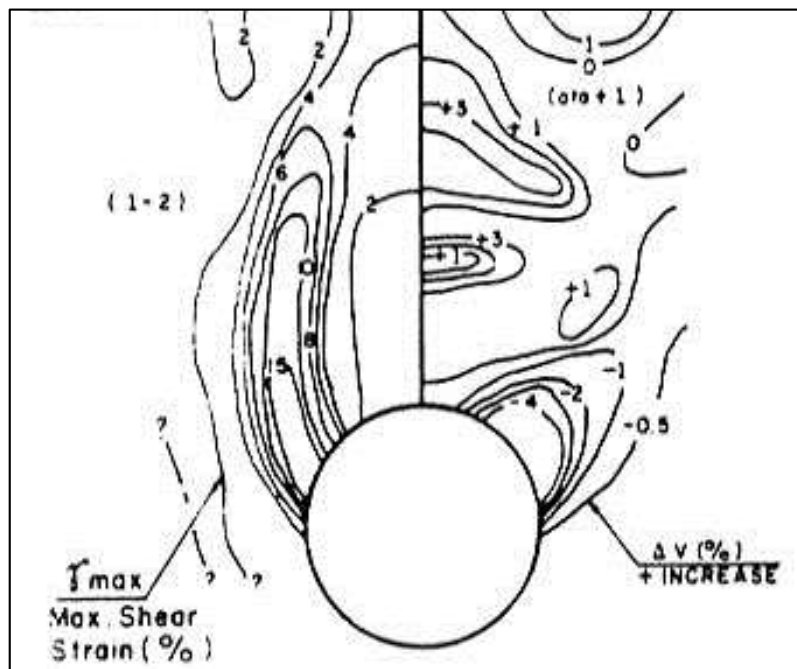


Figure 1.9 : Déformations de distortion et volumiques (Cording [1977]).

La Figure 1.8 met en évidence la symétrie de la cuvette de tassement, avec une augmentation maximale du déplacement vertical au-dessus de la clé du tunnel, tandis que le déplacement horizontal atteint son maximum en surface. Il est crucial de noter que si la couverture avait été insuffisante, cela aurait pu permettre aux lignes de cisaillement d'atteindre la surface, déclenchant potentiellement un phénomène de rupture en bloc.

De plus, des phénomènes supplémentaires ont été observés et sont présentés dans la figure 1.10 :

- En surface, des zones de compression se forment dans les deux zones latérales.

- Une zone décomprimée adopte la forme d'un dôme au-dessus de la clé du tunnel.
- Deux zones de distorsion maximale commencent à un angle de 45° et se propagent verticalement.
- Les reins du tunnel subissent un resserrement dû à la compression.

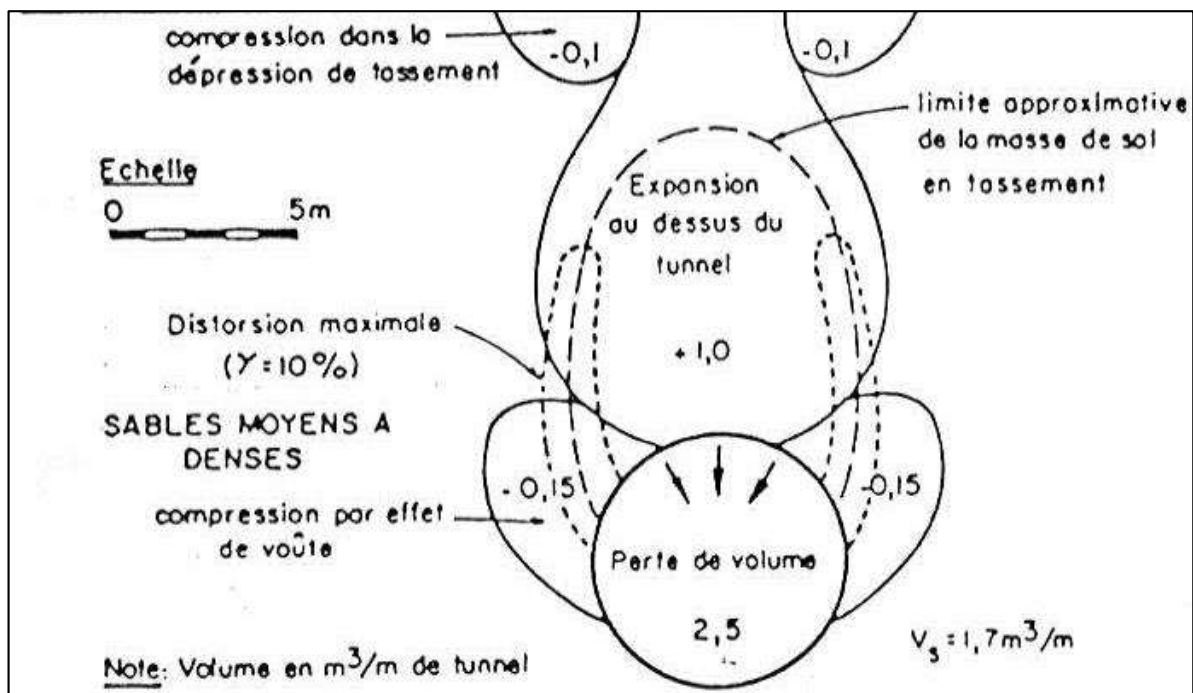


Figure 1.10 : Répartition des déplacements de (Cording [1977]).

Dans une étude menée par Chapeau [1991], des phénomènes similaires ont été observés sur un chantier situé à Villejust dans des conditions sableux.

Dans les environnements argileux, selon les observations de Mair [1982], les mouvements à court terme se produisent sans changement de volume et sont essentiellement de nature radiale par rapport au tunnel. Les zones de cisaillement maximal ne se manifestent pas, ce qui confirme les résultats obtenus à partir d'expériences sur des maquettes. La quantité de sol déplacée en surface est quasiment équivalente à la quantité de sol perdue au niveau du tunnel, comme mentionné par Cording [1977].

L'ampleur des déformations dépend à la fois de la nature du sol et des conditions de creusement, ce qui a un impact sur la perte de sol, notée V_t , et donc sur les affaissements en surface. Ces affaissements sont définis par un volume par mètre linéaire, noté V_s , qui correspond à la zone entre le niveau initial de la surface du sol et le profil de déformation. En général, pour les sols cohérents dans des conditions non drainées, V_s et V_t sont égaux car les déformations se produisent à volume constant. Cependant, pour les sols non cohérents, V_s peut être soit plus petit soit plus grand que V_t , en fonction de la survenue ou non d'une consolidation. D'après Roisin [1995], il est courant que V_t soit supérieur à V_s pour les sols pulvérulents, tandis que l'inverse est vrai pour les sols argileux.

La perte de sol, V_t , revêt une importance capitale dans la gestion et le suivi des mouvements du sol. Conformément à Uriel [1989] (voir Figure 1.11), aucune approche théorique ne permet de quantifier ce paramètre, à moins qu'elle ne soit en mesure de représenter l'ensemble des opérations constituant le processus de creusement.

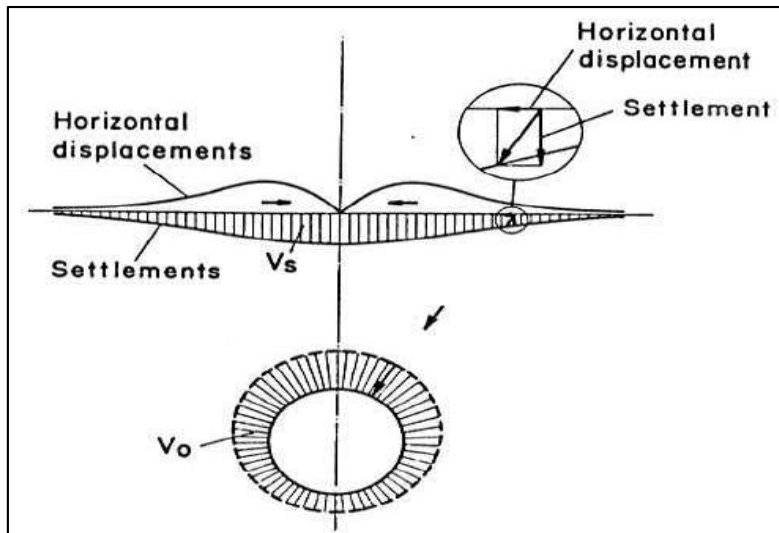


Figure 1.11 : Mouvements de sol consécutif à une perte de volume (Uriel [1989]).

1.2.4. Déplacement à travers une coupe longitudinale lors du creusement

Pour surveiller l'évolution de la déformation du sol due au creusement d'un tunnel au fur et à mesure que l'avancement du front de taille progresse, Attewell (1986) a développé une représentation tridimensionnelle, comme illustré dans la Figure 1.12, qui montre les variations de surface. Cette approche a également été adoptée par Leblais (1995).

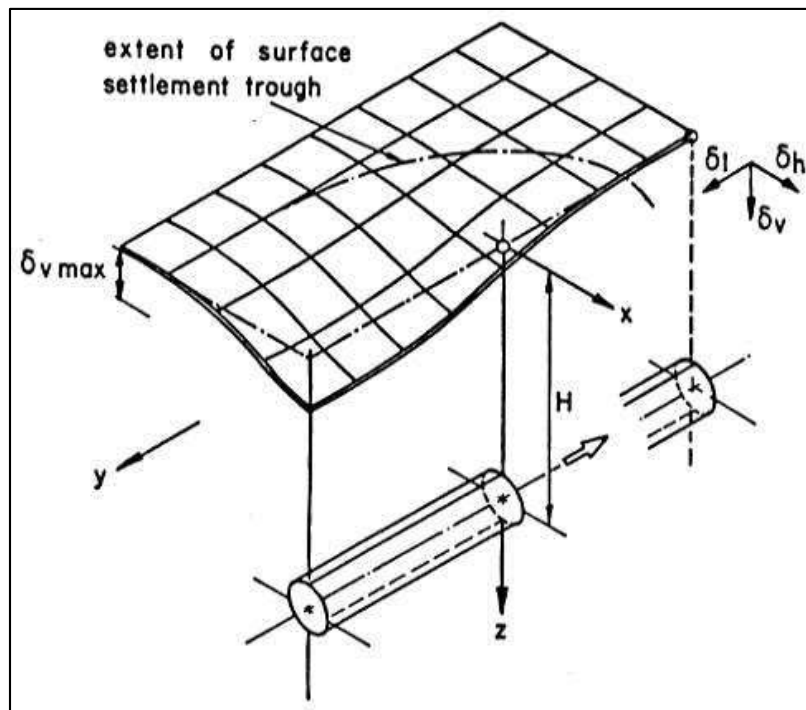


Figure 1.12 : Cuvette tridimensionnelle de tassement (Attewell [1986]).

Dans le plan vertical contenant l'axe du tunnel, le profil des déformations présente une forme distinctive, comme on peut le voir dans la Figure 1.13. Ce profil révèle un point d'inflexion correspondant à la pente maximale, qui se situe approximativement au niveau de la position du front de taille. Avant que le bouclier n'atteigne la section considérée, il y a peu de perturbations

de la surface du sol, voire même une légère élévation. Les déformations deviennent significatives lorsque le bouclier passe, et elles persistent pendant quelques jours après cette phase. La stabilisation de la déformation du sol prend d'autant plus de temps que le sol est cohérent et moins consolidé.

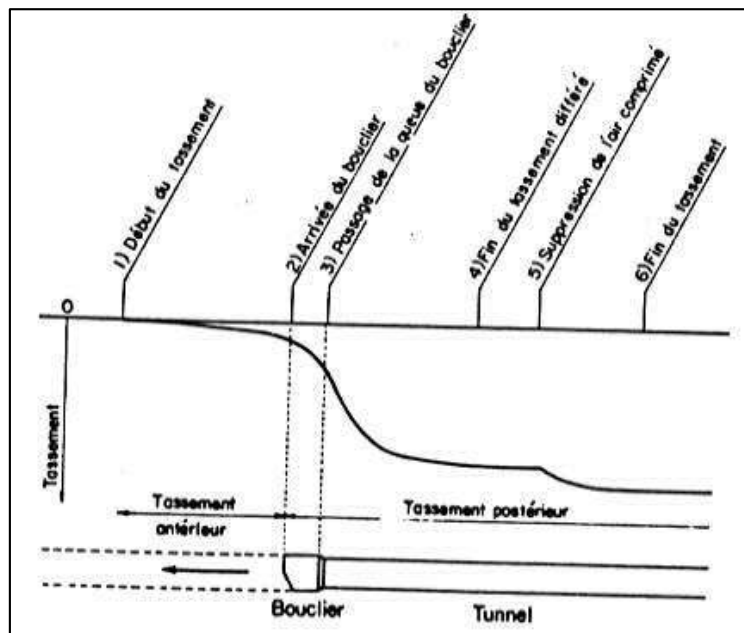


Figure 1.13 : Evolution du tassement de la surface du sol pendant le creusement (Hanya [1977]).

1.3. Modélisation physique

L'une des approches les plus efficaces pour étudier les processus liés à l'excavation de tunnels consiste à employer la modélisation physique. À travers le monde, des chercheurs (Meguid [2008] ; Marto [2015]) ont élaboré différentes techniques de modélisation pour aborder ces problématiques. La modélisation physique des tunnels englobe également la représentation du comportement déformatif du sol environnant, y compris les mécanismes de défaillance. Pour éclairer les facteurs qui influencent le comportement des tunnels souterrains, plusieurs séries de tests en laboratoire sur des modèles ont été élaborées. Les chercheurs se penchent sur la dynamique du sol ainsi que sur les mécanismes d'affaissement induits par l'excavation de tunnels dans divers types de substrats (Hajihassani [2014]).

Dans l'analyse et la prédiction du comportement d'une structure géotechnique souterraine, deux approches physiques sont envisageables : les essais en conditions réelles à grande échelle ou les modèles réduits. La seconde méthode, bien qu'elle simplifie la réalité, offre l'avantage de permettre une multiplication des essais, lesquels sont moins onéreux, plus rapides et reproductibles, et peuvent être menés jusqu'à la défaillance. Plusieurs chercheurs (Mandel [1962], Weber [1971], Garnier [2001]) ont néanmoins démontré que seule une augmentation de la force gravitationnelle et le respect des principes de similitude rendent possible le transfert des résultats obtenus sur le modèle réduit au contexte en taille réelle.

Dans une investigation menée par Mair [1979], une campagne expérimentale sur un modèle réduit en centrifugeuse a été entreprise pour évaluer la stabilité de la paroi frontale ainsi que les déplacements provoqués par l'excavation dans un sol pur. L'excavation fut simulée par la réduction de la pression d'air exercée au front. Parmi les constatations essentielles, il a été établi

que le phénomène de déformation semble davantage tributaire de la longueur du tunnel non doublé que de sa profondeur.

Des recherches entreprises par Chambon [1990] et Skiker [1995] au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) ont donné lieu à des essais sur des modèles réduits. Chambon a déduit qu'en sol pulvérulent sec, le diamètre de la galerie revêt un rôle critique dans la stabilité de la structure et que la stabilité du front de taille s'accroît à mesure que la densité du matériau excavé augmente. Skiker a mis en évidence que l'établissement d'une prévoûte contribue à atténuer les affaissements en surface.

En 1999, Rana Al Hallak a étudié l'influence de la technique de boulonnage sur le comportement de la masse au front de taille d'un tunnel peu profond dans un sol meuble, en réalisant divers essais sur un modèle réduit en centrifugeuse. La pression maximale de soutènement a été définie pour diverses configurations de boulonnage, en réduisant progressivement la pression frontale jusqu'à atteindre la rupture.

Les années qui ont suivi ont vu d'autres investigations menées par Kamata et Mashimo [2003], Shin et al [2007], Hisatake et Ohno [2008] et Juneja et al [2010], toujours en centrifugeuse, dans le but d'analyser l'impact des soutènements préliminaires (voûte parapluie et boulonnage frontal) sur la réaction du massif environnant.

1.4. Méthodes empiriques ou semi-empiriques

En règle générale, ces approches ont pour objectif principal d'estimer les affaissements en surface en se basant sur un nombre restreint de paramètres. Parmi ces paramètres figurent la profondeur du tunnel, son diamètre, la composition du sol environnant ainsi que la perte de volume ou la convergence engendrée par le processus d'excavation.

1.4.1. Tassement dans le profil en travers (tassement vertical)

La littérature recèle une base de données significative de mesures d'affaissements (Schmidt [1969], Peck [1969], Attewell [1977], Clough et Smith [1981], O'Reilly et New [1982], Rankin [1988]). Ces observations ont mis en évidence que la répartition transversale des affaissements en surface d'un tunnel peut être adéquatement modélisée à l'aide d'une courbe de Gauss. L'expression analytique de l'affaissement est la suivante :

$$S(x) = S_{max} \exp\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right) \quad \text{équation (1.1)}$$

Dans cette équation, la variable x désigne la distance du point en question par rapport à l'axe de l'excavation. S_{max} représente le tassement maximal, tandis que i correspond à l'abscisse du point d'inflexion de la courbe. La courbe d'affaissement est aussi définie par sa demi-largeur L_c , qui est calculée comme étant égale à 2,5 fois la valeur de i (voir figure 1.1), et par son volume total V_s , qui est équivalent à 2,5 fois le produit de i par S_{max} .

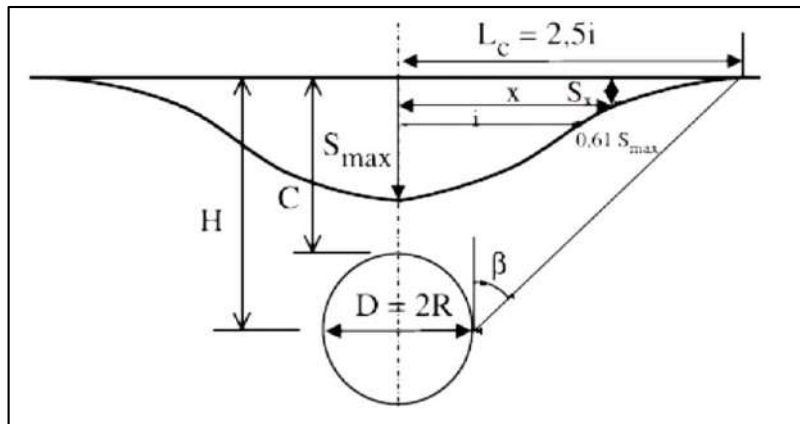


Figure 1.14 : profil gaussien de la cuvette de tassement (Peck [1969]).

Plusieurs corrélations empiriques ont été formulées par divers auteurs pour relier la valeur de "i" aux paramètres géométriques de la structure (C, D et H comme définis dans la figure 1.14), en tenant compte de la nature du sol (voir tableau 1.1). Ces différentes équations ont été présentées par Dias [1999] dans sa thèse.

Tableau 1.1 : Relations empiriques permettant la détermination du point d'inflexion.

Auteurs	Type de sol	Equation proposée
Attewel [1977]	argile	$i = 0.5 H$
Atkinson & Potts [1977]	sable lâche sans surcharge	$i = 0.25 (C + D)$
	sable dense avec surcharge	$i = 0.25 (1.5 C + D)$
Clough & Schmidt [1981]	argile	$i = 0.5 H^{0.8} D^{0.2}$
O'Reilly 1982	sols granulaires	$i = 0.25 H$ ou $i = 0.28 H - 0.1$
	sols argileux	$i = 0.5 H$ ou $i = 0.43 H + 1.1$
Oteo & Sagaseta [1982]	facteur correctif de 0.7 à 1.3 selon la nature du terrain	$i = 0.525 H - 0.42 R$
Sagaseta [1987]	argile	$i = 0.575 H$
Rankin [1987]	en première approximation	$i = 0.5 H$
Chapeau [1991]	argile	$i = 0.45 H$
	sable	$i = 0.2 H$
Mair & Taylor [1993]	sols argileux	$i = 0.175 H + 0.325 H (1 - h/H)$
Al Abram [1998]	Sol analogique	$i = 0.15 H + 0.5 H$

Il est effectivement essentiel de garder à l'esprit l'abaque de Peck [1969] (Figure 1.15), qui a été par la suite enrichi par différents auteurs, notamment Attewel, Clough et Smith (Figure 1.16).

Cependant, il est nécessaire d'utiliser cet abaque avec précaution, car l'angle β y est défini pour une cuvette de demi-largeur égale à $3i$ au lieu des $2,5i$ mentionnés précédemment. Cette variation dans la définition de la cuvette peut influencer les résultats, et il est donc important de la prendre en considération lors de son utilisation pour estimer les affaissements en surface.

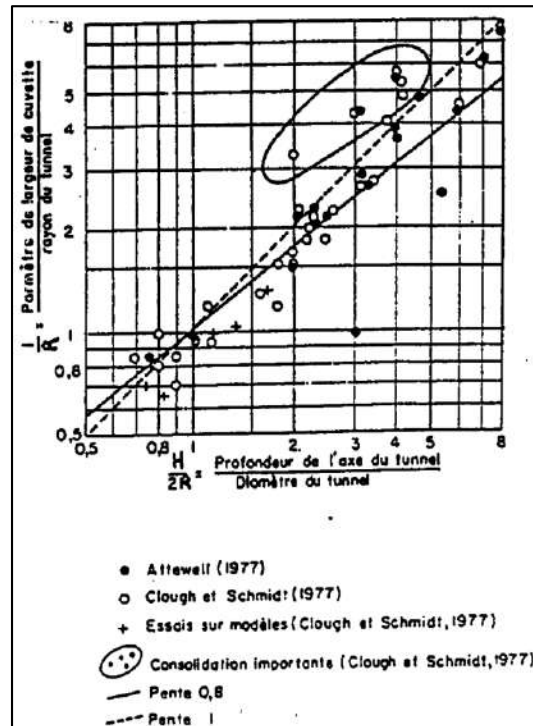


Figure 1.15 : Abaque de Peck [1969].

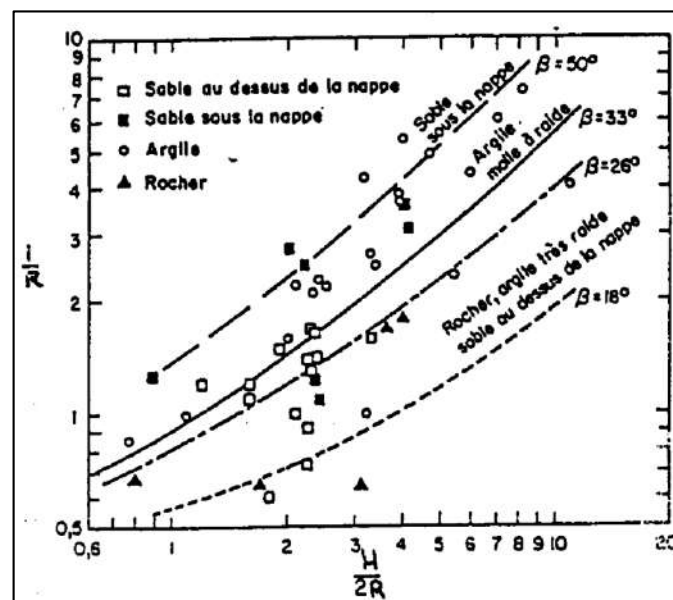


Figure 1.16 : i en fonction de H et du rayon R (Attewell [1977]).

Ces expressions semblent fournir des résultats similaires pour les cas examinés, mais leur application aux tunnels peu profonds comporte des risques. De plus, ces méthodes ne prennent pas en compte la méthode d'excavation utilisée.

La largeur de la cuvette de Gauss de Peck (1969) peut également être déterminée en fonction de l'angle d'ouverture β . La relation entre la demi-largeur de la cuvette et l'angle d'ouverture est formulée comme suit :

$$\tan \beta = \frac{L_C - R}{H} \quad \text{équation (1.2)}$$

Par conséquent, l'angle d'ouverture est influencé par la nature du sol et la profondeur du tunnel. L'abaque de Peck [1969] (Figure 1.15) tient compte de ces différents paramètres. De plus, Kanji [1979] propose également un abaque qui relie l'angle β à la profondeur relative du tunnel et au type de sol traversé (figure 1.17). Ces outils sont utiles pour évaluer les affaissements en surface en fonction de ces paramètres.

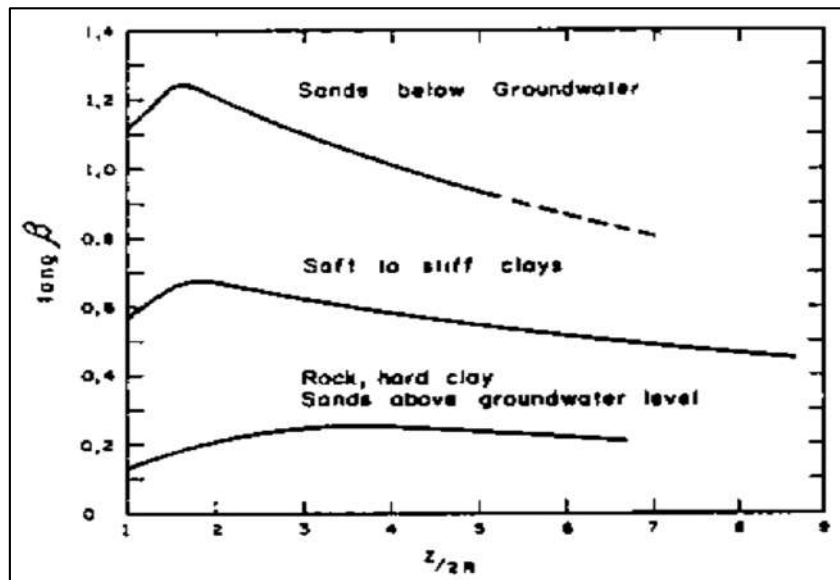


Figure 1.17 : Relation entre $\tan\beta$ et H/D (Kanji [1979]).

Mair et Taylor [1993] reconnaissent que la forme de la cuvette d'affaissement reste inchangée jusqu'à une certaine profondeur h' . Toutefois, il est important de noter que lors de l'utilisation de cette approche, il est nécessaire de considérer une hauteur de tunnel égale à $H-h'$. Cela a pour effet de créer une pente de cuvette plus accentuée au niveau du point d'inflexion. En d'autres termes, la pente de la courbe d'affaissement devient plus raide à mesure que l'on se rapproche de la surface du sol en dessous de laquelle la forme de la cuvette est conservée. Cette variation de pente est un aspect important à prendre en compte lors de la modélisation et de la prévision des affaissements en surface dans le contexte de tunnels souterrains.

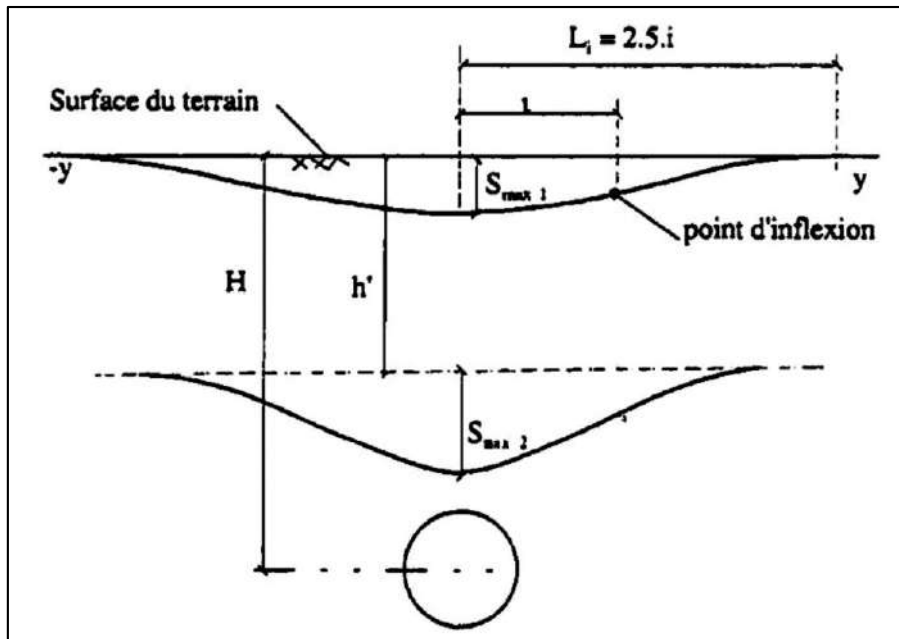


Figure 1.18 : Cuvette de tassement en profondeur (Mair [1993]).

Selby [1988] et New et O'Reilly [1991] ont établi une corrélation entre la valeur de "i" et la profondeur de l'axe du tunnel Z, suivant l'équation $i = K \cdot Z$. Bilotta, Russo et Viggiani [2002] ont rassemblé environ 90 enregistrements de profils transversaux d'affaissements en terrain libre. En optimisant les interpolations des mesures avec la courbe de Gauss par la méthode des moindres carrés, ils ont déterminé les valeurs du paramètre "i" pour différents cas. Cela leur a permis d'étudier la variation de la constante "K" et d'aboutir à une valeur moyenne de 0.43. Leur analyse a également porté sur la perte de volume par rapport au volume théorique excavé (V'). Ils ont ainsi proposé des valeurs moyennes de V' en fonction de la technique d'excavation (TBM ou NATM).

Une étude similaire a été récemment présentée par Fillibeck et Vogt [2011]. En analysant plus de 300 mesures de profils transversaux d'affaissements, ils ont établi des relations entre V' et "i", en fonction de la nature du sol, du module de déformation, de la profondeur du tunnel et de la technique d'excavation. Ces valeurs, basées sur des intervalles de confiance, peuvent ainsi être choisies pour prédire l'ordre de grandeur de l'affaissement maximal final.

Effectivement, de nombreux autres auteurs, tels que Farmer [1977], Descoedres [1979], Sagaseta et Moya [1980], Poupelloz [1984], ont développé des formules empiriques pour estimer la valeur de l'affaissement maximal S_{max} en fonction de la géométrie de l'excavation et de coefficients spécifiques en lien avec le type de terrain rencontré (voir tableau 1.2).

Tableau 1.2 : Relations empiriques permettant l'estimation de S_{max} .

Auteurs	La formule proposée
Farmer [1977]	$S_{max} = \frac{D}{1000} \left(\frac{kD}{H}\right)^{\frac{1}{n}}$
Descoedres [1979]	Sables : $S_{max} = 6.28 \times 10^{-3} D \left(\frac{H}{D} - 0.5\right)^{-0.575}$
	Argiles : $S_{max} = 9.9 \times 10^{-3} D \left(\frac{H}{D} - 0.5\right)^{-0.974}$
Sagaseta [1980]	$S_{max} = \frac{\gamma D^2}{E} (0.85 - \nu)$
Poupelloz [1984]	$S_{max} = \frac{R}{1000} \left(\frac{AD}{H}\right)^{\frac{1}{n}}$

En outre, Atkinson [1977], Clough et Schmidt [1977], Oteo et Sagaseta [1982], ont établi des corrélations entre l'affaissement maximal en surface et celui au sommet de la clé du tunnel (voir tableau 1.3).

Tableau 1.3 : Relations empiriques permettant l'estimation de $S_{max} / S_{clé}$.

Auteurs	Formule	Domaine d'application
Atkinson [1977]	$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = 1 - a \frac{C}{D}$	Sables denses faibles niveaux de contraintes
		Sables forts niveaux de contraintes
		Argiles surconsolidées
Clough et Schmidt [1977]	$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = \left(\frac{D}{H}\right)^{0.8}$	/
Oteo et Sagaseta [1982]	$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = \frac{1}{1 + a \frac{C}{D}}$	/

1.4.2. Tassement dans le profil en long (tassement horizontal)

Les méthodes traditionnelles de prédiction des affaissements en surface se sont historiquement basées sur la forme de la cuvette dans un profil en travers, comme cela a été pris en compte dans les études mentionnées précédemment. En réalité, la déformation en surface se manifeste en trois dimensions. Par conséquent, il s'avère très utile de pouvoir anticiper, dans le cadre d'une méthode observationnelle sur le chantier, les affaissements en se basant sur les affaissements observés en amont du front de creusement.

Grasso et Pelizza [1994] ont analysé les affaissements durant la construction du tunnel "Doria" dans le tracé ferroviaire de Voltri. Ils ont conclu qu'il était possible de représenter l'évolution des affaissements en fonction de la distance par rapport au front de creusement à travers une équation exponentielle, cette équation dépend principalement de la hauteur de recouvrement.

Dubois et Jassionnesse [1997] ont étudié les mesures enregistrées lors de la réalisation du premier tube de Toulon. En se basant sur la méthode de Sagasetta [1987], ils ont suggéré que l'affaissement d'un point donné, causé par l'excavation d'un tronçon de tunnel (la source), est proportionnellement contrôlé par les déformations engendrées dans ce tronçon et inversement proportionnel au carré de la distance qui sépare la source du point analysé.

Serratrice et Magnan [2002] ont également analysé les affaissements enregistrés le long de l'axe du tunnel dans un tronçon du premier tube de Toulon (tube Nord). En utilisant l'approche de Loganathan & Poulos [1998], ils ont proposé les équations semi-empiriques suivantes :

$$S(x) = 0 \quad \text{pour } x > x_0 \quad \text{équation (1.3)}$$

$$S(x) = S_0 [1 - \exp(-A \times X^2) / (1 + X^2)] \quad \text{pour } x < x_0 \quad \text{équation (1.4)}$$

$$\text{Avec : } A = \frac{a \times H^2}{(R+H)^2} \quad X^2 = \frac{(x-x_0)^2}{H^2}$$

Ces équations permettent d'anticiper les affaissements en surface en fonction de paramètres spécifiques, comme la profondeur du tunnel et les déformations engendrées dans le tronçon de tunnel concerné.

Dans ce contexte, l'axe "x" représente l'axe du tunnel, "x0" est la distance d'influence en avant du front de creusement, "S0" est le tassement maximal prévu, "R" et "H" correspondent respectivement au rayon et à la profondeur du tunnel. Le paramètre "a" a été ajusté en fonction des mesures in situ et fixé à 0,25. Une fois "x0" déterminé, l'objectif est d'évaluer uniquement "S0" en ajustant le modèle aux premières mesures disponibles. Ensuite, à mesure que le front de creusement progresse et que de nouvelles mesures sont enregistrées, les prévisions deviennent de plus en plus précises. En combinant la formule 1.4 avec le modèle de profil en travers des affaissements proposé par Loganathan & Poulos, il est également possible de décrire l'évolution de la cuvette tridimensionnelle.

En se basant toujours sur les mesures enregistrées sur le chantier du tube Nord de Toulon, Serratrice et Magnan ont proposé une autre méthode de prévision appelée "cuvettes instantanées". La cuvette instantanée représente les affaissements en surface provoqués par l'excavation d'un tronçon de tunnel d'une certaine longueur, généralement égale à 15 m dans leur étude. En considérant deux dimensions, la somme des cuvettes instantanées, construites pour des tronçons juxtaposés, forme le profil en long (voir figure 1.19). Cette méthode permet de prédire l'évolution des affaissements en surface à mesure que le tunnel est construit, en

utilisant les caractéristiques spécifiques de chaque tronçon de tunnel pour estimer les affaissements résultants.

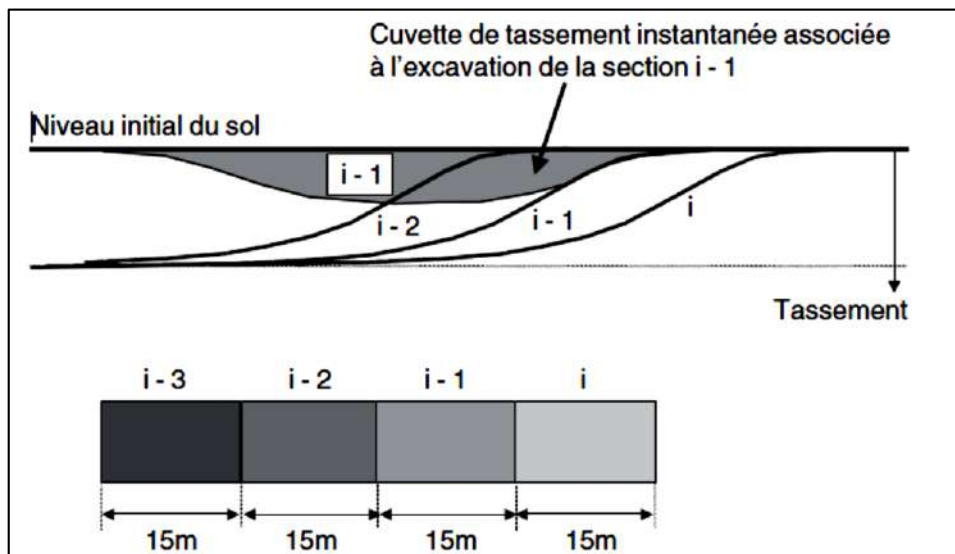


Figure 1.19 : Principe de la méthode des cuvettes instantanées (Serratrice [2002]).

L'étude a mis en évidence une certaine proportionnalité entre l'amplitude de la cuvette instantanée et le tassement final. Par conséquent, si l'amplitude de la cuvette instantanée est connue pour le dernier segment de tunnel excavé, il est possible de prédire le tassement final.

De plus, la forme de la cuvette élémentaire peut fournir des informations sur la qualité du sol vers lequel le front de creusement se dirige :

- Si la cuvette est étendue vers l'avant par rapport au tronçon considéré, cela indique que le tunnel se dirige vers une zone plus molle et donc moins favorable en ce qui concerne les tassements.
- En revanche, si la cuvette est moins étendue vers l'avant (et plus étendue vers l'arrière), cela signifie que le tunnel se dirige vers une zone moins déformable.

En conclusion, il convient d'utiliser les formules empiriques avec prudence lorsqu'on les applique à d'autres chantiers, car elles ont souvent tendance à négliger des facteurs tels que la méthode d'excavation du tunnel, le coefficient de poussée des terres au repos (K_0), et la possible hétérogénéité des couches de sol. De plus, elles reposent sur des paramètres difficiles à quantifier et sur un nombre limité d'observations, ce qui peut affecter leur précision lorsqu'elles sont appliquées à des situations différentes.

1.5. Méthode analytique

Il est intéressant de noter que ces dernières années, des progrès significatifs ont été réalisés dans les méthodes d'estimation des déplacements engendrés par le creusement de tunnels. En complément des méthodes empiriques, certains chercheurs ont développé des formulations analytiques basées sur les équations de la mécanique pour modéliser ces déplacements.

Ces méthodes analytiques offrent l'avantage de permettre des estimations quantitatives et de réaliser des études paramétriques, ce qui peut s'avérer très utile pour comprendre le comportement du sol autour du tunnel et anticiper les déplacements potentiels.

Cependant, il est important de noter que ces formulations analytiques reposent sur des hypothèses simplificatrices pour simplifier la modélisation du problème. Ces simplifications concernent plusieurs aspects :

- La géométrie : le tunnel est généralement supposé avoir une section circulaire et être d'axe horizontal.
- La stratigraphie : une seule couche de terrain est prise en compte, supposée homogène.
- La loi de comportement du sol : elle est souvent supposée élastique linéaire ou élasto-plastique (en utilisant des modèles comme Tresca ou Mohr-Coulomb).
- L'état initial des contraintes est supposé isotrope et homogène.
- Les conditions aux limites : le tunnel est souvent considéré comme creusé à une grande profondeur ($H/R > 10$, pour que la variation de contrainte le long de la hauteur de la galerie soit négligeable), le sol est supposé non pesant (ce qui permet d'utiliser la symétrie cylindrique), et les formules sont généralement exprimées en deux dimensions, dans le cadre des petites déformations.

Ces hypothèses simplificatrices sont essentielles pour rendre les calculs analytiques réalisables, mais elles représentent également des limitations importantes, car elles peuvent ne pas refléter la réalité dans toutes les situations. Par conséquent, lors de l'utilisation de ces formulations analytiques, il est crucial de reconnaître ces limitations et de les prendre en considération en fonction du contexte spécifique de chaque projet de tunnel.

Effectivement, la résolution d'un problème de creusement de tunnel en utilisant la symétrie cylindrique requiert que toutes les phases de la réalisation de l'ouvrage respectent cette symétrie. Cela signifie que la géométrie du tunnel doit être parfaitement circulaire, que l'axe du tunnel doit rester horizontal, et que toutes les conditions environnementales et opérationnelles doivent être compatibles avec cette symétrie.

Ces contraintes de symétrie restreignent considérablement le domaine d'application des méthodes analytiques basées sur la symétrie cylindrique. En pratique, il est souvent difficile de garantir que toutes ces conditions sont remplies dans un projet de creusement de tunnel réel. Par exemple, des tunnels ayant des formes non circulaires, des pentes significatives, ou des conditions géologiques complexes peuvent ne pas satisfaire ces conditions de symétrie.

Par conséquent, ces méthodes analytiques basées sur la symétrie cylindrique sont particulièrement adaptées aux situations idéales où la symétrie cylindrique peut être maintenue avec précision. Dans d'autres cas, où la symétrie cylindrique n'est pas strictement respectée, des méthodes numériques plus complexes, telles que les éléments finis, peuvent être nécessaires pour prendre en compte les variations géométriques et les conditions réelles du site.

Il est donc essentiel de choisir la méthode d'analyse la plus appropriée en fonction des caractéristiques spécifiques du projet de tunnel et de tenir compte des limitations associées aux méthodes analytiques basées sur la symétrie cylindrique.

Nous faisons référence à plusieurs chercheurs qui ont développé des méthodes de calcul pour évaluer les mouvements dans un massif lors de la construction d'un tunnel non revêtu de forme circulaire dans un massif homogène et isotrope élastique, notamment Panet [1969], Poupelloz [1984], Sagaseta [1987], et Verruijt [1997]. Poulos [1974] et Berry [1977], quant à eux, ont exploré le cas d'un massif anisotrope.

Nous ne détaillons pas les équations spécifiques, mais nous tenons à souligner que la plupart de ces méthodes reposent sur des hypothèses préalablement énoncées.

D'autres études ont été menées en tenant compte d'un milieu élasto-plastique. Par exemple, Panet [1973, 1976], Detournay [1987], et la méthode de De Beer et Buttiens présentée par Poupelloz [1984] ont défini des champs de contraintes et de déplacements en introduisant un rayon limite entre la zone plastique et la zone élastique autour de l'excavation.

Les déformations plastiques ont également été prises en compte par Rowe et al. [1983] et Lee et al. [1992]. En combinant ces déformations autour du front de taille avec les effets de la préconvergence et du contact terrain-soutènement, ils ont introduit un paramètre appelé "GAP" pour décrire le vide annulaire. Cette notion de vide annulaire a ensuite été reprise par Loganathan et Poulos [1998]. Leur solution considère que le déplacement radial autour du tunnel creusé au bouclier n'est pas uniforme, et ils ont proposé une équation pour calculer les tassements le long d'un profil en travers. Dans cette équation, le seul paramètre du sol à connaître est le coefficient de Poisson.

Il convient de noter que les méthodes analytiques sont applicables uniquement dans des cas très spécifiques (sol homogène, isotrope, tunnel profond, etc.) et ne couvrent pas la gamme complète des problèmes. Néanmoins, elles ont été utiles pour obtenir des estimations approximatives et orienter les études générales, généralement étayées par des simulations aux éléments finis et des retours d'expérience nécessaires.

1.5.1. Méthode convergence confinement

La méthode de convergence confinement est une approche qui tient compte de l'interaction entre le sol environnant et le soutènement d'un tunnel pour calculer la convergence des parois du tunnel au fur et à mesure que son front progresse. Cette méthode repose sur certaines hypothèses spécifiques, comme le creusement d'un tunnel circulaire à grande profondeur et un état initial de contraintes isotropes.

La variation tridimensionnelle du champ de contraintes résultant du progrès de l'excavation est modélisée en deux dimensions en utilisant un paramètre adimensionnel appelé le "taux de déconfinement λ ". L'avancement du front du tunnel est simulé en réduisant progressivement la pression exercée sur les parois de l'excavation (voir Figure 1.20). Cette variation de la contrainte de soutènement fictive est représentée par la relation : $\sigma(t) = (1-\lambda) \sigma_0$ où " λ " varie de 0 lorsque " t " est égal à 0 jusqu'à 1 lorsque " t " tend vers l'infini (dans le cas d'un tunnel circulaire non revêtu).

Cette technique permet de simplifier le problème tridimensionnel en un problème bidimensionnel en ce qui concerne la convergence des parois du tunnel. Le taux de déconfinement dépend de la distance par rapport au front d'avancement du tunnel et de la loi de comportement du matériau du tunnel pour une section donnée de l'étude.

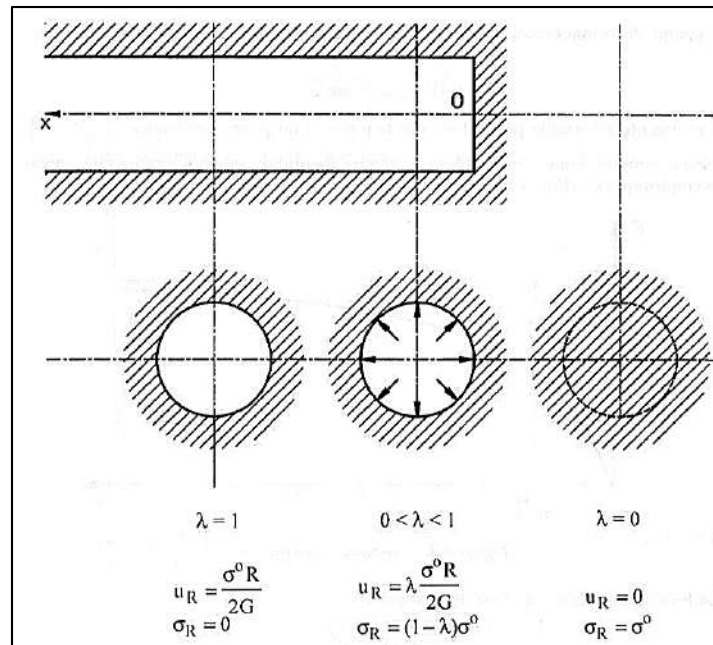


Figure 1.20 : Variation du taux de déconfinement en fonction de la distance au front de taille (Panet [1991]).

Lorsqu'on considère la mise en place d'un soutènement dans le tunnel, le taux de déconfinement final à l'équilibre sera généralement inférieur à 1. La méthode utilisée pour déterminer la valeur de ce coefficient est appelée méthode convergence-confinement. Cette méthode est expliquée en détail par Gesta [1983] dans une recommandation du groupe de travail n°7 de l'AFTES (Association Française de Tunnels et de l'Espace Souterrain). Elle offre des directives pour calculer la manière dont la pression de confinement diminue progressivement à mesure que le soutènement est installé, ce qui influence le comportement du sol autour du tunnel et permet de prendre en compte les effets du soutènement dans l'analyse des déformations et des contraintes.

1.6. Méthode numérique

L'accessibilité croissante aux moyens de calcul, tant en termes de matériel que de logiciels, a considérablement élargi les horizons de la recherche et de l'ingénierie des ouvrages souterrains. Depuis les années 90, de plus en plus de chercheurs et d'ingénieurs se tournent vers l'utilisation des méthodes numériques pour étudier ces structures complexes.

Les logiciels de calcul numérique dédiés à la géotechnique reposent principalement sur les méthodes des éléments finis, des différences finies, ou encore des éléments distincts. Ces méthodes ont la particularité de fournir un champ complet des déplacements et des contraintes en tout point du massif entourant une excavation, qu'il s'agisse d'une modélisation en 2D ou en 3D. De plus, elles sont capables de résoudre une multitude de problèmes qui, d'un point de vue analytique, sembleraient insolubles.

L'avantage indéniable des méthodes numériques réside dans leur capacité à aborder ces problèmes en remplaçant des solutions analytiques potentiellement inaccessibles par des solutions numériques approximatives. Cette démarche ouvre de nouvelles perspectives pour la modélisation et l'analyse des ouvrages souterrains, offrant ainsi aux ingénieurs et aux chercheurs des outils puissants pour la conception, la planification et l'évaluation de ces structures.

Dans cette optique, nous explorerons les avantages clés des méthodes numériques, les réalisations remarquables qu'elles ont rendues possibles, ainsi que les avancées technologiques qui ont renforcé leur accessibilité et leur puissance. En outre, nous illustrerons ces concepts en examinant quelques exemples concrets de résolutions de problèmes complexes grâce à ces méthodes.

1.6.1. La méthode des éléments finis (MEF), la méthode des différences finies (MDF) et la méthode des éléments distincts (MED)

La modélisation numérique des mouvements engendrés par le creusement de tunnels est une composante cruciale de la géotechnique moderne, et pour ce faire, les ingénieurs et les chercheurs disposent de plusieurs méthodes numériques. Parmi les approches les plus couramment utilisées se trouvent la méthode des éléments finis (MEF), la méthode des différences finies (MDF) et la méthode des éléments distincts (MED). Chacune de ces méthodes présente ses propres avantages et inconvénients, ce qui en fait des choix pertinents en fonction des caractéristiques spécifiques du problème de modélisation.

La MEF est souvent privilégiée pour sa capacité à traiter des géométries complexes et des comportements non linéaires. Elle repose sur la formulation variationnelle des équations de la physique et permet de diviser l'espace en éléments finis pour obtenir des résultats précis. De nombreux auteurs, tels que : Komiya [1999], qui a simulé par la technique de remaillage par éléments finis l'avancement du bouclier et la réponse du sol lors de l'excavation d'un tunnel à Tokyo, et de comparer les résultats numériques à celle du chantier. Broere & Brinkgreve [2002] ont souligné l'importance cruciale de prédire de manière précise les déformations du sol provoquées par le processus de forage d'un tunnel, notamment le tassement de tranchée, pour évaluer les risques potentiels pour les bâtiments environnants. Leur étude a présenté une méthode adaptée utilisée lors de la construction du Second tunnel de Heinenoord, où le logiciel Plaxis 3D Tunnel a été ajusté pour tenir compte des variations locales du sol. Les résultats obtenus ont démontré que cette approche permettait de prédire avec précision la largeur et la forme de la tranchée de tassement en surface, offrant ainsi un outil essentiel pour minimiser les risques de dommages aux bâtiments existants lors de projets de construction de tunnels. Kasper et al [2006] ont établi un modèle d'éléments finis en 3D qui prend en compte l'influence des propriétés du sol, ainsi que de la profondeur de recouvrement sur les tassements en surface, la charge et la déformation du revêtement du tunnel. Alshly [2016] propose un algorithme qui simule le comportement du bouclier et fournit en conséquence au modèle numérique les informations requises pour maintenir le TBM sur la bonne voie pendant la simulation. L'applicabilité de cette technique de modélisation proposée est pour prédire le comportement du bouclier et les interactions sol-tunnel lors du tunnelage. Kavvadas [2017] a présenté un modèle par éléments finis 3D dédié au forage de tunnels à bouclier EPB, basé sur le code FE Simulia ABAQUS. Ce modèle a été développé pour simuler divers aspects critiques du processus d'excavation mécanisée. L'étude a mis en lumière l'influence significative de tunnelage sur les déformations du sol et les forces internes des revêtements, démontrant notamment l'effet bénéfique d'une pression de face modérée pour réduire les pertes de terrain et prévenir l'instabilité de la face dans des sols faibles ainsi sur le tassement de la surface du sol.

Ils ont utilisé la MEF pour modéliser le creusement au tunnelier. Ces travaux ont permis de simuler divers aspects du processus, des déformations aux contraintes, en utilisant la loi de comportement des matériaux en présence.

D'un autre côté, la MDF excelle dans la résolution d'équations aux dérivées partielles, ce qui la rend adaptée aux problèmes instationnaires ou dynamiques. Cela a été démontré par plusieurs chercheurs, notamment Viggiani [2004] a souligné l'importance cruciale de prédire avec confiance les déplacements de structures induits par le creusement de tunnels, en particulier dans des environnements bâtis de valeur monumentale et historique, comme illustré dans l'étude de la nouvelle ligne C du métro de Rome. L'auteur a mis en évidence que, bien que les méthodes empiriques puissent fournir des estimations relativement fiables de l'affaissement du sol près de la surface, des incertitudes considérables subsistent lorsqu'il s'agit de prédire les déplacements latéraux et souterrains. Pour les structures avec des fondations profondes ou des fondations à différents niveaux, ainsi que dans les cas où les structures interagissent de manière biaisée avec les tunnels, la prédiction précise des déplacements souterrains et horizontaux est essentielle pour évaluer les risques de dommages. Viggiani a souligné la nécessité d'utiliser des analyses numériques tridimensionnelles pour tenir compte correctement de l'avancement du tunnel par rapport à la géométrie et à la position relative des structures et des tunnels. Ces analyses tridimensionnelles peuvent fournir des modèles spécifiques au site des déplacements souterrains induits dans le sol, ce qui peut améliorer la précision des prévisions. De plus, l'auteur a noté que la présence de structures peut considérablement modifier les déplacements inédits, et a insisté sur l'importance de considérer les détails géométriques et les paramètres mécaniques des matériaux constitutifs des structures, même si ces informations sont souvent limitées, en particulier pour les structures anciennes. Enfin, Viggiani a abordé la question des critères d'évaluation des dommages, soulignant que, dans certains cas, d'autres indicateurs de l'état d'endommagement de la structure, tels que les états de stress, doivent être pris en compte avec les déformations de traction pour une évaluation plus complète. De plus, Maynar et al [2002] [2005] ont utilisé le logiciel FLAC3D pour développer un modèle numérique qui a été appliqué à des travaux d'extension du métro de Madrid. Ce modèle a été conçu pour reproduire le processus de creusement, en prenant en compte le soutènement frontal, la géométrie du tunnelier et d'autres facteurs pertinents. Les résultats obtenus grâce à ce modèle ont été comparés avec des données de terrain pour évaluer sa précision et sa capacité à prédire les tassements du sol lors du creusement du tunnel. Par ailleurs, Chakeri [2013] a abordé la question de l'importance du contrôle et de la prédiction des tassements de surface lors du creusement de tunnels de métro par excavations mécanisées. L'étude a examiné l'impact de divers paramètres tels que la profondeur du tunnel, la pression des morts-terrains, les dimensions du tunnel et la pression du front de taille, en utilisant une variété de méthodes empiriques, théoriques et numériques. Les résultats ont souligné que le diamètre du tunnel était le facteur le plus influent sur les tassements de surface dans toutes les approches étudiées, et des insuffisances dans les méthodes empiriques de prédiction ont été identifiées. La modélisation tridimensionnelle aux différences finies de la construction du tunnel a été réalisée avec le code FLAC3D, en tenant compte de la nature du sol et du comportement élastique des anneaux de revêtement. En outre, Do [2014] a mené une enquête numérique 2D sur les tunnels pour explorer l'influence de deux approches équivalentes, à savoir la méthode de convergence-confinement (CCM) et la méthode de perte de volume (VLM), sur le comportement d'un tunnel construit en zone urbaine. Cette étude a pris en compte non seulement le tassement de surface, mais aussi les forces de revêtement structurel, en prenant en considération l'effet des joints de segments. Les résultats ont révélé que la technique de déconfinement des limites du tunnel et des joints de segments avait un impact significatif sur le comportement du revêtement du tunnel et les tassements de surface. Les forces structurelles déterminées par le CCM étaient généralement en meilleur accord avec les résultats numériques 3D par rapport à celles obtenues avec le VLM. Cependant, pour une estimation précise des forces structurelles, l'impact des charges de construction lors du creusement du tunnel devait être pris en compte. Nematollahi [2019] a développé une simulation numérique tridimensionnelle par un code aux différences finies pour étudier

l'interaction entre les pieux, le sol et le tunnel. Deux modèles constitutifs, ont été utilisés pour analyser l'impact. L'étude a examiné deux scénarios différents l'effet du creusement de tunnels sur les pieux existants et l'impact de l'installation de pieux de pont à proximité de tunnels jumelés existants. Les résultats numériques ont montré une grande influence du modèle constitutif sur le comportement du revêtement du tunnel et des fondations sur pieux.

Ils ont utilisé la MDF pour étudier les tunnels creusés au tunnelier. Leur travail s'est concentré sur l'estimation des déplacements en surface, des efforts dans le revêtement et de l'interaction avec des structures en surface, offrant ainsi des informations essentielles pour la conception et l'évaluation des impacts sur les bâtiments adjacents.

Enfin, la méthode des éléments distincts (MED) se positionne comme une approche très prometteuse pour la modélisation du creusement des tunnels. Contrairement aux méthodes plus conventionnelles telles que la méthode des éléments finis (MEF) et la méthode des différences finies (MDF), la MED adopte une approche discrète, considérant le sol comme un ensemble de particules indéformables interconnectées. Cette caractéristique fondamentale confère à la MED la capacité de saisir avec précision les interactions complexes entre le tunnelier, le sol environnant et d'autres paramètres pertinents tels que la géométrie de la roue de coupe et les conditions de soutènement frontal.

Plusieurs chercheurs ont significativement contribué à l'application de la MED dans le contexte du creusement de tunnels, ouvrant ainsi de nouvelles perspectives pour l'analyse et l'optimisation des opérations de creusement. Par exemple, Wu [2013] a élaboré un modèle tridimensionnel visant à évaluer les performances du système d'excavation de la tête de coupe d'une machine à balance de pression des terres (EPB). Cette modélisation a été réalisée en utilisant la méthode des éléments distincts via le logiciel PFC3D, permettant de simuler divers aspects du processus d'excavation, y compris le terrain du tunnel, la structure de la machine et les paramètres de performance tels que la stabilité du front de taille, le taux de déchargement du sol, le couple du système de tête de coupe. Les résultats obtenus ont été en concordance avec les données empiriques, illustrant ainsi la pertinence de la méthode des éléments distincts pour l'analyse des performances des têtes de coupe des machines (tunnelier EPB). Dans une veine similaire, Yin [2020] a mené une analyse approfondie portant sur la rupture progressive de la face d'un tunnel de bouclier dans un sol sablonneux, en utilisant une approche couplée de différences finies et d'éléments distincts en trois dimensions. Cette étude a mis en évidence l'impact significatif de la forme des particules du sol sur le processus de rupture, en analysant les mouvements du sol, les déformations de la surface du terrain, les forces d'appui du front de taille du tunnel et la distribution des contacts microscopiques. De plus, Maynar [2005] a entrepris une analyse des spécifications techniques des boucliers utilisés pour creuser 97 km de tunnels de grand diamètre dans le métro de Madrid. Au moyen d'outils numériques basés sur la méthode des éléments distincts, l'auteur s'est penché sur la poussée et le couple requis pour le creusement des tunnels, ainsi que sur la stabilité du sol au front de taille du tunnel. Les résultats issus de ces modèles ont été confrontés aux données réelles, démontrant ainsi les perspectives prometteuses de cette méthode pour la conception de tunnels et de machines de creusement de tunnels.

Pour conclure, la méthode des éléments distincts (MED), grâce à sa précision dans la modélisation des interactions entre les particules du sol et les composants du tunnelier, offre de nouvelles opportunités dans l'analyse et l'optimisation des opérations de creusement de tunnels. Les travaux de recherche existants, tels que ceux de Wa, Yin et Maynar, attestent de son utilité dans la résolution de problèmes complexes liés aux tunnels, ouvrant ainsi la voie à de nouvelles avancées dans le domaine de la géotechnique des tunnels.

En résumé, le choix de la méthode de modélisation dépendra de la nature spécifique du problème, des ressources de calcul disponibles et des objectifs de la recherche. Les auteurs ont démontré l'efficacité de la MEF et de la MDF pour la modélisation des mouvements dans le sous-sol et leurs influences en surface lors de la construction des tunnels, tandis que la MED offre un potentiel prometteur pour des analyses plus détaillées de la cinématique des particules de sol au contact de la machine. En explorant ces trois approches, la communauté de la géotechnique peut mieux comprendre comment elles se comparent dans le contexte de la modélisation des mouvements de sols lors du creusement de tunnels, contribuant ainsi à l'amélioration des pratiques d'ingénierie et à la sécurité des projets souterrains.

1.6.2. Approche 2D et 3D

La modélisation numérique des tunnels constitue un pilier fondamental dans l'étude du comportement des sols et des roches lors de la construction d'ouvrages souterrains. Deux approches distinctes, la modélisation en déformation plane 2D et la modélisation tridimensionnelle (3D) par éléments finis, se distinguent par leurs méthodologies et leur application, offrant des perspectives enrichissantes dans la compréhension des phénomènes liés aux tunnels.

L'approche 2D en déformation plane offre une approche simplifiée mais précieuse pour anticiper les déformations et les redistributions de contraintes résultant du creusement des tunnels. Karakus [2007] a mené des analyses numériques en 2D, examinant huit cas de construction de tunnels dans le London Clay (NATM). Les résultats ont montré la performance variable des différentes méthodes d'analyse, mettant en évidence l'efficacité de la méthode de convergence-confinement utilisant des éléments de poutre pour représenter le béton projeté. Cette approche s'est avérée performante bien que, dans certains cas, elle puisse prédire un tassement maximal légèrement surestimé.

En contraste, la modélisation tridimensionnelle (3D) offre une représentation plus fidèle de la réalité, intégrant la dimension verticale et prenant en compte la complexité géométrique, géotechnique et technologique inhérente aux projets de tunnels modernes. Barla [2004] a souligné l'importance de cette approche en mettant en évidence la répartition tridimensionnelle des contraintes et des déplacements près de la face du tunnel. Cette étude a également mis en avant l'importance cruciale de l'observation et du suivi de la déformation du front de taille lors du creusement. Un exemple concret de cette approche a été présenté à La Spezia, en Italie, illustrant que la méthode du visage complet peut être efficace pour le creusement de tunnels dans des conditions de sol difficiles.

La méthode de convergence-confinement, appliquée aux calculs bidimensionnels, a également été testée par Svoboda et Mašin [2010] en la comparant à des simulations tridimensionnelles complètes. Cette étude, réalisée sur trois tunnels réels peu profonds construits dans différentes argiles dures, a montré que, pour une valeur optimale du paramètre λ_d , la méthode CCM produisait des champs de déplacement en accord avec les simulations 3D. Toutefois, la valeur de ce paramètre dépendait du problème spécifique et des propriétés du matériau. De plus, l'état initial de contrainte K_0 avait une influence limitée sur λ_d .

L'importance de la modélisation tridimensionnelle a été réaffirmée par Migliazza et al. [2009] dans le cadre de l'extension de la ligne 1 de la Metropolitana Milanese. Leur étude a montré que seule la modélisation 3D permettait d'obtenir un calage satisfaisant avec les mesures in situ des déplacements de surface, même dans des projets de tunnels réalisés avec une machine à bouclier EPB-S.

Enfin, Masin [2011] a appliqué un modèle hypoplasique pour prédire les tassements de surface d'un tunnel NATM dans un environnement urbain. Son étude a confirmé que la modélisation 3D fournissait des prévisions précises des tassements de surface, des déplacements horizontaux de surface, et de la distribution des déplacements verticaux en fonction de la profondeur. Cependant, le modèle a tendance à surestimer les déplacements horizontaux à proximité immédiate du tunnel.

En somme, les approches 2D et 3D dans la modélisation des tunnels offrent des perspectives complémentaires pour comprendre le comportement du sol lors du creusement. Les modèles 2D sont utiles pour une première évaluation, tandis que les modèles 3D fournissent une représentation plus réaliste de la réalité, avec une meilleure capacité à saisir les effets tridimensionnels près du front de taille. La méthode de convergence-confinement se révèle être une approche prometteuse pour les calculs 2D, mais les simulations 3D restent essentielles pour des prédictions précises. En fin de compte, le choix entre ces approches doit être fait en fonction des objectifs spécifiques du projet et des ressources disponibles, tout en maintenant une compréhension claire des limites de chaque méthode, il dépendra de la complexité du projet, des ressources disponibles et des objectifs de la modélisation. Cependant, il est essentiel de comprendre les limites de chaque approche et d'utiliser des méthodes appropriées pour assurer la fiabilité des prédictions des mouvements du sol, de l'état des contraintes et de la stabilité de l'ouvrage.

1.7. Techniques de soutènement dans le creusement des tunnels

1.7.1. Description des méthodes

Les excavations souterraines sont souvent sujettes à des instabilités, se traduisant par des éboulements ou des effondrements, que ce soit pendant la phase d'excavation ou après un certain laps de temps. Dans d'autres situations, la convergence de l'excavation peut devenir excessive, ou les déformations résultant du creusement peuvent dépasser les limites acceptables pour les structures avoisinantes. C'est alors qu'intervient la nécessité de soutenir l'excavation. D'un point de vue mécanique, le rôle du soutènement est crucial, car il vise à garantir la stabilité à court ou à long terme tout en contrôlant les déformations immédiates ou différées des terrains environnants. Il va sans dire que le soutènement représente le facteur prédominant en termes de sécurité sur le chantier.

Les instabilités peuvent se manifester pendant le processus d'excavation, ce qui impose la mise en place progressive du soutènement à une certaine distance du front d'attaque, surtout lorsque les terrains sont particulièrement complexes. En revanche, d'après Panet, [1973], dans d'autres situations, la galerie peut demeurer stable pendant l'excavation, mais des effondrements peuvent survenir ultérieurement.

Le choix du type de soutènement, y compris la détermination de l'épaisseur du revêtement, dépend également du comportement à long terme des terrains. En effet, les déformations différées peuvent entraîner des sollicitations croissantes dans certains types de sols. Par conséquent, une approche complète doit prendre en compte à la fois le soutènement pendant la phase d'excavation et les sollicitations du soutènement à long terme, couvrant ainsi l'ensemble de la durée de vie de l'ouvrage.

1.7.2. Les fonctions du soutènement

Lors de la construction d'un tunnel, les contraintes préexistantes dans le massif convergent autour de l'excavation, créant un "effet de voûte" qui permet de maintenir la stabilité de cette cavité, du moins lorsque les conditions initiales de contraintes et les caractéristiques de résistance et de déformabilité du terrain le permettent. Le rôle du soutènement consiste à faciliter l'établissement de cet équilibre de manière efficace en limitant l'expansion du volume de terrain décomprimé autour de la cavité (CETU [1998]).

D'après la classification de l'AFTES [1993], on peut classer les fonctions du soutènement en trois catégories en fonction du type de soutènement et du type de terrain :

- a) Confinement et Contention : L'une des fonctions principales du soutènement est de contenir les contraintes exercées par le terrain environnant sur l'excavation. Cela crée un effet de confinement qui empêche les déformations excessives et assure la stabilité de la cavité. Le béton projeté et les boulons sont couramment utilisés pour cette fonction.
- b) Consolidation : Le soutènement agit comme une armature, consolidant les terrains décomprimés autour de l'excavation. Cela renforce la résistance du soutènement et du massif rocheux environnant. Des boulons d'ancrage, à la fois ponctuels et répartis, sont souvent utilisés pour cette tâche.
- c) Support et Protection : Certains types de soutènement, tels que les voussoirs, les voûtes parapluie et les cintres métalliques, jouent un rôle crucial dans le support de charges et la protection contre les chutes de débris du toit du tunnel. Ils sont conçus pour résister aux contraintes appliquées par le terrain.

Dans le domaine des soutènements dans la construction de tunnels, plusieurs catégories sont utilisées pour garantir la stabilité de l'excavation. Voici une brève description de quelques-unes de ces catégories :

1.7.3. Pré-soutènement

Le pré-soutènement dans le contexte du creusement des tunnels revêt une importance capitale pour garantir la stabilité des terrains avant, pendant et après l'excavation. Avant de débiter l'excavation proprement dite, des méthodes de pré-soutènement sont souvent mises en œuvre pour renforcer les zones sujettes à l'instabilité et minimiser les risques géotechniques associés. L'une de ces techniques, largement employée et d'une importance particulière, est la méthode de la voûte parapluie.

Dans les travaux de construction souterraine, la sécurisation préalable de la zone à excaver est fondamentale. Les terrains présentent souvent des caractéristiques de résistance et de stabilité variables, ce qui nécessite une évaluation minutieuse des risques géotechniques potentiels. Le pré-soutènement vise principalement à anticiper et à atténuer les problèmes d'instabilité du terrain, garantissant ainsi un environnement sécurisé pour les travaux d'excavation et minimisant les retards et les coûts associés aux éventuelles ruptures de terrain.

La méthode de la voûte parapluie est une technique de pré-soutènement, réalisée en amont de la face d'un tunnel. Elle implique l'installation de tuyaux en acier ou en FRP (Fiberglass Reinforced Plastic) à la limite du tunnel. Ces tuyaux forment une structure en forme de parapluie de forme tronconique qui permet le chevauchement de deux parapluies adjacents (Oreste, P, P. et D. Peila [1998]). Son objectif principal est de garantir la stabilité du tunnel et

de minimiser les tassements qui surviennent lors de l'excavation tout en maintenant la stabilité de la face d'avancement.

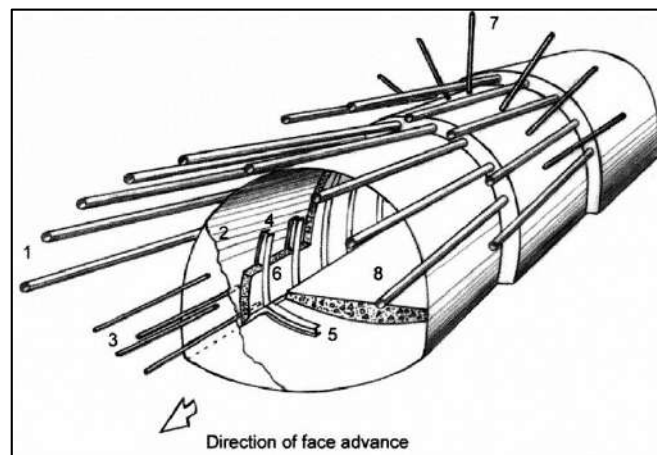


Figure 1.21 : Vue schématique de la voûte parapluie (Hoek E [2001]).

La mise en place de la voûte parapluie comprend plusieurs étapes, depuis la préparation du terrain jusqu'à la consolidation finale de la structure de soutènement. Tout d'abord, le terrain est préparé pour recevoir les tuyaux de soutènement, nécessitant souvent des travaux de nivellement et de nettoyage. Ensuite, les tuyaux sont installés à des intervalles réguliers autour de la zone à excaver, généralement en utilisant des équipements de forage spécialisés. Une fois en place, des mesures supplémentaires de consolidation peuvent être prises pour renforcer la structure de soutènement, assurant ainsi sa stabilité et sa durabilité pendant toute la durée des travaux.

En complément à la méthode de la voûte parapluie, la congélation est une technique pré-soutènement fiable, particulièrement adaptée aux environnements où même un affaissement minime de la surface est inacceptable, comme à proximité de grands bâtiments ou d'infrastructures sensibles. Cette méthode repose sur la création d'une paroi gelée dans le sol autour de la zone d'excavation, éliminant ainsi les infiltrations d'eau et les écoulements de sol plastique. En enfonçant des tuyaux autour de l'excavation et en y circulant une solution saline froide, une barrière gelée est formée, assurant la stabilité de la face d'avancement tout en maintenant la sécurité de l'ensemble du chantier (Bickel et al [1996]).

Le pré-soutènement présente divers avantages, notamment la réduction des risques géotechniques, la sécurisation de la zone d'excavation et la minimisation des perturbations sur le chantier. Cependant, il convient également de considérer les limitations potentielles de cette méthode, telles que son coût et sa complexité d'exécution, ainsi que sa nécessité de s'adapter aux conditions géologiques spécifiques de chaque site.

1.7.4. Soutènement provisoire

Le soutènement provisoire dans le contexte du creusement des tunnels revêt une importance capitale pour garantir la sécurité des travailleurs et la stabilité des terrains pendant la phase d'excavation. Cette section se penche sur les différentes méthodes de soutènement utilisées temporairement pour assurer la stabilité de l'excavation avant la mise en place du soutènement définitif.

Le soutènement provisoire joue un rôle essentiel en assurant la sécurité des travailleurs et en minimisant les risques d'effondrement pendant la phase d'excavation. Ses objectifs principaux sont de maintenir la stabilité des terrains environnants, de prévenir les chutes de débris et de garantir un environnement de travail sûr pour les équipes sur le chantier.

Plusieurs méthodes de soutènement provisoire sont utilisées dans le creusement des tunnels, chacune adaptée aux conditions géologiques spécifiques du site et aux exigences du projet. Parmi ces méthodes, on trouve notamment :

Boulonnage temporaire : Le boulonnage temporaire est souvent utilisé pour renforcer les zones instables pendant l'excavation, offrant un soutien supplémentaire aux terrains rocheux et prévenant les chutes de blocs.

Le procédé de renforcement des sols in situ au moyen de barres en acier a vu le jour dans les années 1950 dans les mines aux États-Unis. En France, son introduction a débuté au début des années 1970, lors de la construction d'un mur provisoire pour élargir la voie ferrée Paris-Versailles. Depuis lors, l'expérience française dans ce domaine n'a cessé de croître grâce à la flexibilité d'application et de mise en œuvre de cette technique. Initialement employé pour traiter des problèmes ponctuels tels que les chutes de blocs dans les chantiers souterrains difficiles, le boulonnage s'est rapidement étendu à des terrains de qualité médiocre, où il est devenu un moyen systématique de soutènement radial permanent, généralement en association avec le béton projeté, conformément à la Nouvelle Méthode Autrichienne.

Le boulonnage, par définition, consiste à renforcer le sol environnant au moyen de barres, généralement en métal, d'une longueur variant de 1,50 à 5 m, insérées dans le sol à partir de la surface.

Contrairement aux cintres, qui agissent en supportant la charge, les boulons agissent principalement en confinant le sol. Ils développent le long de la paroi du tunnel une contrainte radiale, même si elle est de faible intensité, ce qui permet d'augmenter considérablement la résistance du terrain dans la direction tangentielle. Ainsi, même si le rocher atteint localement sa limite de rupture, il est en mesure de retrouver un nouvel équilibre grâce à la formation de voûtes de décharge autour de l'excavation.

De plus, les boulons jouent un rôle d'armature en améliorant la résistance au cisaillement du terrain fracturé et en lui conférant une certaine cohésion artificielle. Il est évident que le mode d'action du boulonnage diffère sensiblement de celui des cintres, car dans le premier cas, le terrain est soutenu en utilisant ses propres capacités, tandis que dans le second cas, il joue un rôle plus passif.

Pour la fabrication des boulons, deux matériaux sont couramment utilisés : l'acier pour le boulonnage radial des tunnels, et la fibre de verre, qui est associée au boulonnage frontal.

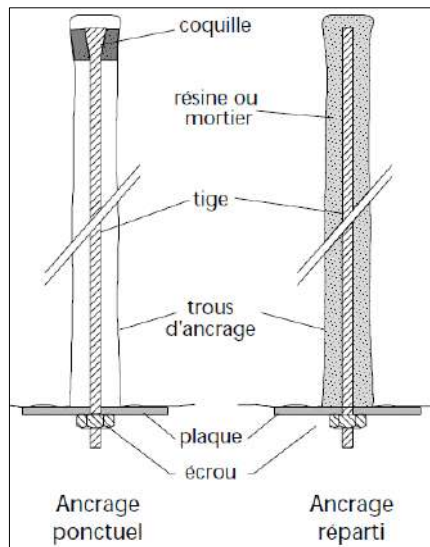


Figure 1.22 : Différents types de boulons d’ancrage (CETU [1998]).

Utilisation de béton projeté pour le soutènement temporaire : Dans certaines situations, le béton projeté peut être utilisé temporairement pour renforcer les zones critiques pendant l'excavation, offrant une solution rapide et efficace pour stabiliser les terrains instables.

Le béton projeté représente le matériau de soutènement prédominant dans les tunnels modernes. Il est appliqué et compacté à l'air comprimé, que ce soit en mode humide ou sec, puis il est hydraté sur la surface de support pour ensuite durcir. Sa grande flexibilité d'utilisation en fait un matériau qui peut être aisément adapté aux besoins changeants, notamment lors de l'excavation partielle de tunnels de toutes dimensions.

Étant généralement appliqué en couches minces, le béton projeté présente à l'origine une faible résistance à la flexion. Cependant, en raison de sa grande capacité de déformation dans sa phase initiale, le béton frais peut absorber des déformations importantes sans se fissurer. Habituellement utilisé pour le soutien temporaire, il peut également remplir le rôle de revêtement permanent. Le béton projeté peut être non armé, renforcé avec une armature métallique et ancré, ou intégrer des fibres d'acier dans son mélange pour renforcer sa structure.

Lorsqu'il est envisagé comme un matériau de construction destiné à offrir une certaine rigidité de soutènement, il est nécessaire d'utiliser des épaisseurs supérieures à 5 cm, voire plus généralement de 15 à 40 cm, en fonction des besoins spécifiques (et même davantage dans des situations particulières) (Maidl et al, [2013]).

La mise en place du soutènement provisoire implique des étapes spécifiques, notamment la préparation du terrain, l'installation des systèmes de soutènement et la consolidation des structures pour garantir leur stabilité pendant la phase d'excavation. Des mesures supplémentaires peuvent également être prises pour renforcer le soutènement provisoire en fonction des conditions géologiques rencontrées sur le chantier.

Le soutènement provisoire présente divers avantages, notamment sa capacité à fournir un soutien immédiat pendant l'excavation et à minimiser les risques d'effondrement. Cependant, il convient également de considérer les limitations potentielles de ces méthodes, telles que leur coût et leur complexité d'installation, ainsi que leur nécessité d'être adaptées aux conditions géologiques spécifiques de chaque site.

1.7.5. Soutènement définitif

Le soutènement définitif, ultime étape du processus de construction souterraine, revêt une importance cruciale pour assurer la stabilité à long terme des tunnels une fois que l'excavation est achevée. Cette section examine en détail les différentes méthodes utilisées pour établir un soutènement permanent, garantissant la sécurité et la durabilité des infrastructures souterraines.

Le soutènement définitif joue un rôle essentiel en assurant la stabilité à long terme de la structure souterraine, en prévenant les risques d'effondrement et en garantissant la sécurité des infrastructures ainsi que celle des personnes qui les utilisent. Son objectif principal est de maintenir l'intégrité structurelle du tunnel dans des conditions de fonctionnement normales et en cas d'événements sismiques ou de charges externes.

Parmi les méthodes utilisées pour le soutènement définitif, deux approches principales se démarquent :

Les cintres :

Les cintres sont des structures qui peuvent être décrites comme des ossatures, le plus souvent en métal, prenant la forme d'arcs ou de portiques, et disposées dans la section transversale d'une construction souterraine.

Selon leur rôle spécifique, les cintres peuvent être classés en différentes catégories :

- Cintres de protection : Ils sont conçus pour prévenir la chute de blocs isolés, sans nécessairement s'opposer aux déformations globales de la structure.
- Cintres de soutènement : Leur objectif principal est de ralentir la convergence des parois du tunnel ou de la structure.
- Cintres de renforcement : Ils sont utilisés pour consolider des ouvrages anciens nécessitant une réhabilitation.

Différents modèles de cintres existent, chacun adapté à des besoins spécifiques :

- Cintres en bois : Ces cintres sont de plus en plus rares en raison de la main-d'œuvre hautement qualifiée requise pour leur installation. Ils sont généralement réservés aux petits ouvrages ou à ceux ayant une forme irrégulière.
- Cintres métalliques lourds : Ces cintres agissent comme de véritables dispositifs de soutènement, particulièrement lorsque la section transversale n'est pas très grande.
- Cintres métalliques légers et coulissants : Ils sont constitués de profilés spéciaux, souvent en forme de U.

Le profil en U évasé est couramment utilisé, et sa déformabilité est obtenue par le mode d'assemblage des éléments d'un même cintre, permettant un coulissement contrôlé des profils métalliques les uns contre les autres. Ils sont fréquemment utilisés en conjonction avec du béton projeté et du boulonnage. Ensemble, ces composants forment l'élément résistant qui garantit la stabilité temporaire, voire définitive, de l'excavation (AFTES [1978]).

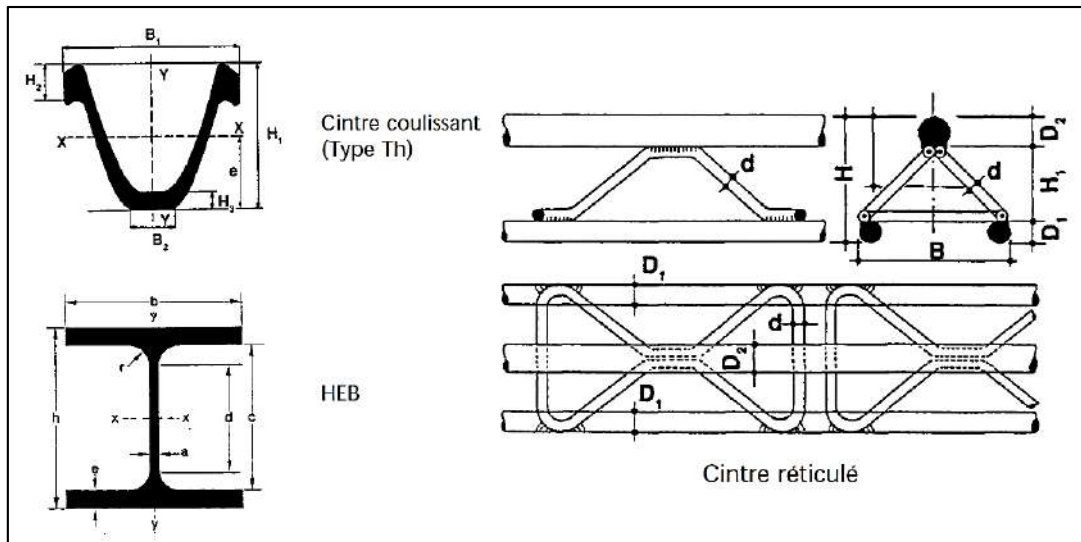


Figure 1.23 : types de cintres (CETU [1998]).

Revêtement par des voussoirs préfabriqués :

Les voussoirs sont des éléments en béton préfabriqués qui sont assemblés pour former un anneau servant de revêtement pour le tunnel. Une caractéristique distinctive de ce revêtement réside dans la proportion élevée de la structure formée par les joints. On peut distinguer les joints longitudinaux entre les voussoirs d'un même anneau et les joints annulaires entre les différents anneaux. Les voussoirs sont essentiels dans le forage de tunnels à l'aide d'un tunnelier, notamment lorsque la force de poussée nécessaire pour faire avancer la machine est insuffisante en raison des propriétés de la roche, et lorsque le serrage de la roche est exclu. Dans de tels cas, les forces de poussée sont résistées par le revêtement déjà en place, agissant comme une butée dans la direction longitudinale du tunnel. Cela exige une capacité de charge immédiate, qui ne peut être fournie par un anneau de revêtement en béton projeté ou coulé sur place (Maidl et al [2008]).

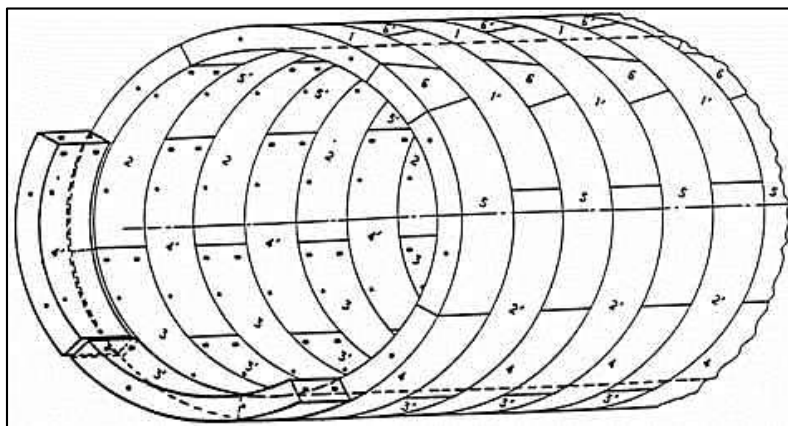


Figure 1.24 : Vue schématique d'un voussoir préfabriqué (CETU [1998]).

La mise en place du soutènement définitif implique des étapes minutieuses, notamment l'assemblage et la fixation des cintres, ainsi que la pose précise des voussoirs pour former un revêtement solide et durable. Des techniques de fixation avancées sont souvent utilisées pour garantir la stabilité et la résistance du soutènement, notamment l'utilisation de boulons d'ancrage et d'ancrages en acier.

Le soutènement définitif offre une stabilité à long terme, garantissant la sécurité et la durabilité des tunnels. Parmi ses avantages, on compte sa capacité à résister aux charges externes et aux événements sismiques, ainsi que sa durée de vie prolongée. Cependant, il convient de considérer les limitations spécifiques à chaque méthode, notamment en termes de coût, de complexité d'installation et d'adaptation aux conditions géologiques du site. Une évaluation minutieuse des besoins du projet est essentielle pour choisir la méthode de soutènement la plus appropriée.

1.8. Conclusion

En conclusion, le creusement des tunnels représente une phase critique dans de nombreux projets d'ingénierie, nécessitant une compréhension approfondie des mouvements géotechniques induits et des techniques de soutènement utilisées pour assurer la stabilité des ouvrages souterrains.

Les mouvements engendrés par le creusement des tunnels sont un défi majeur pour les ingénieurs et les professionnels. Comprendre les mécanismes qui sous-tendent ces mouvements, ainsi que les facteurs qui les influencent, est essentiel pour garantir la sécurité des travailleurs et la durabilité des infrastructures. La surveillance continue des mouvements pendant et après le creusement est essentielle pour évaluer les risques potentiels et prendre des mesures de contrôle appropriées.

De manière spécifique, les mouvements observés, tels que l'affaissement de la roche environnante, la déformation de la voûte du tunnel, les glissements de terrain potentiels, et les réajustements des contraintes, exigent une analyse précise et des actions rapides pour minimiser les impacts négatifs sur la stabilité des tunnels et la sécurité des travailleurs. L'évolution constante des technologies de surveillance, telles que les systèmes de surveillance en temps réel et les modèles numériques, offre des opportunités pour améliorer la précision de la surveillance et la réactivité aux changements dans les conditions du sol.

Parallèlement, les techniques de soutènement jouent un rôle capital en assurant la stabilité des parois du tunnel et la sécurité des travailleurs. Chaque technique de soutènement présente ses propres avantages et limitations, et il est déterminant de les considérer attentivement lors de la conception et de la construction du tunnel. Les avancées technologiques dans ce domaine ont permis le développement de techniques plus efficaces et durables, offrant ainsi de meilleures performances en termes de stabilité et de sécurité.

Les principales techniques de soutènement, qu'elles soient passives comme les arcs métalliques, les boisages et les bétons projetés, ou actives comme les boulons d'ancrage et les tirants d'ancrage, nécessitent une évaluation minutieuse des conditions géologiques spécifiques et une adaptation aux besoins du projet de tunnel. De plus, la gestion efficace des écoulements d'eau et des contraintes environnementales est essentielle pour assurer la pérennité des structures souterraines.

En continuant à approfondir notre compréhension des mouvements engendrés par le creusement des tunnels et en améliorant nos techniques de soutènement, nous pourrons concevoir et construire des tunnels plus sûrs, plus durables et plus efficaces, contribuant ainsi à l'avancement de l'ingénierie des tunnels et à la réalisation de projets d'infrastructures souterraines plus durables et plus résilients.

Chapitre 02

Contexte du tunnel

Métro d'Alger

2.1. Introduction

La ville d'Alger, en tant que centre de concentration d'activités humaines, économiques, commerciales et culturelles du pays, a vu sa population augmenter de manière significative au fil du temps. Cette croissance a engendré une demande croissante de solutions de transport pour les habitants d'Alger, tout en faisant face à des contraintes d'espace restrictives. Dans ce contexte, le métro est devenu un mode de transport essentiel pour réduire la congestion dans la capitale.

Ce chapitre se penche sur le tronçon du tunnel Métro D'Alger, spécifiquement sur la Phase 2, qui s'étend sur une longueur totale de 6 174 mètres. Le point de départ de ce tronçon se situe sur le viaduc de sortie d'Ain Naadja, et s'étend jusqu'au nœud urbain de Baraki. Quatre stations ont été planifiées le long de ce tronçon, à savoir la Station Futur Parc Urbain, la Station Mohamed Belarbi, la Station Le Jardin, et la Station Cité 2004.

Pour mieux comprendre la géologie de la zone d'étude, des cartes géologiques de la ville d'Alger ont été consultées. Ces données géologiques ont révélé que le tronçon en étude traverse deux zones distinctes, chacune ayant ses caractéristiques géologiques particulières. La première zone, située en milieu interurbain, implique la construction d'un viaduc au-dessus de la plaine d'inondation du fleuve El Harrach. Les matériaux quaternaires holocènes, de nature alluviale, remplissent cette plaine d'inondation. En-dessous de ces matériaux, on trouve des dépôts granulaires et argileux plus anciens.

La deuxième zone, située en milieu urbain de Baraki, nécessite la construction d'un tunnel. Ce tunnel traverse des matériaux quaternaires de nature granulaire, ainsi que le substrat plioquaternaire marneux. Dans cette zone, le tunnel traverse également des remblais anthropiques correspondant aux infrastructures existantes de Baraki.

Ces informations géologiques et géotechniques sont essentielles pour la construction du tunnel Metro-D'Alger, car elles déterminent les méthodes d'exécution et les défis potentiels. Bien que certaines zones puissent présenter des niveaux phréatiques superficiels et des matériaux meubles, d'autres sont constituées de matériaux compétents.

Ce chapitre fournira une description approfondie de ces zones, des méthodes de construction envisagées et des défis géotechniques potentiels, tout en mettant en évidence l'importance de comprendre la géologie du sous-sol pour assurer la stabilité des ouvrages miniers souterrains, en particulier dans le cas du métro d'Alger.

2.2. Description du projet

2.2.1. Présentation générale du projet de l'extension du Métro D'Alger

Le tronçon étudié du tunnel Métro D'Alger traverse deux zones distinctes en termes de géologie et de méthode de construction, chacune présentant des caractéristiques spécifiques. Les études géologiques visent à fournir au concepteur du tunnel des informations essentielles pour prendre des décisions éclairées, notamment :

- ⇒ Géologie générale et régionale : Il est impératif de comprendre la géologie générale et régionale du tracé, y compris l'histoire géologique et tectonique de la zone d'étude.
- ⇒ Structure du sol : Une connaissance détaillée de la structure du sol tout au long du tracé est cruciale pour la conception et la construction du tunnel.
- ⇒ Inventaire des accidents géologiques : L'identification et la localisation d'éventuels accidents géologiques, tels que failles, zones fracturées ou zones broyées, sont essentielles pour évaluer les risques potentiels.
- ⇒ Description des terrains rencontrés : Les terrains rencontrés doivent être décrits en fonction de leur nature pétrographique, minéralogique, de leurs qualités et de leurs discontinuités.



Figure 2.1 : Le tracé du tronçon du Métro d'Alger Phase 2 (COSIDER [2020]).

Zone interurbaine :

La première zone, située en milieu interurbain, nécessite la réalisation d'un viaduc au-dessus de la plaine d'inondation du fleuve El Harrach, ainsi que des travaux de terrassement pour le raccordement des deux côtés du tunnel.

Dans ce tronçon, nous rencontrons des matériaux quaternaires holocènes d'origine alluviale qui remplissent la plaine d'inondation du fleuve. À la surface, on observe des cônes de déjection récents provenant des vallées de l'Atlas, composés de sols argilo-limoneux. En dessous, nous trouvons des dépôts granulaires et argileux plus anciens. Globalement, l'épaisseur maximale de ces couches atteint 39,0 mètres. Ces sols alluviaux recouvrent le substrat tertiaire et plio-quadernaire.

Nous anticipons une capacité portante limitée des matériaux alluviaux. De plus, cette zone est sujette aux inondations, avec un niveau phréatique très proche de la surface. Toute excavation dépassant 10,0 à 14,0 mètres dans cette zone aura un impact sur le niveau phréatique.

Le tronçon débute à la fin de la Phase 1, au point kilométrique (P.K.) 2+329,542. Entre ce point et le P.K. 3+199,5, le tronçon est conçu sous la forme d'un viaduc, traversant une zone interurbaine principalement constituée de terres agricoles.

D'un point de vue remarquable, il convient de noter la présence de la station du Futur Parc Urbain entre les P.K. 2+790 et 2+905.

Après avoir dépassé cette station, le tronçon tourne avec un rayon de 450 mètres pour rejoindre le croisement de l'Oued Harrach, un élément supplémentaire à prendre en compte.

Une fois l'Oued El Harrach traversé, le tronçon suit un alignement droit avec une pente en hauteur descendante de 40 ‰, le viaduc aboutissant dans la vallée de l'Oued El Harrach au P.K. 3+217,780. À partir de ce point, un remblai est envisagé, suivi d'un éclaircissement avec section de rampe entre parois et rampe entre écrans jusqu'au P.K. 3+515, marquant le début de la section en tunnel entre écrans, marquant l'entrée dans le noyau urbain de Baraki.

Le tronçon passe ensuite dans un tunnel cadre au P.K. 3+492. Entre le P.K. 3+617 et le P.K. 3+670, le tronçon traverse un tunnel sous la Radiale de Baraki, intégrant ainsi le noyau urbain de Baraki.

Zone urbaine de Baraki : (3+540 – 6+174,3) :

Cette section du tronçon, située dans une zone urbaine, commence à la fin du tronçon 1 et se poursuit jusqu'à la fin du tracé. Dans cette zone, un tunnel sera construit sous Baraki.

Le tunnel traversera des matériaux quaternaires de nature granulaire, avec des cônes de déjection et le substrat plioquaternaire marneux. Dans une moindre mesure, le tunnel influencera le substrat tertiaire constitué de grès et de sable, notamment lorsque le tunnel atteindra ses profondeurs maximales. Tous ces matériaux sont recouverts par une épaisseur de remblais anthropiques résultant de l'aménagement des voies et des constructions de Baraki.

Le tunnel traversera principalement des matériaux compétents, à l'exception des premiers mètres où les matériaux quaternaires récents, plus meubles, seront rencontrés. Le niveau phréatique, relativement proche de la surface dans cette zone (10-12 mètres), peut potentiellement influencer le processus de construction.

Mis à part l'impact attendu du niveau phréatique sur le tunnel, aucun problème géotechnique majeur n'est prévu pour la construction de cette section. Il est toutefois important de noter que les matériaux tertiaires et plio-quaternaires présentent une disposition en couches, avec des variations fréquentes de faciès, ce qui peut influencer le développement du tunnel.

Entre le P.K. 3+690 et le P.K. 3+865, la typologie du tunnel passera du cadre au tunnel en mine NMA (New Austrian Tunnelling Method) afin de minimiser les impacts sur les structures existantes.

À partir du P.K. 3+865, le tracé passera sous le Boulevard Mohamed Belarbi en utilisant la typologie du tunnel en mine (NMA). Entre le P.K. 3+957 et le P.K. 4+084.470, la station Mohamed Belarbi est prévue, répondant ainsi aux besoins du noyau urbain de Baraki.

Une fois la station Mohamed Belarbi franchie, le tronçon suivra un alignement centré sous l'Avenue Mohamed Belarbi, utilisant un tunnel en mine (NMA), jusqu'au P.K. 4+744.292, où débutera la station Le Jardin.

La station Le Jardin prendra fin au P.K. 4+872.642, après quoi le tracé se poursuivra en alignement droit et centré le long de l'Avenue Mohamed Belarbi, avec une section de tunnel entre écrans. Le tracé reviendra à une section de tunnel NMA au P.K. 5+280, passant sous des bâtiments existants. Dans cette zone, un alignement courbe de 325 mètres de rayon est prévu, incluant des clothoïdes de 40 mètres de longueur.

Par la suite, un alignement droit permettra l'installation de la dernière station, Cité 2004, au P.K. 5+654.796.

Après la fin de la station Cité 2004, au P.K. 5+801.114, le tracé continuera en alignement droit avec une section de tunnel NMA, passant à nouveau sous des constructions existantes. Le tracé prendra fin au P.K. 6+174.070, après avoir suivi un alignement droit, y compris une section de tunnel entre écrans à partir du P.K. 6+125.

2.2.2. Technique de creusement adoptée

La réalisation des travaux de tunnelisation exige une approche méthodique pour assurer le succès de ce projet colossal, en prenant en considération les caractéristiques particulières du terrain traversé. Pour cette raison, l'excavation est planifiée en plusieurs phases, étant donné les sections substantielles des tunnels en question. Cette stratégie de construction par phases confère de multiples avantages, tant en termes de faisabilité technique que de maîtrise des coûts. Elle permet notamment de recourir à des machines d'excavation moins puissantes et plus abordables, tout en favorisant la stabilité globale de l'excavation.

En l'espèce, le choix s'est porté sur la méthode CALOTTE/STROSS/RADIER, qui peut être considérée comme une variante spécifique de la Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA). Cette option s'avère pertinente lorsque le terrain en aval de l'excavation démontre un comportement quasi-élastique.

L'application de la méthode CALOTTE/STROSS/RADIER offre l'avantage de parvenir à un équilibre quasi-instantané dans le processus d'excavation, réduisant par conséquent la nécessité d'une instrumentation complexe par rapport à la méthode NMA classique. Cela se traduit par des économies budgétaires significatives et des progrès plus rapides dans l'avancement des travaux.

2.2.3. Phases de construction du tunnel

Les différentes étapes de la construction du tunnel sont les suivantes :

Phase I : excavation et soutènement de la calotte

L'excavation de la calotte, qui constitue la première phase, est entreprise en utilisant des moyens mécaniques, principalement des rétro-excavatrices, en raison de la nature généralement meuble du sol ou de sa faible résistance. La longueur des tronçons d'excavation dépend de la qualité du terrain, variant de 1,5 m pour les terrains de meilleure qualité à 1,0 m pour ceux de qualité inférieure. En parallèle avec l'excavation, les opérations de déblai sont entreprises.

Phase II : excavation et soutènement du stross

Une fois achevé l'excavation de la calotte, le soutènement correspondant est installé. Cela débute par l'application d'une première couche de béton projeté (scellement) pour une protection initiale. Ensuite, les cintres métalliques sont positionnés à l'aide de plates-formes élévatoires. Enfin, le soutènement est complété par l'application du reste du béton projeté conformément aux plans.

Phase III : exécution de la contre-voûte (radier)

Après l'excavation et le soutènement de la calotte et du stross, la prochaine étape consiste à réaliser la contre-voûte en béton, qui achève la formation de l'anneau de soutènement.

Phase IV : mise en œuvre de l'imperméabilisation et du revêtement

Enfin, la dernière phase du processus consiste en la mise en place de l'imperméabilisation et de la couche de revêtement, assurant l'intégrité structurelle et la durabilité du tunnel.

2.2.4. Méthodes d'excavation

Le choix de la méthode d'excavation repose sur divers paramètres, tels que la longueur et la section des tunnels, la nature de la roche en termes de fracturation, d'altération, d'abrasivité et de résistance, ainsi que l'adaptabilité aux conditions du terrain.

Les méthodes d'excavation envisageables sont les suivantes :

Excavation avec des explosifs : Cependant, il est important de noter qu'elle n'est pas envisagée pour ce projet.

Machine à attaque ponctuelle rotative : sa pertinence est conditionnelle aux lithologies les plus dures, bien que cette méthode présente certains inconvénients, notamment en ce qui concerne les dimensions de la section qui nécessitent des machines plus importantes. De plus, ces machines ont tendance à être sujettes à des pannes, principalement dans le train, et leur coût est considérablement élevé.

Excavation avec des marteaux hydrauliques : cette alternative est envisageable pour les lithologies les plus dures, en utilisant des pelles rétro-excavatrices munies de marteaux

hydrauliques. Les avantages de cette méthode résident dans sa flexibilité et son coût avantageux, comparativement aux autres options.

Excavation avec rétro-excavatrice : pour les sols, l'excavation peut être réalisée à l'aide de rétro-excavatrices sans nécessité d'équipements auxiliaires pour améliorer les conditions d'excavation. En particulier, les rétro-excavatrices se montrent idéales pour ce type de matériaux, évitant ainsi les éventuelles difficultés rencontrées avec des sols argileux.

2.2.5. Cycles de travail

Chaque phase d'excavation est dotée d'un cycle de travail spécifique :

Etape 1 : excavation de la calotte

L'excavation de la calotte suit généralement une méthodologie impliquant une première phase d'excavation de la calotte, suivie d'une seconde phase d'excavation du stross. Les travaux d'excavation sont principalement réalisés au moyen de machines mécaniques, notamment des rétro-excavatrices, en raison de la nature du terrain, souvent caractérisé par sa faible résistance ou sa nature meuble.

La longueur des sections d'excavation est adaptée en fonction de la qualité du terrain, variant entre 1,5 m pour les terrains de meilleure qualité et 1,0 m pour les terrains moins favorables. Parallèlement à l'excavation, des opérations de déblai sont menées.

Etape 2 : exécution du soutènement de la calotte

Après l'achèvement de chaque tronçon d'excavation, le soutènement est mis en place. Il débute par l'application d'une première couche de béton projeté (scellement) pour une protection initiale. Ensuite, les cintres métalliques sont positionnés à l'aide de plates-formes élévatrices. Le soutènement est complété par l'application du reste du béton projeté, conformément aux plans.

Etape 3 : excavation du stross

Une fois l'excavation et le soutènement de la calotte achevés, les travaux d'excavation du stross débutent. Cette phase s'appuie sur des méthodes et techniques similaires à celles utilisées pour la calotte, impliquant notamment l'utilisation de rétro-excavatrices et d'autres équipements mécaniques.

La longueur des sections d'excavation du stross varie entre 3,0 et 2,0 m en fonction de la qualité du terrain. Selon les besoins, cette phase peut être subdivisée en deux ou trois étapes distinctes.

Etape 4 : exécution du soutènement du stross

Une fois l'excavation du stross achevée, les opérations de soutènement sont entreprises, suivant une approche similaire à celle employée pour la calotte.

Etape 5 : exécution de la contre-voûte

Une fois l'ensemble de la section du tunnel excavée et soutenue, la dernière étape consiste à réaliser la contre-voûte en béton, qui permet de fermer l'anneau de soutènement.

2.2.6. Machines constructives

L'ensemble du processus de construction du tunnel s'appuie sur un assortiment de machines spécifiques, qui se répartissent en trois catégories principales :

Machines d'excavation et de déblai

L'excavation des tunnels se fait mécaniquement, et le déblai est effectué au moyen de machines diesel. Cela implique l'utilisation d'une pelle chargeuse équipée de pneus, ainsi que de camions de chargement conventionnels. Dans les zones nécessitant l'excavation mécanique, une rétro-excavatrice sur chenilles est utilisée, éventuellement munie d'un marteau piqueur et d'une pelle excavatrice. Pour une adaptation optimale aux travaux souterrains, une rétro-excavatrice spécialement conçue pour les tunnels est recommandée.

Machines de mise en place du soutènement

Les éléments clés du soutènement comprennent le béton projeté et les cintres métalliques. Chacun de ces éléments nécessite des machines et des équipements spécifiques pour leur installation.

Pour le béton projeté, un robot de projection de béton par voie humide est utilisé, avec un débit important et une capacité de projection efficace, en raison de la longueur du périmètre de la section. Cet équipement est doté de toutes les composantes nécessaires, notamment le béton projeté, un bras de projection articulé, des trémies pour la réception du béton, des additifs et un châssis automobile. Le mélange des composants du béton est généralement réalisé en centrale à béton, bien qu'il puisse également être effectué en tête de tunnel. Les additifs sont ajoutés à l'aide d'une pompe doseuse. Si les conditions le permettent, le béton est approvisionné par des camions de chargement conventionnels, en fonction de la distance entre le front de travail et l'usine de béton.

L'équipement de projection doit être soigneusement nettoyé et vérifié à la fin de chaque cycle de travail, ces opérations revêtant une grande importance pour garantir le bon déroulement des travaux de projection. En tant que mesure de précaution, un second équipement de projection de moindre rendement est maintenu en réserve.

Pour la mise en place des cintres métalliques, une grue et une plateforme d'élévation mobile indépendante sont nécessaires. Ces équipements permettent d'accéder à tous les points de la section et d'effectuer les opérations en toute sécurité et stabilité. De plus, des équipements auxiliaires, tels qu'une unité mobile de soudure électrique et des outils à main, sont à disposition.

Machines pour le revêtement et l'imperméabilisation

La mise en place de la couche d'imperméabilisation et du revêtement des tunnels fait appel à des machines spécifiques. Pour l'application de l'imperméabilisation, une machine à projection

d'une fine couche de béton est utilisée. Cette couche agit comme une barrière de protection contre les infiltrations d'eau et offre une surface adhérente au revêtement final.

En ce qui concerne le revêtement, une machine de projection de béton est employée pour assurer une finition lisse et régulière, tout en répondant aux normes de qualité requises. Le choix du type de béton pour le revêtement dépend du contexte spécifique du projet et des exigences esthétiques.

En conclusion, l'excavation des tunnels dans le cadre de ce projet complexe repose sur une méthodologie calotte/stross/radier, impliquant des phases distinctes d'excavation, de soutènement, et d'achèvement. Le choix de la méthode d'excavation dépend de plusieurs facteurs, dont la nature du terrain et les dimensions du tunnel. Les machines spécifiques utilisées pour l'excavation, le soutènement, le revêtement, et l'imperméabilisation sont des éléments cruciaux du processus.

La sécurité des travailleurs est une priorité absolue, et des protocoles stricts et des équipements de sécurité sont en place pour minimiser les risques associés aux conditions souterraines. L'application de ces méthodes et technologies garantit que ce projet complexe se déroule de manière efficace et en toute sécurité, contribuant ainsi à la réalisation de cette infrastructure vitale pour la région.

2.3. Section étudiée

La wilaya d'Alger, la plus densément peuplée d'Algérie, est le berceau d'un ambitieux projet de développement urbain et de transport. Au cœur de cette initiative se trouve la commune de Baraki, située à 14 kilomètres au sud-est d'Alger, jouant un rôle central dans l'expansion urbaine de la région. Baraki, en tant que ville importante des communes du sud d'Alger, est le site d'un projet de tunnel métro d'une importance capitale pour l'amélioration des transports dans cette métropole dynamique.

Au cœur de ce projet se trouve la section connue sous le nom de "D17," située précisément sur le boulevard Mohamed Belarbi à Baraki. Ce tunnel en mine, s'étendant sur 430 mètres, est une composante essentielle de la deuxième phase du projet de transport métro. Sa construction sous les infrastructures urbaines existantes, comprenant des bâtiments, des immeubles et des réseaux de services publics, représente un défi technique majeur.

Le tunnel "D17" se caractérise par son diamètre imposant de 9,84 mètres et un rayon de 4,9 mètres. Il est divisé en trois parties distinctes : la calotte supérieure, le stross médian, et le radier inférieur. Pour garantir le succès de ce projet complexe, une campagne de reconnaissance géotechnique approfondie a été menée. Celle-ci a inclus sept sondages carottés, avec des profondeurs d'investigation allant de 40 à 60 mètres, permettant une compréhension détaillée des caractéristiques géologiques du site.

En plus des sondages, des essais en laboratoire ont été réalisés sur les échantillons extraits des sondages, couvrant divers aspects, notamment la granulométrie, les limites d'Atterberg, l'analyse chimique du sol, la densité sèche et humide, la résistance à la compression uniaxiale, les essais de cisaillement, et bien d'autres.

À travers ces efforts, une coupe interprétative du site d'étude a été réalisée, offrant des informations cruciales pour la conception et la réalisation de cette section du tunnel. Cette section de la thèse se penchera sur les détails spécifiques de "D17," mettant en lumière les aspects géologiques, l'instrumentation utilisée, les résultats obtenus et les conclusions qui en découlent.

Au-delà de la construction d'un tunnel métro, ce projet incarne une étape importante de l'évolution urbaine d'Alger. La section "D17" est un élément clé dans la réalisation de cette vision de développement, contribuant au renforcement de l'infrastructure de transport de la région et améliorant la qualité de vie de ses citoyens.

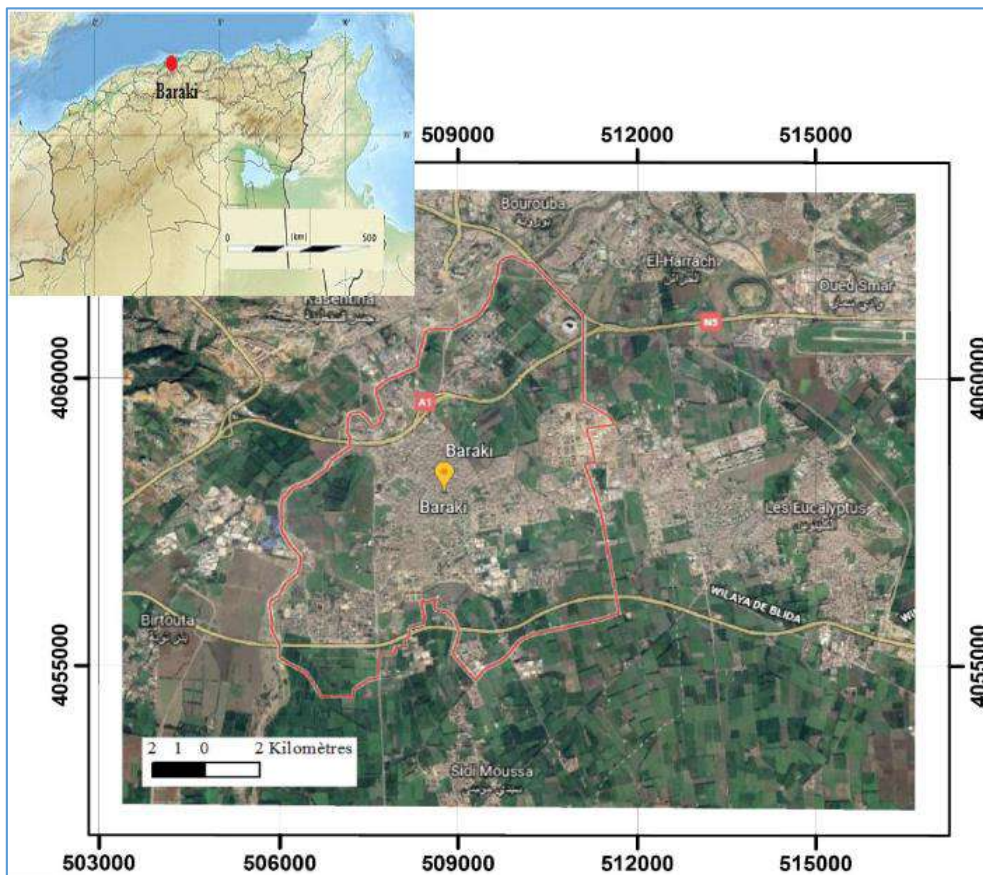


Figure 2.2 : Situation géographique de Baraki.

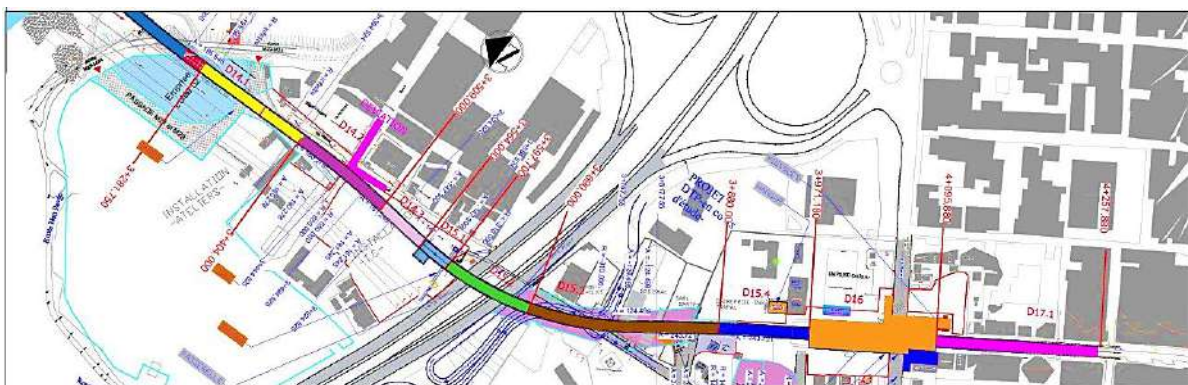


Figure 2.3 : Position du tronçon D17.

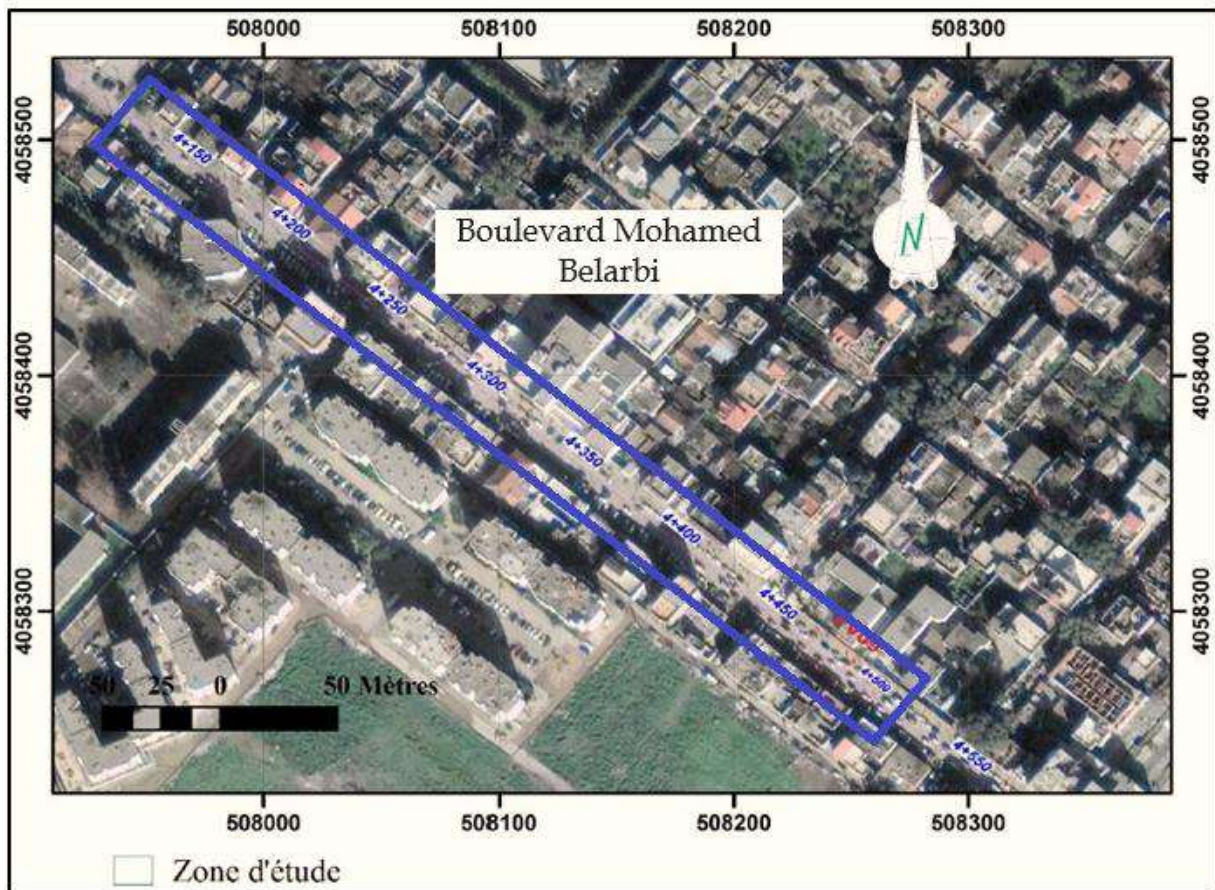


Figure 2.4 : Situation géographique de la zone d'étude.

2.4. Reconnaissance géotechnique

La reconnaissance géotechnique, une étape préliminaire importante dans le processus de conception de tunnels tels que le tunnel D17 à Alger, est une démarche méthodique visant à collecter des données essentielles relatives aux propriétés du sol et du sous-sol du site d'étude. Ces informations sont essentielles pour évaluer la faisabilité du projet, sa stabilité, et pour orienter les décisions de conception et de construction.

Dans cette perspective, la reconnaissance géotechnique s'appuie sur la classification de l'AFTES (Guillaume [1994]), qui identifie cinq familles de paramètres à évaluer : les contraintes naturelles, les caractéristiques physiques, les caractéristiques mécaniques, les caractéristiques hydrogéologiques, et les éléments liés à la constructibilité.

Les contraintes naturelles, en premier lieu, englobent une multitude de facteurs inhérents au contexte géologique du site. Ces facteurs incluent la nature des formations géologiques, la topographie, la présence de nappes phréatiques, ainsi que les contraintes climatiques locales. L'étude de ces contraintes permet de prendre en compte les défis naturels qui peuvent influencer la construction du tunnel.

Les caractéristiques physiques des sols et des roches jouent un rôle déterminant dans la réponse du sol aux contraintes mécaniques. Parmi ces caractéristiques, la granulométrie, la porosité, la densité, la compacité, la texture et d'autres paramètres sont scrutés en détail pour évaluer la composition du sol.

Les caractéristiques mécaniques, quant à elles, revêtent une importance capitale pour évaluer la stabilité du tunnel. Cela inclut la résistance des sols et des roches, leur cohésion, leur angle de frottement interne, leur module d'élasticité, leur plasticité, leur comportement sous charge, ainsi que leur réaction en présence d'eau.

Les caractéristiques hydrogéologiques s'attachent à comprendre la présence d'eau dans le sous-sol, étant donné que celle-ci peut considérablement impacter la construction et l'exploitation du tunnel. Les paramètres examinés englobent la perméabilité des formations géologiques, la localisation des nappes phréatiques, la pression d'eau, et la possibilité d'infiltrations.

La constructibilité, enfin, prend en compte les aspects pratiques de la construction du tunnel. Elle englobe la détection de failles, de cavités, et d'éléments naturels perturbateurs, ainsi que les contraintes liées à l'accès au site. L'analyse de la constructibilité facilite la planification des travaux et l'identification des méthodes de construction appropriées.

Dans le contexte du projet du tunnel D17 à Alger, la reconnaissance géotechnique revêt une importance capitale. Elle éclaire sur les défis naturels à surmonter, elle renseigne sur la réponse du sol aux contraintes mécaniques, elle anticipe la gestion de l'eau souterraine, et elle guide les choix de conception et de construction. La reconnaissance géotechnique constitue, en somme, le socle de la sécurité, de la stabilité, de l'efficacité et de la rentabilité du projet du tunnel D17 à Alger.

Les analyses et les résultats présentés dans cette section sont issus des études effectuées par l'entreprise responsable de la campagne géotechnique pour ce projet. COSIDER a mené une série d'analyses in situ et en laboratoire pour fournir les données nécessaires à une évaluation complète des conditions géotechniques du site.

2.4.1. Essais in situ pour l'étude géotechnique du tunnel D17

La réalisation d'un tunnel souterrain est une entreprise complexe qui nécessite une compréhension approfondie des conditions géologiques et géotechniques du site. Dans le cadre de l'étude géotechnique du Tunnel D17, des essais in situ ont été menés par l'entreprise COSIDER pour recueillir des données cruciales et fournir un aperçu détaillé de la nature du sol et des roches le long de l'alignement du tunnel. Ces essais sont au cœur de la prise de décision éclairée et de la réussite de tout projet de génie civil d'une telle envergure.

L'objectif principal de ces essais in situ est de caractériser le sous-sol dans la zone d'étude, en fournissant une image claire et précise des conditions géologiques et géotechniques (Devincenzi et Frank [2004]). Cette connaissance approfondie est essentielle pour plusieurs raisons :

Evaluation de la stabilité : les données recueillies à partir de ces essais permettent d'évaluer la stabilité du tunnel pendant et après sa construction. En comprenant les propriétés du sol et des

roches, il est possible d'anticiper les mouvements du terrain, les risques de tassements, et les besoins en soutènement.

Choix des méthodes de creusement : les essais in situ jouent un rôle crucial dans le choix des méthodes de creusement. Selon la résistance du sous-sol et sa nature, différentes méthodes de creusement peuvent être envisagées. Par conséquent, la sécurité et l'efficacité du processus de construction dépendent en grande partie de ces données.

Conception du soutènement : la conception du soutènement du tunnel est basée sur des données géotechniques précises. Les essais in situ fournissent des informations essentielles pour dimensionner le soutènement de manière adéquate, garantissant ainsi la sécurité des futurs usagers du tunnel.

Pour répondre à ces exigences, trois principaux types d'essais in situ ont été réalisés dans le cadre de l'étude géotechnique du Tunnel D17 par COSIDER :

Les sondages carottés : ces forages ont permis de prélever des échantillons de sol et de roche à différentes profondeurs. Ces échantillons ont été soumis à des analyses détaillées en laboratoire, permettant ainsi de caractériser la composition, la cohésion, la porosité, et d'autres propriétés importantes.

L'essai de pénétration au carottier (SPT) : L'essai SPT consiste à enfoncer un carottier dans le sol et à mesurer la résistance rencontrée à différentes profondeurs. Ces mesures fournissent des indications sur la résistance du sol et sa capacité à supporter des charges.

L'essai pressiométrique : L'essai pressiométrique est une méthode sophistiquée permettant de caractériser les propriétés mécaniques du sol, y compris sa compressibilité et son module de déformation. Cet essai fournit des données cruciales pour évaluer la réponse du sol à des charges appliquées.

Dans les sections suivantes, nous plongerons plus profondément dans chaque essai, détaillant la méthodologie, les objectifs spécifiques, et l'interprétation des résultats. L'objectif est de fournir une vue complète de la géologie du Tunnel D17 et de garantir que chaque décision relative à sa construction est prise en toute connaissance de cause.

Tableau 2.1 : Investigations géotechniques disponibles de section D17 (COSIDER [2020]).

Essais		Profondeur (m)	Coordonnées			PK
			X	Y	Z	
Sondage carotté	SC18	60	508028.15	4058220.78	20.94	4+106.70
	SC19	60	508054.80	4058182.05	20.84	4+156.70
	SC20	40	508107.98	4058137.33	21.06	4+226.70
	SC21	40	508163.44	4058093.90	20.99	4+306.12
	SC22	40	508216.46	4058048.92	21.38	4+375.98
	SC23	40	508272.61	4058001.45	21.65	4+450.00
	SC24	40	508327.55	4057962.71	21.61	4+511.36
Sondage pressiomètre	SP18	60	508019.31	4058210.34	20.94	4+106.70
	SP19	60	508064.42	4058189.01	20.94	4+156.70
	SP20	40	508109.03	4058152.31	21.01	4+226.70
	SP21	40	508171.29	4058103.52	20.93	4+306.12
	SP22	40	508225.72	4058059.71	21.09	4+375.98
	SP23	40	508282.84	4058013.84	21.28	4+450.00
	SP24	40	508333.42	4057976.72	21.34	4+511.36

2.4.1.1. Sondages carottés : exploration en profondeur du sous-sol du tunnel d17

Dans notre quête pour réaliser le Tunnel D17, un élément clé de notre arsenal d'exploration géotechnique est constitué par les sondages carottés. Ces sondages sont bien plus que des trous creusés dans le sol. Ils représentent un pilier essentiel pour comprendre la composition géologique du sous-sol et pour prendre des décisions éclairées quant à la conception et à la construction du tunnel.

Notre objectif est de plonger dans le monde souterrain du Tunnel D17, en commençant par une exploration minutieuse de la technique des sondages carottés. Ces investigations en profondeur nous permettent de saisir les caractéristiques du sol et des roches à différentes profondeurs (**qui sont présentés ensuite**), apportant ainsi une vision détaillée des défis que nous devons surmonter pour réaliser ce projet ambitieux.

L'une des premières questions qui se posent est la suivante : que sont exactement les sondages carottés ? En termes simples, il s'agit d'une méthode d'exploration géotechnique qui vise à obtenir des échantillons représentatifs du sous-sol, à différentes profondeurs le long de l'alignement du Tunnel D17. Ces échantillons sont extraits à l'aide d'une carotte creuse, permettant ainsi de prélever des portions intactes du sol et des roches.

La question cruciale qui se pose ensuite est celle de savoir pourquoi ces sondages carottés sont-ils si importants pour notre projet ? La réponse réside dans le rôle essentiel qu'ils jouent. Ils révèlent la composition géologique du sous-sol, identifiant les types de sols et de roches, ainsi que leurs propriétés mécaniques. Ils nous renseignent sur la profondeur des couches, les niveaux de la nappe phréatique, et les variations des caractéristiques géotechniques.

Les sondages carottés ont des objectifs précis. Ils visent à déterminer les caractéristiques géotechniques des couches de sol et des roches, à localiser l'eau souterraine, et à définir les propriétés mécaniques du sous-sol. Ces données sont essentielles pour choisir les méthodes de creusement, concevoir le type de soutènement nécessaire, et anticiper tout problème géotechnique qui pourrait surgir.

Ainsi, dans notre aventure pour donner vie au Tunnel D17, les sondages carottés sont les yeux qui nous offrent une vision profonde du sous-sol. Ils nous aident à prendre des décisions éclairées, à minimiser les risques et à garantir la stabilité et la durabilité de notre ouvrage.

La section à venir (**essai en laboratoire**) plongera en profondeur dans la méthodologie des sondages carottés, explorant les étapes de leur exécution, l'analyse des échantillons obtenus, et les implications de leurs résultats pour notre projet. Cette exploration approfondie des sondages carottés est une étape cruciale dans notre voyage vers la réalisation du Tunnel D17.

2.4.1.2. Essai de pénétration au carottier (SPT)

L'essai de pénétration au carottier (SPT), également désigné sous l'appellation *Standard Penetration Test* (SPT) en anglais, se positionne comme une méthode d'investigation in situ capitale pour caractériser la résistance des sols à différentes profondeurs. Dans le cadre de la conception et de la réalisation d'infrastructures souterraines telles que le Tunnel D17, l'essai SPT joue un rôle fondamental. Cette section vise à explorer en profondeur les tenants et aboutissants de l'essai SPT, en mettant l'accent sur ses implications au niveau de la résistance au cisaillement des sols, la corrélation avec le nombre de coups SPT, et la conformité aux normes géotechniques internationales.

L'essai SPT repose sur une méthodologie rigoureuse consistant à enfoncer un carottier équipé d'un outil de forage dans le sol, à des profondeurs prédéfinies. À chaque intervalle de 150 mm, l'opérateur enregistre le nombre de coups requis pour enfoncer l'outil de forage de 300 mm supplémentaires dans le sol. Ce nombre de coups, souvent désigné par le terme "nombre de coups SPT" ou "N," constitue un indicateur majeur de la résistance du sol à cet emplacement précis.

La réalisation de l'essai SPT requiert une série d'équipements spécifiques, comprenant le marteau SPT, une tige de forage, et un assortiment de mèches ou pointes de carottage. Le marteau SPT est spécialement conçu pour permettre des enfoncements précis et répétés de l'outil de forage. La tige de forage a pour rôle de maintenir l'outil en position, tandis que les mèches ou pointes sont chargées de pénétrer le sol.

L'essai SPT poursuit principalement l'objectif de caractériser la résistance des sols à diverses profondeurs. Cette caractérisation revêt une importance capitale, car elle permet d'évaluer la capacité du sol à résister aux contraintes qui lui sont appliquées. En d'autres termes, l'essai SPT fournit une compréhension de la réponse du sol face aux charges. Dans le contexte du Tunnel D17, cette information guide les décisions relatives à la conception et à la construction, garantissant ainsi la stabilité de la structure.

L'interprétation des résultats de l'essai SPT est d'une importance primordiale pour évaluer la résistance des sols. Deux aspects spécifiques méritent une attention particulière : la résistance au cisaillement des sols cohérents et l'état des sols non cohérents.

La résistance au cisaillement non drainé des sols cohérents est une caractéristique clé. Les travaux de recherche menés par Peck en [1974] ont établi une relation significative entre la valeur du nombre de coups SPT (N_{SPT}) et la résistance au cisaillement non drainé de ces sols. Un N_{SPT} élevé indique une plus grande résistance des sols cohérents au cisaillement, un élément essentiel à la conception du Tunnel D17.

Tableau 2.2 : Résistance au cisaillement non drainé pour sols cohérents selon leur valeur du N_{SPT} (Peck [1974]).

N_{SPT}	Consistance	Identification au chantier	Résistance au cisaillement non drainé (kPa)
0 – 2	Très molle	Sol pénétré facilement de quelques cm par le poing	< 12
2 – 4	Molle	Sol pénétré facilement de quelques cm par le pouce	12 – 25
4 – 8	Ferme	Sol pénétré de plusieurs pouces par le pouce avec un effort modéré	25 – 50
8 – 15	Raide	Sol marqué facilement par le pouce, mais pénétré avec beaucoup d'effort	50 – 100
15 – 30	Très raide	Sol rayé facilement par l'ongle du pouce	100 – 200
> 30	dure	Sol rayé difficilement par l'ongle du pouce	> 200

D'autre part, dans le cas des sols non cohérents, les recherches menées par Fang en [1991] ont révélé une corrélation notable entre le nombre de coups SPT et l'état de ces sols. Le SPT fournit des informations précieuses sur la densité relative et la compacité des sols non cohérents. Un nombre de coups SPT élevé traduit une plus grande densité du sol non cohérent, une caractéristique cruciale pour appréhender la stabilité des sols autour du Tunnel D17.

Tableau 2.3 : Corrélation entre le nombre de coups SPT et l'état du sol non cohérent (Fang [1991]).

Etat du sol	SPT	Indice de densité (%)	Angle de frottement interne	
			Peck [1974]	Meyerhof [1956]
Très lâche	< 4	< 20	< 28	< 30
Lâche	4 – 10	20 – 40	28 – 30	30 – 35
Moyennement compact	10 – 30	40 – 60	31 – 36	35 – 40
Compact	30 – 50	60 – 80	36 – 41	40 – 45
Très compact	> 50	> 80	> 41	> 45

Pour garantir une exécution standardisée de l'essai SPT et une interprétation cohérente des résultats, deux normes internationales jouent un rôle central : [NF P96-116] et [ASTM D1586/D1586M-18]. Ces normes définissent avec précision la méthodologie, les procédures et les équipements nécessaires pour mener à bien l'essai SPT. De plus, elles détaillent les paramètres mesurés, parmi lesquels figure le nombre total de coups (N), qui se compose du nombre de coups N1 pour les premiers 15 cm, et du nombre de coups N2 pour les 15 cm suivants. Cette mesure fournit une caractérisation précise de la résistance du sol à différentes profondeurs, offrant des informations stratigraphiques essentielles pour la conception du Tunnel D17.

L'essai de pénétration au carottier (SPT) a été effectué à sept emplacements différents le long de la section de tunnel D17. Les résultats de ces essais fournissent des informations cruciales sur la résistance du sol à diverses profondeurs. Pour une vue complète de ces données, voir les graphiques illustrant les résultats de l'essai SPT dans chaque emplacement en **Annexe 01**.

2.4.1.3. L'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique, également appelé essai pressiométrique de Menard, est un élément central de l'étude géotechnique du Tunnel D17 en raison de sa capacité à caractériser en détail les propriétés mécaniques du sol. Cette méthode sophistiquée offre une compréhension approfondie de la compressibilité du sol, de sa pression limite et de son module de déformation. Cela est essentiel pour évaluer comment le sol réagit aux charges et assurer la stabilité de la structure du tunnel.

L'essai pressiométrique est mené à l'aide d'une sonde pressiométrique spécialement conçue. Cette sonde est insérée dans le sol à l'emplacement du tunnel D17. Elle est équipée de deux manomètres, l'un mesurant la pression d'expansion, et l'autre la pression de préconsolidation. La sonde est progressivement gonflée avec un fluide sous pression, créant ainsi des contraintes dans le sol environnant. Les réponses du sol à ces contraintes sont soigneusement enregistrées.

L'exactitude des résultats de l'essai pressiométrique dépend de l'utilisation d'équipements précis. La sonde pressiométrique elle-même est un élément central, et les manomètres sont essentiels pour mesurer avec précision les pressions d'expansion et de préconsolidation. La qualité de ces équipements est un facteur important pour garantir la fiabilité des données obtenues.

L'essai pressiométrique vise principalement à caractériser la compressibilité du sol, sa pression limite et son module de déformation. Ces propriétés mécaniques sont fondamentales pour évaluer la capacité du sol à supporter les charges imposées par le tunnel D17. La compressibilité du sol est essentielle pour comprendre comment il réagit face à ces charges, tandis que la pression limite définit sa capacité de support.

Les résultats de l'essai pressiométrique sont représentés sous forme de courbes pression-gonflement. Ces courbes offrent une visualisation claire de la réponse du sol aux contraintes appliquées. Les paramètres essentiels, notamment la pression de fluage, la pression limite nette et le module de déformation pressiométrique, peuvent être extraits de ces courbes.

L'essai pressiométrique suit des normes internationales rigoureuses pour garantir sa validité et sa comparabilité. Deux normes clés, [NF P94-110-1] et [XP P94-110-2], définissent les procédures et les équipements nécessaires pour mener à bien l'essai. De plus, elles précisent les paramètres mesurés, dont le module déformation pressiométrique (E), la pression de fluage (PF) et la pression limite (PL), essentiels pour évaluer la réponse du sol aux charges appliquées.

L'essai pressiométrique permet d'établir des relations pour la conception du tunnel D17. Il offre, par exemple, la possibilité de déterminer l'angle de frottement interne en fonction de la pression limite nette, comme démontré par Menard, une relation qui peut être essentielle pour comprendre la résistance du sol. De plus, la cohésion non drainée peut être dérivée à partir de la pression limite, comme démontré par Amar et Jézéquel en 1972.

L'essai pressiométrique a été réalisé en sept endroits distincts le long de la section du tunnel D17. Les données obtenues à partir de ces essais jouent un rôle fondamental dans l'évaluation de la réponse mécanique du sol à différentes profondeurs. Pour une compréhension approfondie de ces données, voir les graphiques décrivant les résultats de l'essai pressiométrique à chaque emplacement en **Annexe 02**.

2.4.2. Essai en laboratoire pour l'étude géotechnique du tunnel D17

2.4.2.1. Teneur en eau

L'essai de teneur en eau est une procédure fondamentale dans l'analyse géotechnique, servant à déterminer la proportion d'eau contenue dans un échantillon de sol. Cette mesure revêt une importance critique dans le contexte du projet du tunnel D17, car elle fournit des informations essentielles sur l'état hydrique du sol. La teneur en eau est un paramètre géotechnique majeur influençant la compacité, la cohésion, la résistance et la compressibilité du sol. De plus, elle est intrinsèquement liée à l'état de saturation du matériau, un facteur clé pour comprendre son comportement sous les charges induites par le tunnel.

La réalisation de l'essai de teneur en eau a nécessité le prélèvement d'échantillons de sol à différentes profondeurs le long de la trajectoire du tunnel D17. Ces échantillons ont ensuite été acheminés au laboratoire, où une série d'étapes rigoureuses a été suivie pour déterminer la teneur en eau. Le processus a débuté par la pesée précise de chaque échantillon, englobant à la fois les solides et l'eau qu'il contient. Ensuite, les échantillons ont été soumis à un processus de séchage minutieux. Au fur et à mesure que l'eau s'évaporait, les échantillons étaient constamment pesés jusqu'à ce que le poids ne varie plus, indiquant que le séchage était complet.

Les résultats obtenus à la suite de l'essai de teneur en eau ont permis de quantifier la quantité d'eau présente dans le sol à différentes profondeurs le long du tracé du tunnel. Cette information est essentielle pour comprendre l'état de saturation du matériau. Les sols saturés à pleine capacité peuvent présenter des caractéristiques mécaniques et hydrauliques distinctes de celles des sols partiellement saturés. Cela peut affecter la stabilité et le comportement du tunnel, ainsi que la gestion des eaux souterraines dans la zone du projet.

De plus, la teneur en eau influe sur la compacité du sol, un facteur critique dans la conception de l'ouvrage. Les sols fortement saturés ont tendance à avoir une plus faible densité apparente, ce qui peut influencer la répartition des charges induites par le tunnel. Par conséquent, la

compréhension de la teneur en eau est indispensable pour une conception géotechnique précise et pour garantir la sécurité à long terme du tunnel.

L'essai de teneur en eau représente la première étape des essais en laboratoire visant à caractériser les propriétés géotechniques du sol dans la région du tunnel D17. En poursuivant l'examen des autres essais de laboratoire, nous parviendrons à établir une vue exhaustive de la géologie du site, fournissant ainsi une base solide pour la prise de décisions éclairées concernant la construction de l'ouvrage.

Les résultats de l'essai de teneur en eau, basés sur l'analyse des échantillons prélevés dans les sept sondages carottés le long de la section du tunnel D17, fournissent des informations précieuses sur l'état hydrique des sols dans cette région stratégique. Les données obtenues offrent un aperçu détaillé des variations de teneur en eau à différentes profondeurs, ce qui est d'une importance capitale pour la conception du tunnel et la gestion des eaux souterraines. Voici un aperçu des résultats significatifs issus de cet essai :

Tableau 2.4 : Résultats de l'essai de teneur en eau (sondage carotté n°18).

SC 18	
Profondeur (m)	Teneur en eau (%)
02.00-02.50	9.78
19.00-19.50	5.10
27.45-27.95	14.83
47.20-47.70	12.72
54.50-55.00	9.47

Tableau 2.5 : Résultats de l'essai de teneur en eau (sondage carotté n°19).

SC 19	
Profondeur (m)	Teneur en eau (%)
03.50-04.00	18.76
14.50-15.00	13.07
24.45-24.95	22.41
33.45-33.95	21.28
43.00-43.50	15.45

Tableau 2.6 : Résultats de l'essai de teneur en eau (sondage carotté n°20).

SC 20	
Profondeur (m)	Teneur en eau (%)
02.00 - 02.50	18.81
08.50 - 09.00	13.47
12.50 - 13.00	16.50
21.45 - 21.95	5.96
25.00 - 25.50	16.94
30.45 - 30.95	20.10
39.45 - 39.95	17.83

Tableau 2.7 : Résultats de l'essai de teneur en eau (sondage carotté n°21).

SC 21	
Profondeur (m)	Teneur en eau (%)
04.00-04.50	10.52
09.45-09.95	15.72
14.50-15.00	11.34
17.00-17.50	12.28
19.00-19.50	10.19
21.45-21.95	13.35
26.00-26.50	12.14
30.45-30.95	9.61
35.00-35.50	28.50
38.50-39.00	23.85

Tableau 2.8 : Résultats de l'essai de teneur en eau (sondage carotté n°22).

SC 22	
Profondeur (m)	Teneur en eau (%)
02.50-03.00	12.27
06.45-06.95	8.23
11.50-12.00	23.98
19.00-19.50	14.52
24.50-25.00	16.93
29.00-29.50	15.48
35.50-36.00	18.89
39.50-40.00	20.37

Tableau 2.9 : Résultats de l'essai de teneur en eau (sondage carotté n°23).

SC 23	
Profondeur (m)	Teneur en eau (%)
02.45-02.95	16.36
06.50-07.00	18.61
16.00-16.50	17.13
17.50-18.00	10.63
23.50-24.00	12.94
27.50-28.00	21.67
30.00-30.50	19.00
32.00-32.50	19.92
38.50-39.00	17.62

Tableau 2.10 : Résultats de l'essai de teneur en eau (sondage carotté n°24).

SC 24	
Profondeur (m)	Teneur en eau (%)
04.00-04.50	9.10
07.00-07.50	14.88
14.60-15.00	14.09
18.45-18.95	14.20
20.00-20.50	15.04
30.45-30.95	11.39
35.00-35.50	13.04
39.45-39.95	21.52

Les résultats de l'essai de teneur en eau révèlent des variations significatives de la teneur en eau avec la profondeur. Plus précisément, ils mettent en lumière une augmentation de la teneur en eau à mesure que l'on s'enfonce plus profondément dans le sol. Cette observation est cruciale, car elle indique un potentiel de saturation accrue à des profondeurs plus importantes, ce qui pourrait affecter la réponse du sol aux charges du tunnel.

Les résultats suggèrent également une corrélation directe entre la teneur en eau et l'état de saturation des sols. Les échantillons de sol avec des teneurs en eau plus élevées indiquent un état de saturation plus important. Cette relation est d'une importance majeure, car les sols saturés peuvent présenter un comportement mécanique et hydraulique différent de celui des sols partiellement saturés. Cela doit être pris en compte dans la conception du tunnel.

La teneur en eau influence également la compacité des sols. Les résultats indiquent que les sols ayant des teneurs en eau plus élevées ont tendance à avoir une densité apparente moindre. Cette observation est essentielle, car elle a un impact direct sur la répartition des charges induites par le tunnel. Une compréhension précise de ces variations est nécessaire pour garantir la stabilité à long terme de l'ouvrage.

Enfin, les résultats de l'essai de teneur en eau ont des implications importantes pour la gestion des eaux souterraines. Les informations sur la teneur en eau sont cruciales pour évaluer le potentiel de fluctuations du niveau de la nappe phréatique, ce qui peut affecter la sécurité et la stabilité du tunnel.

En somme, les résultats de l'essai de teneur en eau fournissent une base solide pour la compréhension des propriétés géotechniques des sols dans la région du tunnel D17. Ils sont essentiels pour la conception géotechnique, la sécurité à long terme de l'ouvrage et la gestion efficace des eaux souterraines. Ces données, associées à celles d'autres essais en laboratoire, contribuent à établir un profil géologique détaillé de la zone d'étude, garantissant ainsi une prise de décisions éclairée dans le cadre de la construction du tunnel.

2.4.2.2. Masse volumique des particules solides des sols - méthode du pycnomètre à eau

La caractérisation précise des propriétés des sols est un élément fondamental de toute étude géotechnique visant la conception et la construction d'infrastructures souterraines telles que le Tunnel D17. Parmi ces propriétés, la masse volumique des particules solides (ρ_s) revêt une importance intéressante, car elle permet de comprendre la composition et le comportement mécanique des sols. L'utilisation de la méthode du pycnomètre à eau suivant les normes [NF P 94-054] et [NF ISO 17892-3] offre une approche précise et reconnue pour évaluer ce paramètre fondamental.

L'essai de détermination de la masse volumique des particules solides des sols repose sur une approche méticuleuse. Il commence par le prélèvement d'échantillons représentatifs du sol, qui sont extraits des carottes provenant des sept sondages carottés réalisés le long de la section du Tunnel D17. Ces échantillons sont soigneusement séchés en laboratoire pour éliminer toute teneur en eau, garantissant ainsi que la masse mesurée correspond aux particules solides du sol.

Une fois l'échantillon séché, il est pesé avec une balance précise, dont l'étalonnage est essentiel pour obtenir des résultats exacts. Parallèlement, le volume des particules solides est mesuré à l'aide d'un pycnomètre à eau. Ce dispositif permet de déterminer le volume en mesurant la quantité d'eau nécessaire pour remplir le pycnomètre lorsque l'échantillon de sol y est immergé.

La détermination de la masse volumique des particules solides des sols poursuit plusieurs objectifs significatifs. Tout d'abord, elle contribue à caractériser la composition du sol en identifiant les différentes fractions de particules (argiles, limons, sables, etc.). De plus, elle fournit des données cruciales pour évaluer la compacité du sol, exprimée en termes de densité relative, qui est un paramètre fondamental pour la stabilité et la capacité portante du sol. Dans le contexte du Tunnel D17, ces informations sont d'une importance vitale pour garantir une conception et une construction adaptées aux conditions géotechniques spécifiques de chaque emplacement le long de la section du tunnel.

Après avoir réalisé l'essai du pycnomètre à eau sur les échantillons issus des sept sondages carottés, les résultats obtenus permettent de calculer la masse volumique des particules solides (ρ_s) pour chaque emplacement spécifique. Ces données sont essentielles pour comprendre la nature des sols rencontrés tout au long du tracé du tunnel. Elles servent de base pour les analyses ultérieures, notamment pour la définition de la stratigraphie des sols et l'évaluation de leur aptitude à supporter la structure du Tunnel D17.

Dans la section suivante, nous présentons les résultats de cet essai sous forme de tableaux détaillés. Chaque tableau correspond à l'un des sept sondages carottés réalisés le long de la section du tunnel. Les données dans ces tableaux reflètent la masse volumique des particules solides à différentes profondeurs dans le sol, permettant une vue approfondie de la variation de la compacité des sols le long du tracé du tunnel.

Tableau 2.11 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des particules solides des sols (sondage carotté n°18).

SC 18	
Profondeur	Masse volumique (g/cm³)
03.50-04.00	2.61
13.00-13.50	2.61
17.00-17.50	2.65
23.00-23.50	2.65
31.00-31.50	2.66
46.50-46.95	2.64
52.00-52.50	2.64

Tableau 2.12 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des particules solides des sols (sondage carotté n°19).

SC 19	
Profondeur	Masse volumique (g/cm³)
05.50-06.00	2.68
18.45-18.95	2.66
26.00-26.50	2.68
33.45-33.95	2.67
43.00-43.50	2.69

Tableau 2.13 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des particules solides des sols (sondage carotté n°20).

SC 20	
Profondeur	Masse volumique (g/cm³)
02.00-02.50	2.60
10.00-10.50	2.63
15.50-16.00	2.69
17.50-18.00	2.68
28.00-28.50	2.68
34.00-34.50	2.68
35.50-36.00	2.68

Tableau 2.14 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des particules solides des sols (sondage carotté n°21).

SC 21	
Profondeur	Masse volumique (g/cm³)
04.00-04.45	2.62
17.00-17.50	2.63
19.00-19.50	2.64
28.00-28.50	2.58
32.50-33.00	2.65

Tableau 2.15 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des particules solides des sols (sondage carotté n°22).

SC 22	
Profondeur	Masse volumique (g/cm³)
02.50-03.00	2.52
09.45-09.95	2.63
14.00-14.50	2.70
17.50-18.00	2.64
27.50-28.00	2.71
30.50-31.00	2.64

Tableau 2.16 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des particules solides des sols (sondage carotté n°23).

SC 23	
Profondeur	Masse volumique (g/cm³)
04.00-04.50	2.64
08.00-08.50	2.65
14.00-14.50	2.66
16.00-16.50	2.61
27.50-28.00	2.67
32.00-32.50	2.69
38.50-39.00	2.69

Tableau 2.17 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des particules solides des sols (sondage carotté n°24).

SC 24	
Profondeur	Masse volumique (g/cm³)
04.00-04.50	2.53
18.45-18.95	2.62
20.00-20.50	2.68
32.00-32.50	2.67
37.00-37.50	2.64

La détermination de la masse volumique des particules solides des sols, effectués par le biais de la méthode du pycnomètre à eau, revêt une importance fondamentale pour notre étude géotechnique du Tunnel D17. Ces résultats fournissent un aperçu précis de la densité des particules solides présentes dans le sol à différentes profondeurs, ce qui constitue une caractéristique essentielle pour comprendre le comportement mécanique du sol.

Les variations de la masse volumique des particules solides d'une profondeur à l'autre révèlent des informations clés sur la compacité du sol. Une masse volumique des particules solides plus élevée indique une plus grande densité du sol, tandis qu'une masse volumique plus faible peut être associée à des sols plus lâches. Ces données nous permettent d'établir des profils de densité du sol tout au long du tracé du tunnel, contribuant ainsi à définir des zones de sols plus ou moins cohérents. Ainsi que pour la prise de décisions relatives à la conception du Tunnel D17. Elle nous aidera à identifier les zones potentiellement problématiques en termes de stabilité et à

adapter les techniques de construction en conséquence. De plus, ces données s'intègrent dans l'ensemble des informations géotechniques que nous avons recueillies afin d'obtenir une vue d'ensemble complète de la géologie du tunnel.

2.4.2.3. Détermination de la masse volumique des sols secs et humides

La détermination de la masse volumique des sols dans leurs états sec et humide constitue un volet essentiel de notre étude géotechnique du Tunnel D17. Cette caractéristique géotechnique revêt une importance capitale dans la mesure où elle permet d'appréhender la masse d'un volume donné de matériau sous deux conditions distinctes : en l'absence d'eau, c'est-à-dire dans son état sec, et en incluant l'eau interstitielle, représentant son état humide. L'étude de ces variations entre ces deux états renseigne de manière substantielle sur la teneur en eau des sols et sur leur compacité. Ces informations sont d'une importance cruciale dans l'évaluation du comportement mécanique des sols, notamment leur capacité à supporter des charges. Cette caractéristique influence directement les prises de décision relatives à la conception et à la construction du Tunnel D17.

L'essai de détermination de la masse volumique des sols sec et humide est conduit selon une méthodologie spécifique [NF EN ISO 17892-2]. Il nécessite la collecte préalable d'échantillons de sols dans leur état naturel, incluant l'eau interstitielle. Ces échantillons font ensuite l'objet d'une préparation minutieuse en laboratoire avant d'être analysés pour mesurer leur masse volumique dans les conditions d'air sec (état sec) et dans des conditions où l'eau interstitielle est présente (état humide). L'essai s'articule autour de la quantification de la masse des échantillons dans ces deux contextes distincts, permettant ainsi de comprendre comment la teneur en eau influence la densité des sols et, par extension, leur compacité.

L'essai revêt une importance capitale dans le cadre de notre étude géotechnique. Son objectif principal réside dans la quantification des variations de densité des sols en fonction de leur teneur en eau. Cette démarche permet d'appréhender de manière concrète comment les sols réagissent aux fluctuations des conditions hydriques. Une telle compréhension s'avère d'une pertinence indiscutable pour la conception, la construction et la pérennité du Tunnel D17. Les données obtenues grâce à cet essai contribueront à l'élaboration de profils de masse volumique des sols dans leurs états sec et humide, mettant en évidence les fluctuations de compacité en corrélation avec la teneur en eau. Ces informations revêtent une importance considérable, car elles garantiront que la conception de l'ouvrage tienne compte des propriétés géotechniques spécifiques des sols dans la région du tunnel.

Les résultats de l'essai de détermination de la masse volumique des sols dans leurs états sec et humide, conduits sur sept sondages répartis le long de la section du Tunnel D17, sont présentés de manière détaillée dans les tableaux ci-dessous. Chaque tableau correspond à un sondage spécifique et affiche les variations de masse volumique en fonction des différentes profondeurs analysées. Cette répartition systématique permet de mettre en lumière les spécificités géotechniques de chaque section du tunnel, révélant comment la teneur en eau influe sur la densité des sols à différentes profondeurs. Les données sont accompagnées d'une analyse complète pour faciliter la compréhension et garantir qu'elles soient mises en contexte de manière pertinente pour les besoins de la conception géotechnique du Tunnel D17.

Tableau 2.18 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des sols secs et humides (sondage carotté n°18).

SC 18		
Profondeur(m)	Masse volumique humide (g/cm³)	Masse volumique sèche (g/cm³)
02.00-02.50	2.10	-
05.50-06.00	2.16	-
08.50-09.00	2.05	-
17.00-17.50	2.15	-
19.00-19.50	2.20	-
25.50-26.00	2.09	-
27.45-27.95	2.12	-
31.00-31.50	2.16	-
46.50-46.95	2.05	-
47.20-47.70	2.14	-
52.00-52.50	2.14	-
54.50-55.00	2.21	-

Tableau 2.19 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des sols secs et humides (sondage carotté n°19).

SC 19		
Profondeur	Masse volumique humide (g/cm³)	Masse volumique sèche (g/cm³)
09.45-09.95	2.21	-
18.45-18.95	2.07	-
21.45-21.95	2.03	-
24.45-24.95	2.04	-
26.00-26.50	2.04	-
31.00-31.50	2.09	-
36.50-37.00	2.14	-
41.50-42.00	2.11	-

Tableau 2.20 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des sols secs et humides (sondage carotté n°20).

SC 20		
Profondeur	Masse volumique humide (g/cm³)	Masse volumique sèche (g/cm³)
08.50-09.00	2.17	1.91
12.50-13.00	2.18	1.87
17.50-18.00	2.14	-
25.00-25.50	2.13	1.82
39.45-39.95	2.12	1.80

Tableau 2.21 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des sols secs et humides (sondage carotté n°21).

SC 21		
Profondeur	Masse volumique humide (g/cm ³)	Masse volumique sèche (g/cm ³)
09.45-09.95	2.13	1.84
14.50-15.00	2.10	1.89
17.00-17.50	2.11	1.88
19.00-19.50	2.12	1.92
26.00-26.50	2.20	1.96
35.00-35.50	1.99	1.55

Tableau 2.22 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des sols secs et humides (sondage carotté n°22).

SC 22		
Profondeur	Masse volumique humide (g/cm ³)	Masse volumique sèche (g/cm ³)
06.45-06.95	2.13	1.96
11.50-12.00	1.91	1.54
24.50-25.00	2.12	1.81
35.50-36.00	2.05	1.72
39.50-40.00	2.08	1.72

Tableau 2.23 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des sols secs et humides (sondage carotté n°23).

SC 23		
Profondeur	Masse volumique humide (g/cm ³)	Masse volumique sèche (g/cm ³)
06.50-07.00	2.12	1.79
16.00-16.50	2.12	1.81
23.50-24.00	1.93	1.71
27.50-28.00	2.05	1.68
30.00-30.50	2.10	1.76
32.00-32.50	2.04	1.70
38.50-39.00	1.99	1.69

Tableau 2.24 : Résultats de l'essai de la détermination de la masse volumique des sols secs et humides (sondage carotté n°24).

SC 24		
Profondeur	Masse volumique humide (g/cm³)	Masse volumique sèche (g/cm³)
07.00-07.50	2.10	1.83
14.60-15.00	2.20	1.93
18.45-18.95	2.11	1.85
20.00-20.50	2.15	1.87
30.45-30.95	1.93	1.73
39.45-39.95	2.06	1.70

Les données obtenues offrent des informations sur la densité des sols, influencées par la teneur en eau, et sont essentielles pour la conception du tunnel. Dans l'analyse des résultats, il convient de noter que la masse volumique des sols secs diminue généralement à mesure que l'on s'enfonce en profondeur. Cela est souvent dû à une augmentation de la teneur en eau à des profondeurs plus importantes. La teneur en eau joue un rôle déterminant dans la densité apparente des sols, et cette variation peut influencer la stabilité du tunnel. Une densité plus faible peut entraîner une plus grande déformation des sols et une moindre capacité à supporter les charges.

2.4.2.4. Analyse granulométrique

Dans le cadre de notre étude géotechnique approfondie du tunnel D17, l'analyse granulométrique joue un rôle central. Cette procédure s'attache à déterminer la distribution des différentes fractions de particules présentes dans les échantillons de sol. Une connaissance approfondie de cette répartition revêt une importance capitale, car elle influence directement les propriétés mécaniques et hydrauliques des sols. La conception et la construction du tunnel dépendent largement de ces caractéristiques fondamentales. Cette section se consacre à la méthodologie de l'analyse granulométrique, en définissant clairement ses objectifs et en examinant de près l'interprétation des résultats obtenus.

L'analyse granulométrique met en œuvre deux méthodes complémentaires pour caractériser la distribution des particules dans un échantillon de sol : le tamisage et la sédimentation. Le tamisage implique le passage de l'échantillon à travers une série de tamis de mailles différentes, ce qui permet de séparer les fractions grossières des fractions fines. De son côté, la méthode de sédimentation repose sur la mesure de la vitesse de décantation des particules en suspension dans un liquide. Ces deux méthodes combinées permettent d'établir la répartition des particules en fonction de leur diamètre équivalent. [NF EN ISO 17892-4]

L'analyse granulométrique poursuit un objectif fondamental : quantifier la proportion de chaque fraction de particules dans un échantillon de sol. Cette démarche inclut la détermination des particules grossières, des particules fines, des sables, des limons et des argiles. Ces données revêtent une importance cruciale dans la création des courbes granulométriques, qui sont essentielles pour la compréhension des propriétés hydrauliques et mécaniques des sols. La détermination des pourcentages de chaque fraction offre un aperçu précis de la composition du sol, ce qui influe directement sur sa perméabilité, sa capacité de rétention d'eau, et sa résistance.

Une fois les analyses granulométriques achevées, l'interprétation des résultats s'effectue à travers les courbes granulométriques obtenues. Ces courbes permettent de visualiser graphiquement la proportion des différentes fractions de particules dans les échantillons de sol. Elles mettent notamment en évidence la part de particules fines, à savoir les limons et les argiles, par rapport aux particules grossières, représentées par les sables et les graviers. Ces informations jouent un rôle central dans la classification des sols, avec des références aux travaux de Verruijt [2017] et de Wesley [2009], qui identifient quatre classes granulométriques distinctes : argile, limons, sable, et gravier. De plus, la classification triangulaire des sols fins proposée par Degoutte et Royet [2005] offre une perspective spécifique qui permet une caractérisation détaillée des sols fins.

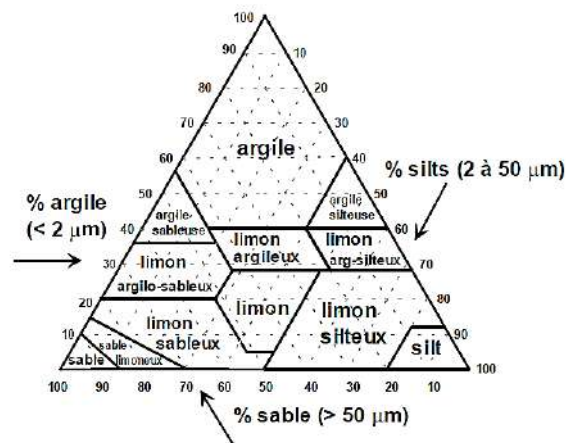


Figure 2.5 : Classification triangulaire des sols fins (Degoutte et Royet [2005]).

Nous avons mené des analyses granulométriques approfondies sur les échantillons de sol prélevés le long de la section du tunnel D17, afin de mieux comprendre la composition des sols rencontrés. Les résultats de ces analyses se reflètent sous forme de courbes granulométriques, qui constituent une ressource précieuse pour déterminer la distribution des fractions de particules dans ces sols. Ces courbes sont essentielles pour identifier les proportions de différentes fractions de particules, allant des plus fines aux plus grossières.

Dans la section suivante, nous entrerons dans les détails de ces courbes, les interprétant pour mieux comprendre les caractéristiques granulométriques des sols le long de la section du tunnel D17. Pour une vue complète de ces données et des courbes granulométriques associées, veuillez consulter **l'Annexe 03**.

Tableau 2.25 : Résultats d'analyse granulométrique effectuée pour le SC 18.

SC 18						Conclusion
Profondeur	<0.08mm(%)	Argile(%)	Limon(%)	Sable(%)	Grave(%)	
02.00-02.50	85.12	44.00	26.00	23.00	7.00	est identifié comme étant une argile limoneuse et sableuse avec des traces de grave
08.50-09.00	95.10	56.00	26.00	16.00	2.00	est identifié comme étant une argile limoneuse avec un peu de sable et des traces de grave
19.00-19.50	98.60	20.00	62.00	18.00	0.00	est identifié comme étant un limon argileux avec un peu de sable
27.45-27.95	100.00	40.00	52.00	8.00	0.00	est identifié comme étant un limon et argile avec des traces de sable
47.20-47.70	100.00	26.00	60.00	14.00	0.00	est identifié comme étant un limon argileux avec un peu de sable
50.00-50.40	68.00	30.00	26.00	19.00	25.00	est identifié comme étant une argile limoneuse et graveleuse avec un peu de sable

Tableau 2.26 : Résultats d'analyse granulométrique effectuée pour le SC 19.

SC 19						Conclusion
Profondeur	<0.08mm(%)	Argile(%)	Limon(%)	Sable(%)	Grave(%)	
09.45-09.95	81.99	35.00	37.00	16.00	12.00	est un sol plastique, il est identifié comme étant un limon et une argile avec un peu de sable et de grave
21.45-21.95	98.18	22.00	64.00	14.00	0.00	est un sol peu plastique, il est identifié comme étant limon argileux avec un peu de sable
31.00-31.50	97.87	26.00	64.00	10.00	0.00	est un sol peu plastique. il est identifié comme étant limon argileux avec un peu de sable
36.50-37.00	100.00	35.00	57.00	8.00	0.00	est un sol peu plastique, il est identifié comme étant un limon et une argile avec des traces de sable
41.50-42.00	100.00	22.00	68.00	10.00	0.00	est un sol peu plastique, il est identifié comme étant un limon argileux avec un peu de sable

Tableau 2.27 : Résultats d'analyse granulométrique effectuée pour le SC 20.

SC 20						Conclusion
Profondeur	<0.08mm(%)	Argile(%)	Limon(%)	Sable(%)	Grave(%)	
06.50-07.00	88.81	42.00	36.00	16.00	6.00	est identifié comme étant une argile et un limon avec un peu de sable et des traces de grave
08.50-09.00	89.62	40.00	38.00	18.00	4.00	est un sol plastique, il est identifié comme étant une argile et un limon avec un peu de sable et des traces de grave
10.00-10.50	82.66	47.00	25.00	15.00	13.00	est identifié comme étant une argile limoneuse avec un peu de sable et de grave
17.50-18.00	94.64	26.00	52.00	21.00	1.00	est identifié comme étant un limon argileux et sableux avec des traces de grave
23.00-23.50	98.76	40.00	50.00	10.00	0.00	est un sol peu plastique, il est identifié comme étant un limon et une argile avec un peu de sable
25.00-25.50	98.00	42.00	48.00	10.00	0.00	est identifié comme étant un limon et une argile avec un peu de sable
39.45-39.95	60.67	7.00	39.00	54.00	0.00	est un sol non plastique, il est identifié comme étant un sable et un limon avec des traces d'argile

Tableau 2.28 : Résultats d'analyse granulométrique effectuée pour le SC 21.

SC 21						Conclusion
Profondeur	<0.08mm(%)	Argile(%)	Limon(%)	Sable(%)	Grave(%)	
07.00-07.50	96.00	24.00	56.00	18.00	2.00	est identifié comme étant un limon argileux avec un peu de sable et des traces de grave
19.00-19.50	76.00	16.00	54.00	30.00	0.00	est identifié comme étant un limon et sableux avec un peu d'argile
24.45-24.95	97.50	40.00	41.00	19.00	0.00	matériau peu plastique, il est identifié comme étant un limon et une argile avec un peu de sable
35.00-35.50	100.00	30.00	55.00	15.00	0.00	est identifié comme étant limon argileux avec un peu de sable
38.50-39.00	96.60	18.00	56.00	26.00	0.00	matériau non plastique, il est identifié comme étant un limon sableux avec un peu d'argile

Tableau 2.29 : Résultats d'analyse granulométrique effectuée pour le SC 22.

SC 22						Conclusion
Profondeur	<0.08mm(%)	Argile(%)	Limon(%)	Sable(%)	Grave(%)	
04.00-04.50	95.59	39.00	36.00	25.00	0.00	est identifié comme étant une argile et un limon sableux
17.50-18.00	98.92	35.00	49.00	16.00	0.00	est identifié comme étant un limon et une argile avec un peu de sable
20.50-21.00	92.00	32.00	43.00	23.00	2.00	est un sol peu plastique, il est identifié comme étant limon argileux et sableux avec des traces de grave
24.50-25.00	98.92	32.00	56.00	12.00	0.00	est identifié comme étant un limon argileux avec un peu de sable
33.50-34.00	97.77	26.00	60.00	14.00	0.00	est un sol plastique, il est identifié comme étant un limon argileux avec peu de sable
39.50-40.00	98.95	10.00	72.00	18.00	0.00	est identifié comme étant un limon avec un peu de sable et des traces d'argile

Tableau 2.30 : Résultats d'analyse granulométrique effectuée pour le SC 23.

SC 23						Conclusion
Profondeur	<0.08mm(%)	Argile(%)	Limon(%)	Sable(%)	Grave(%)	
02.45-02.95	83.87	44.00	29.00	16.00	11.00	est identifié comme étant une argile limoneuse avec un peu de sable et de grave
04.00-04.50	83.71	26.00	50.00	16.00	8.00	est un sol plastique, il est identifié comme étant un limon argileux avec un peu de sable et des traces de grave
14.00-14.50	83.47	23.00	39.00	35.00	3.00	est identifié comme étant un limon et un sable argileux avec des traces de grave
16.00-16.50	90.00	26.00	58.00	14.00	2.00	est identifié comme étant un limon argileux avec un peu de sable et des traces de grave
21.50-22.00	78.22	34.00	44.00	4.00	18.00	est identifié comme étant un limon argileux avec un peu de grave et des traces de sable

25.00-25.50	99.01	22.00	62.00	16.00	0.00	est identifié comme étant un limon argileux avec un peu de sable et des traces de grave
27.50-28.00	99.92	18.00	68.00	14.00	0.00	est identifié comme étant un limon avec un peu d'argile et de sable
36.50-37.00	97.02	16.00	66.00	18.00	0.00	est identifié comme étant un limon avec un peu de sable et d'argile
38.50-39.00	98.48	14.00	58.00	28.00	0.00	est identifié comme étant un limon sableux avec un peu d'argile

Tableau 2.31 : Résultats d'analyse granulométrique effectuée pour le SC 24.

SC 24						Conclusion
Profondeur	<0.08mm(%)	Argile(%)	Limon(%)	Sable(%)	Grave(%)	
05.50-06.00	98.00	50.00	34.00	16.00	0.00	est identifié comme étant une argile limoneuse avec un peu de sable
11.35-11.70	88.92	18.00	54.00	28.00	0.00	est identifié comme étant un limon sableux avec un peu d'argile
20.00-20.50	96.64	32.00	48.00	20.00	0.00	est identifié comme étant un limon argileux et sableux
27.45-27.95	100.00	28.00	58.00	14.00	0.00	matériau peu plastique. Il est identifié comme étant un limon argileux avec un peu de sable
39.45-39.95	100.00	25.00	65.00	10.00	0.00	matériau peu plastique. Il est identifié comme étant un limon argileux avec un peu de sable

2.4.2.5. La détermination des limites d'Atterberg

L'essai de détermination des limites d'Atterberg est une étape fondamentale dans l'analyse géotechnique des sols. Il vise à caractériser le comportement des sols en fonction de leur teneur en eau, ce qui revêt une importance capitale pour la conception de structures souterraines telles que le Tunnel D17. Les limites d'Atterberg, composées de la limite de liquidité WL, de la limite de plasticité WP et de la limite de retrait WS, définissent les états possibles d'un sol, allant du solide au liquide, en passant par des états semi-solides et plastiques. Ces paramètres reflètent la réponse des sols à l'eau, affectant leur consistance, leur compressibilité, et leur aptitude à supporter des charges.

L'essai des limites d'Atterberg est réalisé conformément à des normes strictes, en utilisant des appareils spécifiques. La limite de liquidité est déterminée à l'aide de la Méthode du cône de pénétration, qui mesure la teneur en eau qui correspond à une profondeur de pénétration du cône de 17mm, à laquelle le sol commence à exhiber des caractéristiques liquides. La limite de plasticité est évaluée au moyen du plastomètre, qui définit le seuil au-delà duquel le sol devient plastique. Enfin, la limite de retrait est obtenue en observant la diminution de masse d'un échantillon de sol pendant le séchage. La norme [NF EN ISO 17892-12] fournit des directives précises pour l'exécution de ces essais.

Les résultats de l'essai des limites d'Atterberg permettent de classer les sols en fonction de leur consistance, ce qui s'avère essentiel dans le domaine de la géotechnique. L'indice de plasticité (IP), calculé comme la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité, est un indicateur majeur dans cette classification. Cette notion est largement utilisée pour caractériser les propriétés des sols. Elle est notamment conforme à la classification d'Atterberg, mais aussi à celle développée par Burmister en [1949], qui divise les sols en fonction de leur indice de plasticité.

Pour une vue complète des résultats de l'essai de la détermination des limites d'Atterberg pour chaque sondage réalisé le long de la section du tunnel D17, veuillez consulter l'**Annexe 04**. Les données fournies dans cette annexe illustrent les variations de la teneur en eau, des coups d'impact, des limites de liquidité, des limites de plasticité et des indices de plasticité pour chaque échantillon de sol prélevé. Nous examinerons ces résultats en détail, en mettant en évidence toute variation significative entre les emplacements de sondage.

Tableau 2.32 : Résultats d'essais de limites d'Atterberg (SC 18).

SC 18			
Profondeur	WL(%)	WP(%)	IP(%)
05.50-06.00	57.90	27.60	30.30
17.00-17.50	41.50	22.29	19.21
23.00-23.50	41.90	23.28	18.62
29.50-30.00	41.20	24.23	16.97
46.50-46.95	33.20	20.90	12.30
52.00-52.50	38.00	23.32	14.68

Tableau 2.33 : Résultats d'essais de limites d'Atterberg (SC 19).

SC 19			
Profondeur	WL(%)	WP(%)	IP(%)
09.45-09.95	48.5	21.46	27.04
21.45-21.95	39	22.93	16.07
29.50-30.00	43	25.34	17.66
36.50-37.00	45.5	25.3	20.47
41.50-42.00	39.25	23.61	15.64

Tableau 2.34 : Résultats d'essais de limites d'Atterberg (SC 20).

SC 20			
Profondeur	WL(%)	WP(%)	IP(%)
08.50-09.00	47	19.72	27.28
15.50-16.00	38	19.83	18.17
23.00-23.50	45.5	22.07	23.43
39.45-39.95	29	19.27	9.73

Tableau 2.35 : Résultats d'essais de limites d'Atterberg (SC 21).

SC 21			
Profondeur	WL(%)	WP(%)	IP(%)
09.45-09.95	48.00	25.64	22.36
17.00-17.50	32.20	19.26	12.94
24.45-24.95	49.50	26.61	22.89
38.50-39.00	32.60	20.78	11.82

Tableau 2.36 : Résultats d'essais de limites d'Atterberg (SC 22).

SC 22			
Profondeur	WL(%)	WP(%)	IP(%)
06.45-06.95	41	19.82	21.18
14.00-14.50	Essai non mesurable échantillon sableux		
20.50-21.00	41.5	19.74	21.76
33.50-34.00	43.5	23.55	19.95

Tableau 2.37 : Résultats d'essais de limites d'Atterberg (SC 23).

SC 23			
Profondeur	WL(%)	WP(%)	IP(%)
04.00-04.50	35.50	14.22	21.28
10.00-10.50	Essai non mesurable échantillon graveleux		
23.50-24.00	45.00	23.95	21.05
32.00-32.50	49.50	25.03	24.47

Tableau 2.38 : Résultats d'essais de limites d'Atterberg (SC 24).

SC 24			
Profondeur	WL(%)	WP(%)	IP(%)
07.00-07.50	34.00	20.94	13.09
18.45-18.95	33.40	21.89	11.51
27.45-27.95	39.40	22.50	16.70
39.45-39.95	42.50	25.79	16.71

La détermination des limites d'Atterberg dans le contexte du Tunnel D17 offre une vision claire de la réactivité des sols à l'eau, ce qui influe considérablement sur leur aptitude à supporter les fondations et les charges du tunnel. Comprendre comment ces paramètres définissent les états possibles des sols permettra de prendre des décisions éclairées pour garantir la stabilité et la sécurité du projet.

2.4.2.6. Essai de cisaillement à la boîte

L'essai de cisaillement à la boîte, également désigné sous le terme d'essai de cisaillement direct, est une méthode géotechnique fondamentale pour l'évaluation des propriétés de résistance au cisaillement des sols (Zhan [2006]). Dans le cadre de cette recherche consacrée au Tunnel D17, l'essai de cisaillement à la boîte est envisagé pour caractériser la réponse mécanique des sols sous diverses contraintes de cisaillement. Cette caractérisation est impérative dans le contexte de la conception et de la construction de structures souterraines, et notamment du Tunnel D17.

L'essai est précédé d'une phase de préparation minutieuse de l'échantillon de sol, qui doit être soigneusement sélectionné et conditionné pour refléter les conditions réelles du site du tunnel. Une fois l'échantillon préparé, il est placé entre deux demi-boîtes, également appelées cuves de cisaillement, qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Au sommet de l'échantillon, une contrainte normale est appliquée à l'aide d'un piston. Ensuite, une force horizontale est exercée pour provoquer le cisaillement du sol. L'essai de cisaillement à la boîte maintient une vitesse de cisaillement constante tout au long de la phase de déformation, ce qui permet d'étudier le comportement du sol sous des contraintes de cisaillement définies.

L'objectif principal de cet essai est de déterminer des paramètres fondamentaux tels que l'angle de frottement interne et la cohésion du sol. Ces paramètres sont essentiels pour comprendre comment le sol réagit sous des contraintes de cisaillement et comment il se comporte à différents niveaux de contrainte. Ils ont une incidence directe sur la stabilité des infrastructures géotechniques, telles que le Tunnel D17. Les résultats de l'essai de cisaillement à la boîte permettent d'établir des modèles de comportement mécanique du sol sous contrainte, renforçant ainsi la prise de décisions éclairées lors de la conception et de la construction du tunnel.

Pour mener à bien cet essai dans le cadre de cette recherche, la norme [NF P94-071-2] est suivie avec diligence. Cette norme établit les procédures standardisées pour l'essai de cisaillement à la boîte, garantissant ainsi la cohérence des résultats et leur validité. Elle couvre les aspects essentiels de la préparation de l'échantillon, de l'équipement utilisé et des protocoles d'essai. En suivant cette norme, il est possible de réaliser des essais fiables et reproductibles, offrant une base solide pour l'interprétation des résultats.

L'essai de cisaillement à la boîte ayant été réalisé conformément à la norme [NF P94-071-2], nous pouvons maintenant passer à la présentation des résultats obtenus. L'analyse des courbes contrainte-déformation, qui découlent de cet essai, révélera des informations précieuses sur les paramètres de résistance du sol, notamment l'angle de frottement interne et la cohésion.

Pour une vue complète des résultats de l'essai de cisaillement à la boîte pour chaque sondage réalisé le long de la section du tunnel D17, veuillez consulter l'**Annexe 05**. Les données fournies dans cette annexe illustrent les variations des courbes contrainte-déformation et des paramètres de résistance pour chaque échantillon de sol prélevé. Nous examinerons ces résultats en détail,

en mettant en évidence toute variation significative entre les emplacements de sondage. Cette variabilité en profondeur apportera une compréhension approfondie de la réaction mécanique des sols dans des conditions spécifiques, ce qui est d'une importance capitale pour la conception géotechnique et la prise de décisions relatives à la construction du tunnel.

Tableau 2.39 : Résultats de cisaillement à la boîte SC 18.

SC 18		
Profondeur	ϕ' (°)	C' (kPa)
02.00-02.50	essai non réalisé échantillon impossible à tailler	
08.50-09.00	12.88	80
13.00-13.50	essai non réalisé échantillon friable	
25.50-26.00	essai non réalisé échantillon impossible à tailler	
31.00-31.50	essai non réalisé échantillon impossible à tailler	
47.20-47.70	essai non réalisé échantillon friable	
54.50-55.00	essai non réalisé échantillon friable	

Tableau 2.40 : Résultats de cisaillement à la boîte SC 19.

SC 19		
Profondeur	ϕ' (°)	C' (kPa)
09.45-09.95	Essai non réalisé échantillon friable	
18.45-18.95	26.57	100
24.45-24.95	17.93	40
31.00-31.50	12.88	140
36.50-37.00	Essai non réalisé échantillon friable	
43.00-43.50	Essai non réalisé échantillon friable	

Tableau 2.41 : Résultats de cisaillement à la boîte SC 20.

SC 20		
Profondeur	ϕ' (°)	C' (kPa)
08.50-09.00	8.62	90
15.50-16.00	essai non réalisé carottes mal paraffinées	
25.00-25.50	7.85	160
35.50-36.00	essai non réalisé carottes mal paraffinées	

Tableau 2.42 : Résultats de cisaillement à la boîte SC 21.

SC 21		
Profondeur	ϕ' (°)	C' (kPa)
09.45-09.95	/	/
17.00-17.50	/	/
26.00-26.50	/	/
35.00-35.50	25.95	20

Tableau 2.43 : Résultats de cisaillement à la boîte SC 22.

SC 22		
Profondeur	ϕ' (°)	C' (kPa)
06.45-06.95	essai non réalisé échantillon friable	
14.00-14.50	essai non réalisé échantillon sableux	
24.50-25.00	12.34	60
39.50-40.00	23.14	50

Tableau 2.44 : Résultats de cisaillement à la boîte SC 23.

SC 23		
Profondeur	ϕ' (°)	C' (kPa)
06.50-07.00	essai non réalisé échantillon friable	
17.50-18.00	essai non réalisé échantillon sableux	
27.50-28.00	24.72	60
38.50-39.00	essai non réalisé échantillon friable	

Tableau 2.45 : Résultats de cisaillement à la boîte SC 24.

SC 24		
Profondeur	ϕ' (°)	C' (kPa)
07.00-07.50	/	/
18.45-18.95	/	/
30.45-30.95	/	/
39.45-39.95	17.48	70

2.4.2.7. L'essai œdométrique

L'essai œdométrique, également connu sous le nom d'essai de consolidation œdométrique, est une procédure essentielle en géotechnique qui permet de caractériser le comportement d'un sol lorsqu'il est soumis à des charges verticales. Cet essai fournit des informations sur la compressibilité du sol, sa consolidation, ainsi que son module de déformation, des paramètres fondamentaux dans la conception du Tunnel D17. Cette section détaillera l'essai œdométrique, sa méthodologie, ses objectifs et sa pertinence pour le projet de tunnel.

L'essai œdométrique commence par la préparation d'un échantillon de sol représentatif de la section du tunnel D17. Cet échantillon est placé dans une cellule d'œdomètre spéciale, généralement une cellule de Rowe, conçue pour minimiser les effets de confinement latéral. Une charge verticale est ensuite appliquée progressivement sur l'échantillon. La déformation du sol est surveillée en continu, généralement à l'aide de cadrans de déformation. Les données recueillies permettent de construire des courbes de contrainte-déformation (courbe de compressibilité sous la forme $e = f(\log \sigma_v)$) qui décrivent le comportement du sol sous charge.

L'une des caractéristiques distinctives de l'essai œdométrique est que le sol est confiné latéralement pour simuler les conditions dans le sol en profondeur. Cela permet de mesurer comment le sol réagit sous une contrainte verticale contrôlée, sans que les déformations latérales ne se propagent librement.

L'objectif principal de l'essai œdométrique est de caractériser la réponse du sol sous charge verticale. Cela inclut la détermination de la compressibilité du sol, mesurée par la courbe de compression, ainsi que la consolidation, qui représente la réduction du volume du sol due à la contrainte verticale. Ces informations sont essentielles pour évaluer la capacité du sol à supporter les charges du tunnel D17 tout en garantissant la stabilité à long terme de l'ouvrage.

De plus, l'essai œdométrique permet de calculer le module de déformation du sol, une mesure de sa raideur et de sa réaction aux charges. Cette propriété est d'une importance capitale pour la conception de structures et la prédiction des déformations.

Dans le contexte du projet de Tunnel D17, l'essai œdométrique revêt une importance particulière. Les conditions géotechniques du tunnel nécessitent une compréhension précise du comportement du sol sous charge verticale. La stabilité de l'ouvrage et sa capacité à résister aux charges dépendent en grande partie de la manière dont le sol réagit. Par conséquent, l'essai œdométrique fournit des données inestimables pour garantir que la conception du tunnel prend en compte les propriétés mécaniques du sol.

La norme [NF EN ISO 17892-5] régit la réalisation de l'essai œdométrique, fournissant des directives spécifiques sur les procédures et les conditions d'essai. Respecter ces normes garantit des résultats précis et fiables, essentiels pour la prise de décision en matière de génie géotechnique.

L'essai œdométrique permet de tracer la courbe de compressibilité, qui illustre l'indice des vides du sol en fonction de la contrainte ($e = f(\log \sigma_v)$). À partir de cette courbe, plusieurs paramètres clés peuvent être déterminés :

La contrainte préconsolidation (σ_p), qui correspond à la contrainte maximale à laquelle le sol a été soumis au cours de son histoire géologique.

L'indice de compression (C_c), un paramètre sans dimension utilisé pour calculer le tassement du sol lorsque la contrainte dépasse la préconsolidation.

L'indice de gonflement (C_s), également sans dimension, qui intervient lorsque la contrainte est inférieure à la préconsolidation ou lors de cycles de déchargement-rechargement.

Pour une vue complète des résultats de l'essai œdométrique pour chaque sondage réalisé le long de la section du tunnel D17, veuillez consulter l'**Annexe 06**. Les données fournies dans cette annexe illustrent les variations des courbes de compressibilité et des paramètres clés pour chaque échantillon de sol prélevé. Nous examinerons ces résultats en détail, en mettant en évidence toute variation significative entre les emplacements de sondage. Cette variabilité en profondeur apportera une compréhension approfondie de la réaction mécanique des sols dans des conditions spécifiques, ce qui est d'une importance capitale pour la conception géotechnique et la prise de décisions relatives à la construction du tunnel.

Tableau 2.46 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 18).

SC 18								
Profondeur (m)	ei	e0	σ'_{v0} (KPa)	σ'_p (KPa)	Cc	Cs	Coef de consolidation	
							σ_v (MPa)	Cv (m ² /s)
02.00-02.50	0.4938	0.4938	50.4	1300	0.172	0.067	0.861-1.722	7.32 E-08
							1.722-3.445	1.59 E-08
							3.445-6.889	7.64 E-09
17.00-17.50	0.4336	0.4231	294.6	900	0.135	0.01	0.663-1.326	2.15 E-07
							1.326-2.651	1.44 E-07
							2.651-5.303	1.12 E-07
52.00-52.50	0.4917	0.4391	687.3	850	0.172	0.025	0.687-1.375	1.63 E-07
							1.375-2.749	9.88 E-08
							2.749-5.498	7.01 E-08

Tableau 2.47 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 19).

SC 19								
Profondeur (m)	ei	e0	σ'_{v0} (Kpa)	σ'_p (Kpa)	Cc	Cs	Coef de consolidation	
							σ_v (MPa)	Cv (m ² /s)
09.45-09.95	0.3802	0.3802	199.95	900	0.118	0.067	1.012-2.024	1.49E-07
							2.024-4.049	5.59E-08
							4.049-8.098	3.07E-08
26.00-26.50	0.6144	0.5656	358.52	650	0.212	0.036	0.538-1.076	6.14E-08
							1.076-2.151	4.64E-08
							2.151-4.302	2.94E-08
41.50-42.00	0.4778	0.4655	548.98	1200	0.178	0.009	0.823-1.647	6.00E-07
							1.647-3.294	3.21E-07
							3.294-6.588	1.90E-07

Tableau 2.48 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 20).

SC 20								
Profondeur (m)	ei	e0	σ'_{v0} (Kpa)	σ'_p (Kpa)	Cc	Cs	Coef de consolidation	
							σ_v (MPa)	Cv (m ² /s)
08.50-09.00	0.4369	0.4335	187.38	700	0.128	0.011	0.632-1.265	1.47E-07
							1.265-2.530	1.10E-07
							2.530-5.059	8.31E-08
17.50-18.00	0.4577	0.4404	287.35	800	0.149	0.015	0.647-1.293	2.11E-07
							1.293-2.586	1.40E-07
							2.586-5.172	1.15E-07
25.00-25.50	0.4346	0.4292	370.33	1100	0.170	0.009	0.833-1.666	7.58E-08
							1.666-3.333	4.51E-08
							3.333-6.666	3.61E-08
39.45-39.95	0.4953	0.4378	529.64	500	0.183	0.014	0.794-1.589	7.29E-07
							1.589-3.178	5.13E-07
							3.178-6.356	2.65E-07

Tableau 2.49 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 22).

SC 22								
Profondeur (m)	ei	e0	$\sigma'v0$ (Kpa)	$\sigma'p$ (Kpa)	Cc	Cs	Coef de consolidation	
							σv (MPa)	Cv (m2/s)
06.45-06.95	Essai non réalisé échantillon friable							
17.50-18.00	Essai non réalisé échantillon friable							
24.50-25.00	Essai non réalisé échantillon friable							
35.50-36.00	Essai non réalisé échantillon friable							

Tableau 2.50 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 23).

SC 23								
Profondeur (m)	ei	e0	$\sigma'v0$ (Kpa)	$\sigma'p$ (Kpa)	Cc	Cs	Coef de consolidation	
							σv (MPa)	Cv (m2/s)
06.50-07.00	Essai non réalisé échantillon friable							
14.00-14.50	Essai non réalisé échantillon friable							
23.50-24.00	Essai non réalisé échantillon friable							
32.00-32.50	Essai non réalisé échantillon friable							

Tableau 2.51 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 24).

SC 24								
Profondeur (m)	ei	e0	$\sigma'v0$ (Kpa)	$\sigma'p$ (Kpa)	Cc	Cs	Coef de consolidation	
							σv (MPa)	Cv (m2/s)
20.00 - 20.50	0.4367	0.4294	335.75	700	0.172	0.004	0.504-1.007	6.95E-07
							1.007-2.015	3.24E-07
							2.015-4.029	8.31E-08
39.45 - 39.95	0.5394	0.5051	523.47	1000	0.207	0.023	0.785-1.570	2.65E-07
							1.570-3.141	1.92E-07
							3.141-6.282	1.51E-07

2.4.2.8. Analyse chimique du sol

L'analyse chimique du sol est une composante importante de l'étude géotechnique du Tunnel D17. Cet essai vise à caractériser la composition chimique des échantillons de sol prélevés le long de la section du tunnel. Il s'agit d'une étape essentielle pour comprendre la nature du sol, son comportement en fonction de la profondeur et son interaction potentielle avec les structures souterraines à construire. L'analyse chimique du sol s'attache à mesurer divers paramètres tels que le pourcentage de composés chimiques clés, la teneur en carbonate, le pH, et d'autres caractéristiques chimiques pertinentes.

L'analyse chimique du sol repose sur une série de procédures normalisées conformément aux normes [NF P 94-055], [NF P94-048], et [NF EN ISO 10390]. Ces procédures incluent la préparation des échantillons de sol, la digestion chimique des échantillons, et la mesure de divers paramètres tels que le pourcentage de chlorures, de gypses, de sulfates, le pourcentage de fer et d'alumines, le pH, et bien d'autres. Chaque paramètre mesure des aspects spécifiques de la composition chimique du sol, offrant ainsi une vue complète de ses propriétés chimiques. Ces données fournissent une base solide pour évaluer la qualité du sol et son aptitude à la construction du Tunnel D17.

Les objectifs principaux de l'analyse chimique du sol dans le cadre de cette thèse sont multiples. Tout d'abord, il s'agit de caractériser la composition chimique du sol le long de la section du tunnel, permettant ainsi une compréhension approfondie de sa variabilité en fonction de la profondeur. De plus, ces données aideront à identifier les composés chimiques clés présents dans le sol, ce qui est essentiel pour évaluer leur impact potentiel sur la construction du tunnel. En outre, l'analyse chimique du sol peut révéler des variations significatives qui peuvent influencer la conception des fondations et des revêtements du tunnel. En bref, cet essai contribue de manière significative à l'élaboration d'une stratégie de construction adaptée aux caractéristiques chimiques du sol.

L'analyse chimique du sol revêt une importance capitale dans le contexte du Tunnel D17. Les données collectées à partir de cet essai permettront de prendre des décisions éclairées en matière de construction souterraine. Les résultats de l'analyse chimique du sol fourniront des informations clés pour évaluer la qualité et la réactivité chimique du sol, aidant ainsi à minimiser les risques potentiels liés à la construction. En outre, ils contribueront à déterminer les précautions nécessaires pour garantir la durabilité et la stabilité à long terme du tunnel.

À l'étape suivante de cette thèse, nous présenterons les résultats détaillés de l'analyse chimique du sol. Les données obtenues à partir de cet essai seront organisées et illustrées sous forme de tableaux, offrant une vue complète de la composition chimique du sol dans chaque profondeur des sondages effectués le long de la section du Tunnel D17.

Tableau 2.52 : Résultats de l'analyse chimique du sol (SC 18).

SC 18										
Profondeur (m)	% chlorures	% Gypses	%SO4	% SO4 (mg/kg)	% fer et alumines	% Perte au fer	% CaCO3	% CO2	% Insolubles	pH
02.00-02.50	0.28	1.34	0.74	7476.56	7.76	14.65	10.62	4.63	62.96	9.00
08.50-09.00	0.24	1.36	0.75	7588.94	6.69	12.38	4.28	1.86	74.32	8.60
27.45-27.95	0.29	1.44	0.74	7476.56	7.01	13.44	3.40	1.64	68.74	9.20
46.50-46.95	0.27	Traces			5.75	21.46	33.44	14.60	49.26	9.20
52.00-52.50	0.28				4.94	22.54	30.16	13.16	50.59	8.40

Tableau 2.53 : Résultats de l'analyse chimique du sol (SC 19).

SC 19										
Profondeur (m)	% chlorures	% Gypses	%SO4	% SO4 (mg/kg)	% fer et alumines	% Perte au fer	% CaCO3	% CO2	% Insolubles	pH
03.50-04.00	0.37	1.76	0.98	9819.95	3.26	15.91	14.10	6.15	66.87	8.70
18.45-18.95	0.34	1.80	1.00	100077.84	3.32	19.25	27.59	12.48	56.33	9.10
24.45-24.95	0.38	1.77	0.99	9924.52	6.52	17.26	26.29	11.47	56.56	9.00
29.50-30.00	0.43	1.97	1.07	10784.84	8.16	14.37	18.73	8.18	62.91	9.20
33.45-33.95	0.28	2.00	1.11	11191.80	10.38	14.10	18.58	8.11	63.59	9.20
41.50-42.00	0.26	2.03	1.13	11337.13	10.01	15.49	21.97	9.59	60.38	9.20

Tableau 2.54 : Résultats de l'analyse chimique du sol (SC 20).

SC 20										
Profondeur (m)	% chlorures	% Gypses	%SO4	% SO4 (mg/kg)	% fer et alumines	% Perte au fer	% CaCO3	% CO2	% Insolubles	pH
06.50-07.00	0.49	1.48	0.82	8274.80	5.80	21.14	32.84	14.60	50.41	7.17
15.50-16.00	0.28	1.26	0.70	7033.70	6.96	20.73	33.39	14.58	50.60	7.90
23.00-23.50	0.34	1.29	0.72	7203.70	7.25	16.17	24.31	10.31	59.80	8.00
35.50-36.00	0.38	1.53	0.85	8558.90	9.12	15.41	23.33	10.18	60.76	7.70

Tableau 2.55 : Résultats de l'analyse chimique du sol (SC 21).

SC 21										
Profondeur (m)	% chlorures	% Gypses	%SO4	% SO4 (mg/kg)	% fer et alumines	% Perte au fer	% CaCO3	% CO2	% Insolubles	pH
07.00-07.50	0.54	1.60	0.89	8955.80	9.69	12.09	14.34	6.31	65.00	8.50
17.00-17.50	0.26	1.29	0.72	7243.47	7.93	22.55	41.16	17.97	46.64	9.10
24.45-24.95	0.36	1.22	0.68	6825.84	9.82	19.98	31.49	13.75	51.80	9.20
35.00-35.50	0.29	1.63	0.91	9152.00	10.23	12.93	14.52	6.30	67.50	8.50

Tableau 2.56 : Résultats de l'analyse chimique du sol (SC 22).

SC 22										
Profondeur (m)	% chlorures	% Gypses	%SO4	% SO4 (mg/kg)	% fer et alumines	% Perte au fer	% CaCO3	% CO2	% Insolubles	pH
04.00-04.50	0.33	Traces			9.23	8.31	11.26	4.91	76.96	7.50
14.00-14.50	0.28	1.32	0.73	7372.50	9.33	17.36	28.05	12.25	58.98	7.80
20.50-21.00	0.36	1.62	0.90	9033.80	11.50	18.85	29.98	13.09	51.99	8.04
35.50-36.00	0.40	Traces			9.42	14.70	16.18	7.06	64.78	7.80

Tableau 2.57 : Résultats de l'analyse chimique du sol (SC 23).

SC 23										
Profondeur (m)	% chlorures	% Gypses	%SO4	% SO4 (mg/kg)	% fer et alumines	% Perte au fer	% CaCO3	% CO2	% Insolubles	pH
04.00-04.50	0.24	1.43	0.79	7978.70	8.98	25.26	44.33	19.35	38.99	8.10
14.00-14.50	0.18	1.69	0.95	9455.63	8.95	22.06	39.63	17.30	42.93	8.00
23.50-24.00	0.24	Traces			9.87	15.04	20.10	8.77	66.41	7.70
32.00-32.50	0.27	Traces			10.91	15.18	16.96	7.40	60.04	7.70

Tableau 2.58 : Résultats de l'analyse chimique du sol (SC 24).

SC 24										
Profondeur (m)	% chlorures	% Gypses	%SO4	% SO4 (mg/kg)	% fer et alumines	% Perte au fer	% CaCO3	% CO2	% Insolubles	pH
05.50-06.00	0.27		Traces		11.36	9.85	3.90	1.70	72.86	7.90
18.45-18.95	0.31		Traces		9.53	18.08	29.17	12.75	53.73	8.30
27.45-27.95	0.31		Traces		10.05	16.13	19.24	8.39	58.96	8.20
39.45-39.95	0.30		Traces		9.96	13.70	15.09	6.59	64.00	8.00

2.5. Unités géotechniques

L'étude géotechnique approfondie de la section de tunnel D17 a permis d'identifier diverses unités géotechniques qui composent le sous-sol de ce site. La caractérisation précise de ces unités est essentielle pour comprendre leurs propriétés mécaniques, leur comportement hydrogéologique et leur influence sur la stabilité du tunnel. Dans cette section, nous présenterons en détail les unités géotechniques rencontrées au cours de cette étude. Ces unités sont regroupées en fonction de leurs caractéristiques communes, telles que leur composition, leur densité, leur perméabilité et leur état de compactage. Nous explorerons également les implications de ces caractéristiques sur la conception et la construction du tunnel D17. Cette présentation des unités géotechniques jette les bases nécessaires pour une analyse approfondie de la sécurité et de la stabilité du tunnel. Nous débuterons par les unités d'argile limoneuse jaunâtre carbonatée dure, puis nous examinerons les unités de sable et graviers argileux, suivies des argiles limoneuses très raides à dures, des argiles grises-noirâtres vaseuses molles à raides, et enfin des dépôts de construction compactée. Chacune de ces unités mérite une attention particulière en raison de ses propriétés uniques et de son impact potentiel sur le tunnel. Commençons donc par une exploration approfondie de ces unités géotechniques :

UG-QM : Argile limoneuse jaunâtre carbonatée dure

L'UG-QM correspond à une argile limoneuse jaunâtre carbonatée dure, constituée d'argiles et de marnes jaunes avec des concrétions carbonatées. Selon la description géotechnique du sondage, il s'agit principalement d'argiles limoneuses et limons argileux, légèrement marneux à marneux. La consistance des matériaux varie de raide à très raide - dure, avec une compacité élevée. Les caractéristiques granulométriques indiquent une perméabilité très faible, inférieure à 10^{-8} m/s, classant ces matériaux comme pratiquement imperméables.

UG-QS/QG : Sable et graviers argileux

L'UG-QS/QG regroupe les unités de sable et graviers argileux qui présentent des caractéristiques géotechniques similaires. Ces matériaux sont des sables de couleur jaune, brune et verdâtre, souvent compacts à très denses, associés à des niveaux graveleux ou de galets. Leur

sédimentation est irrégulière, avec des lentilles de sables grossiers, de graviers et même de conglomérats. Ces matériaux démontrent une compacité élevée, confirmée par les essais pressiométriques. Leur perméabilité est faible à moyenne, avec une valeur de l'ordre de 10^{-6} m/s.

UG-QA : Argile limoneuse très raide – dure

L'UG-QA est une argile limoneuse très raide - dure, constituée d'argiles jaunes, parfois mélangées à des argiles limoneuses et du sable, avec des zones de kaolinite. La consistance de ces matériaux varie de raide à très raide - dure. Les caractéristiques granulométriques indiquent une perméabilité très faible, pratiquement imperméable avec une valeur de $3,6.10^{-7}$ m/s

UG-AA : Argile grise-noirâtre vaseuse molle-raide

L'UG-AA englobe des argiles grises à noirâtres, limoneuses et vaseuses. Elles sont principalement des argiles limoneuses, faiblement marneuses, présentant une consistance de très molle à raide. Leurs caractéristiques granulométriques confirment une perméabilité très faible, considérée comme pratiquement imperméable (inférieure à 10^{-7} m/s).

UG-R : Dépôts de construction compactée

L'UG-R représente les dépôts de construction compactée, principalement constitués de sable avec des graviers et une matrice argilo-limoneuse compacte. C'est une couche superficielle parfois inexistante, d'une épaisseur variant entre 0,5 et 2,0 m.

2.6. Conclusion

Ce chapitre de cette étude a été dédié à la présentation détaillée du contexte du projet de construction du Métro d'Alger, en mettant l'accent sur l'extension du réseau dans la zone urbaine de Baraki, où se situe le tunnel D17. Nous avons exploré les spécificités géotechniques de ce projet complexe, notamment les conditions de creusement en milieux urbains qui posent des défis de taille pour les ingénieurs.

La description du projet d'extension du Métro d'Alger a permis de comprendre l'ampleur de cette entreprise et son importance pour la mobilité urbaine. La technique de creusement adoptée, NMA, a été exposée, montrant comment cette technologie moderne est utilisée pour réaliser des tunnels souterrains de manière efficace et sécurisée.

Une partie majeure de ce chapitre a été consacrée à la reconnaissance géotechnique, qui joue un rôle crucial dans la conception et la réalisation du tunnel D17. Les essais in situ et en laboratoire ont été détaillés, mettant en avant l'importance de caractériser les sols, tant du point de vue géo-mécanique que géologique. Ces informations sont essentielles pour garantir la sécurité et la stabilité des travaux.

Le point essentiel que nous retenons de ce chapitre est que les sols dans la zone d'étude sont variés, complexes et hétérogènes. Ils présentent des caractéristiques géotechniques diverses, notamment des résistances mécaniques variables, des degrés d'argilosité distincts et des propriétés hydrauliques spécifiques. Cette variabilité souligne l'importance d'une exploration géotechnique approfondie pour comprendre la nature du sous-sol.

La conclusion de ce chapitre met en lumière le défi que représente la construction de tunnels en milieux urbains et souligne l'importance des études géotechniques pour relever ce défi. En combinant les données des essais de laboratoire et des essais in situ, il est possible de construire un modèle géométrique numérique du sol, base essentielle pour la conception et la construction du tunnel.

En somme, ce chapitre jette les bases pour la suite de notre étude, qui se concentrera sur l'application pratique des données géotechniques dans la réalisation du tunnel D17 du Métro d'Alger.

Chapitre 03

Influence des paramètres géotechniques sur la stabilité de l'ouvrage

3.1. Introduction

La stabilité des ouvrages miniers souterrains demeure une préoccupation centrale dans l'ingénierie géotechnique, nécessitant une compréhension approfondie des paramètres qui influent sur cette stabilité. Ce chapitre représente une transition décisive de notre étude, passant de la caractérisation géotechnique du sous-sol à l'analyse de l'influence spécifique des paramètres géotechniques sur la stabilité de l'ouvrage.

Les paramètres géotechniques, obtenus minutieusement par des essais in situ et en laboratoire, constituent le socle sur lequel repose notre investigation. Ces données, désormais établies dans un modèle numérique, offrent une opportunité sans précédent d'explorer et de quantifier l'impact de ces paramètres sur la stabilité du tunnel du métro d'Alger.

Au-delà de la simple compilation de données, ce chapitre s'engage à démystifier les interactions complexes entre les propriétés géotechniques du sous-sol et la réponse structurelle de l'ouvrage. La modélisation numérique, en tant qu'outil analytique, nous permet d'anticiper les implications de ces paramètres sur la stabilité, ouvrant ainsi des perspectives cruciales pour une conception et une gestion éclairées des ouvrages souterrains.

L'objectif de ce chapitre est de transcender la simple identification des paramètres pour dévoiler leur rôle dynamique dans la stabilité de l'ouvrage. Cette approche, alliant données géotechniques de pointe et modélisation numérique sophistiquée, constitue une contribution significative à la résolution des défis spécifiques posés par le métro d'Alger, positionnant notre recherche à la croisée de la théorie et de l'application pratique dans le domaine de l'ingénierie géotechnique.

3.2. Modélisation numérique

3.2.1. Présentation du code de calcul

Le logiciel de modélisation en deux dimensions GEO5 (BENTLY GEOSTRUCTURAL ANALYSIS) a été rigoureusement choisi pour sa notoriété et ses capacités avancées, reposant fondamentalement sur la méthode des éléments finis. Cette méthodologie numérique constitue un atout majeur pour aborder avec précision les problèmes géotechniques complexes liés aux contraintes-déformations dans un milieu continu.

L'approche des éléments finis, inhérente à GEO5, offre une résolution détaillée des champs de contraintes-déformations, permettant une visualisation minutieuse des phénomènes en jeu à tous les points du massif. Cette caractéristique est d'une importance cruciale pour notre étude, où une compréhension approfondie des réponses géotechniques est essentielle.

GEO5, en plus de sa robustesse liée à la méthode des éléments finis, se distingue par sa polyvalence d'application. Les problèmes géotechniques spécifiques au projet du métro d'Alger, tels que les tassements de terrain, les excavations, les analyses de tunnels, les écoulements permanents ou transitoires, ainsi que l'analyse de la consolidation et des structures, peuvent être appréhendés avec une précision adaptée à la complexité du terrain.

La flexibilité du logiciel s'étend également à son choix varié de lois de comportement en fonction des hypothèses de déformations planes ou d'asymétrie. Ainsi, la méthode des éléments finis s'associe à une palette diversifiée de lois, comprenant le Drucker-Prager, le Mohr-Coulomb, le Mohr-Coulomb modifié avec ou sans radoucissement, le Cam-Clay modifié, et l'Argile hypoplasique, afin de mieux représenter les propriétés géotechniques spécifiques du métro d'Alger.

L'adoption de GEO5 dans notre démarche de modélisation numérique, fondée sur la méthode des éléments finis, renforce la crédibilité et la précision de notre étude géotechnique. La prochaine sous-section examinera plus en détail la dimension et la densité du maillage du modèle, offrant ainsi une perspective approfondie sur ces aspects cruciaux de la modélisation.

3.2.2. Pré résolution et résolution

Dans cette phase, les données d'entrée sont méticuleusement implantées dans le logiciel GEO5. Ces données, constituées des propriétés matérielles du sol, des conditions aux limites, et des charges appliquées, sont essentielles pour créer un modèle numérique représentatif du comportement géotechnique dans le contexte du métro d'Alger. L'objectif est de générer une grille d'éléments finis appropriée, d'appliquer les conditions aux limites spécifiques au site d'étude, et de visualiser le modèle global.

L'ensemble de ces étapes vise à établir une base solide pour la résolution numérique à venir. Des simulations préliminaires ont été exécutées pour évaluer la stabilité initiale de l'ouvrage et identifier d'éventuels points critiques. Cette approche proactive permet d'ajuster le modèle avant la résolution, améliorant ainsi la fiabilité des résultats finaux.

La phase de résolution, réalisée en utilisant le logiciel GEO5 et la méthode des éléments finis, constitue le cœur du processus de modélisation. Les paramètres définis lors de la pré-résolution sont incorporés dans le modèle, et les équations fondamentales de la mécanique des sols sont résolues itérativement pour chaque élément du maillage. Cette étape aboutit à une distribution complète des contraintes et des déformations dans le massif géologique.

Le choix d'un modèle de comportement élastique et élastique parfaitement plastique a été motivé par des considérations de simplicité et de reproductibilité. Cette loi constitutive, utilisée fréquemment dans la littérature (Franzius [2005], Namazi [2012], Li [2018]), offre une approche robuste pour analyser les contraintes induites par le creusement du tunnel du métro d'Alger.

Conformément aux recommandations de l'AFTES (Association Internationale des Tunnels et de l'Espace Souterrain), la plupart des analyses numériques sont réalisées en deux dimensions. Cette pratique est justifiée par la nature bidimensionnelle des problèmes géotechniques rencontrés dans le creusement de tunnels, et elle est couramment accompagnée de modèles élastiques linéaires avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb, comme en atteste la littérature spécialisée (Wedekin [2012]).

Cette sous-section se conclut en soulignant l'importance de ces phases préliminaires, qui permettent de définir rigoureusement le cadre du problème géotechnique et de garantir une résolution numérique robuste et adaptée aux caractéristiques spécifiques du métro d'Alger.

3.2.3. Dimension et densité de maillage du modèle

Au-delà de la délimitation géométrique du modèle, la phase du calcul par éléments finis nécessite une attention méticuleuse pour la discrétisation de l'espace du modèle, appelée maillage. C'est une étape déterminante qui influence directement la précision des résultats obtenus dans le contexte spécifique du creusement de tunnels pour le métro d'Alger.

Critères de sélection pour la dimension du maillage

Meissner [1996] propose des critères rigoureux pour déterminer les dimensions du maillage afin d'assurer que les contraintes aux limites du modèle ne soient pas influencées par le creusement du tunnel. Selon ses recommandations, une largeur (l) supérieure à $(4 \text{ à } 5) \times D$ (D étant le diamètre du tunnel, et h la limite inférieure) garantit une distance suffisante $(2 \text{ à } 3) \times D$ entre le point central du tunnel et la limite inférieure (Möller [2006]). Ce choix permet d'éviter des distorsions excessives induites par le processus de creusement.

Toutefois, Möller [2006] adapte ces recommandations pour les tunnels avec $4 < D < 12$, proposant des dimensions alternatives : $h = (1,3 \text{ à } 2,2) \times D$ et $l = 2D (1 + H/D)$. Ces ajustements visent à mieux s'adapter aux spécificités des tunnels avec des diamètres dans cette plage, offrant une approche plus nuancée en fonction des caractéristiques dimensionnelles du tunnel.

Critère base sur les déformations

Bliehm [2001] introduit une perspective différente en liant le choix des dimensions du maillage à l'amplitude des déformations. Selon sa recommandation, les dimensions doivent être soigneusement sélectionnées de manière à ce que les déformations verticales aux limites du maillage ne dépassent pas 0.005% après la construction du tunnel. Cette approche, axée sur le contrôle des déformations, vise à garantir la stabilité du modèle dans des conditions post-construction, offrant ainsi une alternative importante pour la validation des résultats.

L'importance de ces critères multiples réside dans la nécessité d'adapter les dimensions du maillage aux particularités du projet du métro d'Alger. Ces ajustements sont essentiels pour assurer une représentation précise des contraintes et des déformations dans un contexte géotechnique complexe.

3.3. Modèle de comportement du sol adopté

L'intégration du modèle de comportement élastique parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb pour la modélisation du sous-sol du métro d'Alger représente une démarche d'une profondeur analytique considérable. Les fondements théoriques de cette sélection reposent sur la fusion sophistiquée de concepts fondamentaux de la mécanique des sols. Le modèle élastique parfaitement plastique offre une représentation précise des déformations réversibles, tandis que la plasticité intervient lorsque le sol atteint un seuil critique de contrainte, défini par l'équation de Mohr-Coulomb. Cette équation devient ainsi le pivot théorique central, exprimée par ; $(\tau = \sigma \cdot \tan(\varphi) + c)$, permettant de modéliser les contraintes tangentes induites par le creusement du tunnel. Cette fusion complexe offre une vision intégrée des déformations réversibles et irréversibles du sol, établissant une base solide pour la compréhension des mécanismes géotechniques en jeu.

L'application rigoureuse de cette approche aux conditions spécifiques du métro d'Alger requiert une adaptation minutieuse. Les paramètres du modèle, tels que la cohésion (c), l'angle de frottement interne (φ), et les seuils de contrainte critique, sont dérivés d'une analyse approfondie des données géotechniques obtenues lors de la reconnaissance du sous-sol. Cette calibration délicate assure une représentation fidèle des propriétés du sol dans le modèle, où la transition élastique-plastique est soigneusement définie pour capturer de manière dynamique les déformations plastiques induites par les contraintes maximales liées au creusement du tunnel. Cette adaptation précise garantit une modélisation réaliste des réponses à long terme du sous-sol, offrant une vision holistique des interactions entre les paramètres géotechniques et la stabilité de l'ouvrage.

Les avantages profonds de cette approche se manifestent dans l'intégration des phénomènes élastiques et plastiques dans le modèle. Cela permet une représentation complète des déformations, saisissant avec précision les déformations permanentes du sol. L'alignement du modèle avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb confère une cohérence théorique solide, assurant une représentation précise des conditions conduisant à la rupture du sol. L'adaptabilité du modèle aux contraintes variables assure une réponse réaliste aux charges induites par le creusement du tunnel, ajoutant une dimension dynamique à l'analyse géotechnique.

Cependant, cette approche n'est pas exempte de limites. La gestion précise des paramètres du modèle demeure cruciale, et la performance du modèle est intrinsèquement liée à la qualité et à la précision des données géotechniques disponibles. Des ajustements spécifiques pourraient être nécessaires pour tenir compte de variations locales non capturées par le modèle, soulignant l'importance d'une approche adaptative dans des contextes géotechniques complexes. Cette analyse approfondie du modèle de comportement élastique parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb constitue ainsi une contribution significative à la compréhension des réponses géotechniques complexes du sous-sol du métro d'Alger. Des ajustements ou des éclaircissements supplémentaires peuvent être apportés en fonction de vos besoins spécifiques.

3.4. Modélisation de l'ouvrage

La modélisation de l'ouvrage constitue le pivot central de notre exploration géotechnique, s'inscrivant dans la démarche globale visant à comprendre et à optimiser la stabilité des ouvrages souterrains du métro d'Alger. Notre enquête approfondie s'articule autour de l'évaluation de divers paramètres géotechniques et de leur impact direct sur la réponse du sol aux contraintes induites par le creusement du tunnel. À travers cette modélisation rigoureuse, nous cherchons à répondre à une problématique cruciale : comment les caractéristiques géotechniques spécifiques du sous-sol influent-elles sur la stabilité de l'ouvrage et quel est leur rôle essentiel dans la conception et la gestion de structures souterraines complexes ?

Dans notre contexte particulier, le tracé du tunnel du métro d'Alger est orienté à travers une couche spécifique, l'unité géotechnique QA. Cette singularité de parcours guide notre étude, offrant une opportunité unique d'analyser de manière approfondie l'influence des paramètres géotechniques dans un contexte géologique défini.

La complexité inhérente à la modélisation de l'ouvrage réside dans la multiplicité des paramètres en jeu, chacun exerçant une influence unique sur les réponses du sol. Notre

démarche méthodique consiste à isoler chaque paramètre, de la rigidité du matériau (Module de Young) au comportement élastique-plastique du sol (angle de frottement interne, angle de dilatance), afin de dévoiler leurs rôles respectifs dans la stabilité de l'ouvrage. Cette approche permettra non seulement de quantifier l'influence de chaque paramètre sur les contraintes, les déformations, les tassements superficiels, mais également d'établir des liens précis entre ces paramètres et le facteur de sécurité de l'ouvrage.

En suivant cette démarche, nous introduirons une étude paramétrique approfondie à chaque sous-titre, débutant avec des valeurs de référence établies à partir d'analyses approfondies en laboratoire pour l'unité QA. Ainsi, dans le cadre de notre exploration sur l'influence de ces paramètres, nous explorerons les variations en modélisant le comportement du sol pour des valeurs de (+) et de (-), offrant une perspective complète sur la sensibilité du sol aux variations de paramètres. Cette démarche ciblée vise à fournir des résultats spécifiques et applicables, jetant une lumière précise sur les défis géotechniques rencontrés dans ce contexte particulier du métro d'Alger.

3.4.1. Influence du module de Young (E)

Le module de Young (E), un paramètre fondamental caractérisant la rigidité élastique du sol, est au cœur de notre analyse approfondie de son influence sur la stabilité de l'ouvrage souterrain. En partant de la valeur de référence ($E = 20$ MPa), déterminée par les analyses en laboratoire spécifiques à l'unité QA du site du tunnel, cette section explore les variations de E et leur impact sur les réponses mécaniques du sol.

Une série d'analyses détaillées a été réalisée en ajustant le module de Young autour de sa valeur de référence. Cette approche permet d'explorer comment les variations de (E) influencent les déformations, les tassements, les déplacements et les contraintes dans le sol lors du creusement du tunnel.

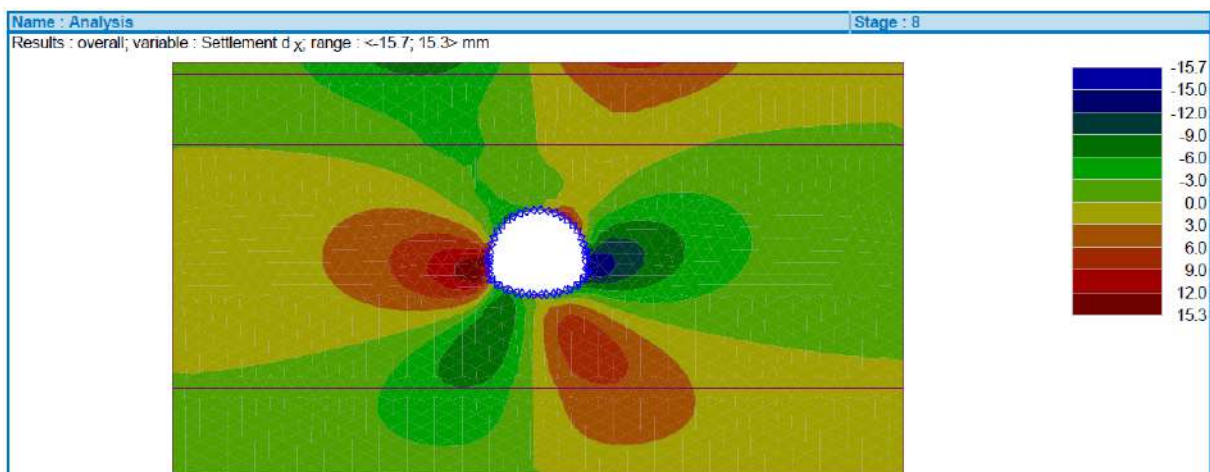


Figure 3.1 : Profil des déformations selon l'axe X pour le module de Young $E=25$ MPa.

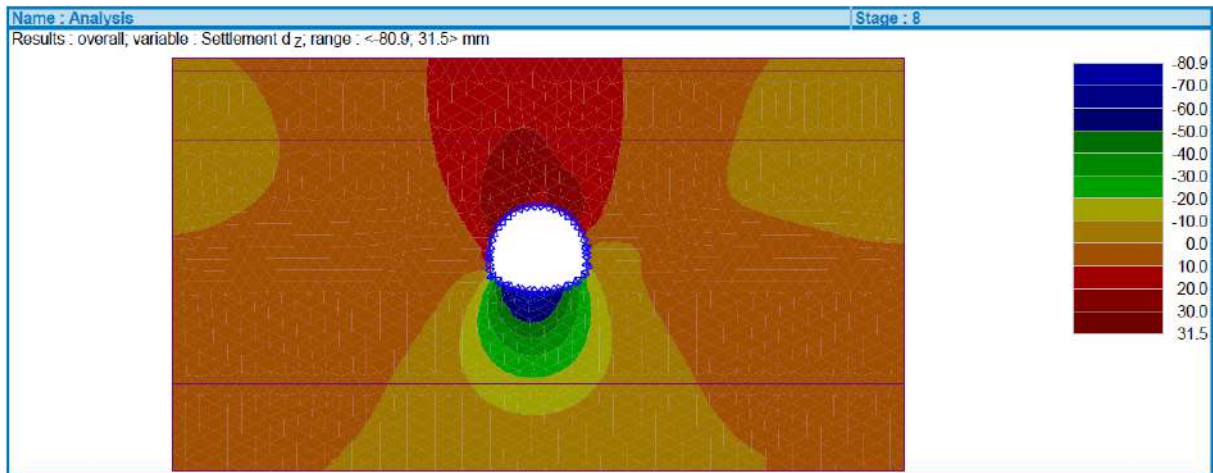


Figure 3.2 : Profil des déformations selon l'axe Y pour le module de Young $E=25$ MPa.

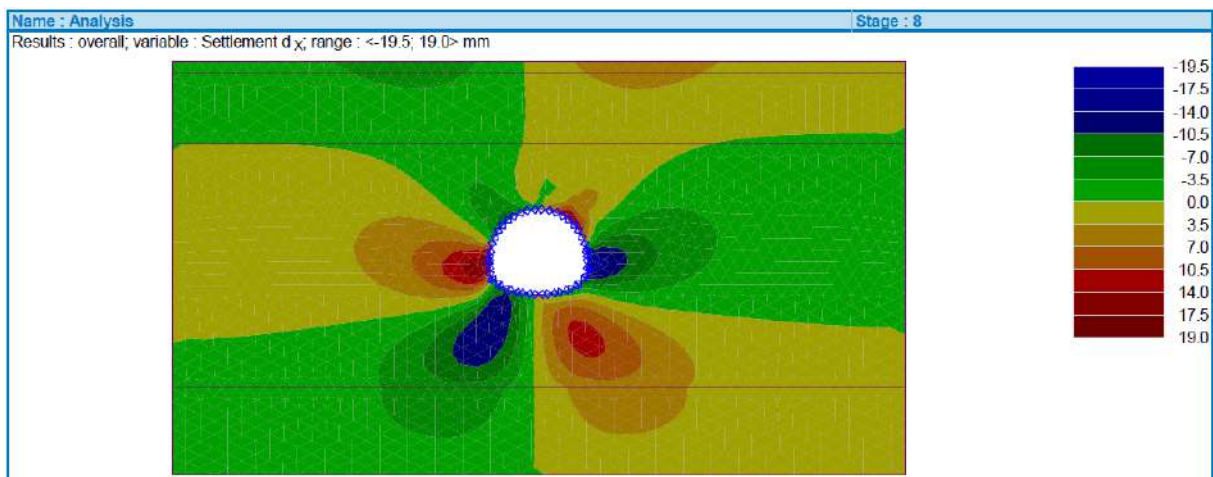


Figure 3.3 : Profil des déformations selon l'axe X pour le module de Young $E=15$ MPa.

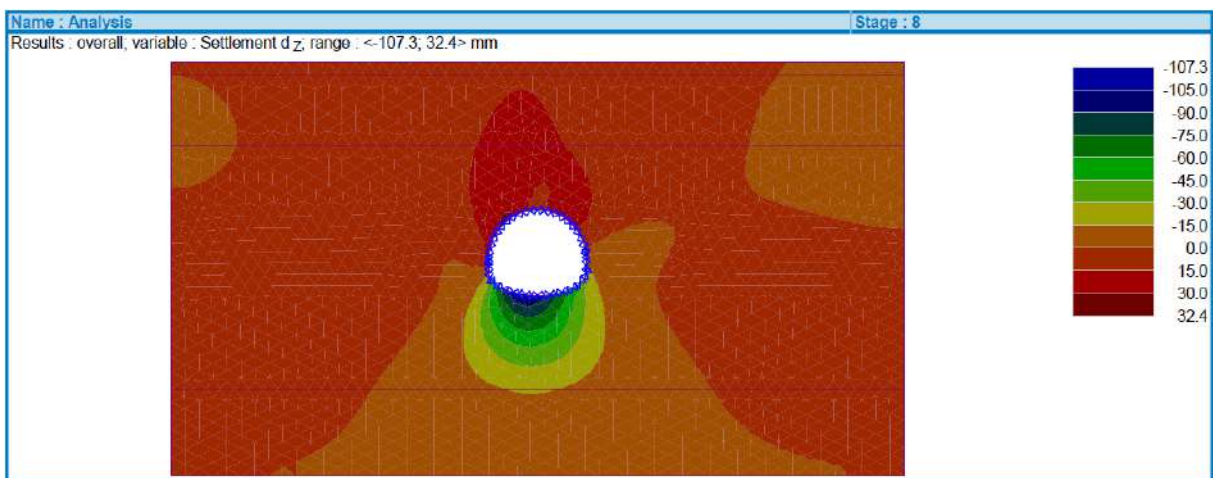


Figure 3.4 : Profil des déformations selon l'axe Y pour le module de Young $E=15$ MPa.

L'analyse des figures 3.1 à 3.4 révèle que l'augmentation du module de Young à 25 MPa réduit significativement les déformations élastiques du sol, en comparaison avec le module de référence de 20 MPa. En revanche, une diminution du module de Young à 15 MPa entraîne une augmentation notable des déformations. Ceci indique que la rigidité accrue ($E = 25 \text{ MPa}$) améliore la capacité du sol à résister aux déformations induites par les charges de construction, alors qu'une rigidité réduite ($E = 15 \text{ MPa}$) compromet cette capacité, augmentant ainsi les risques de déformation excessive.

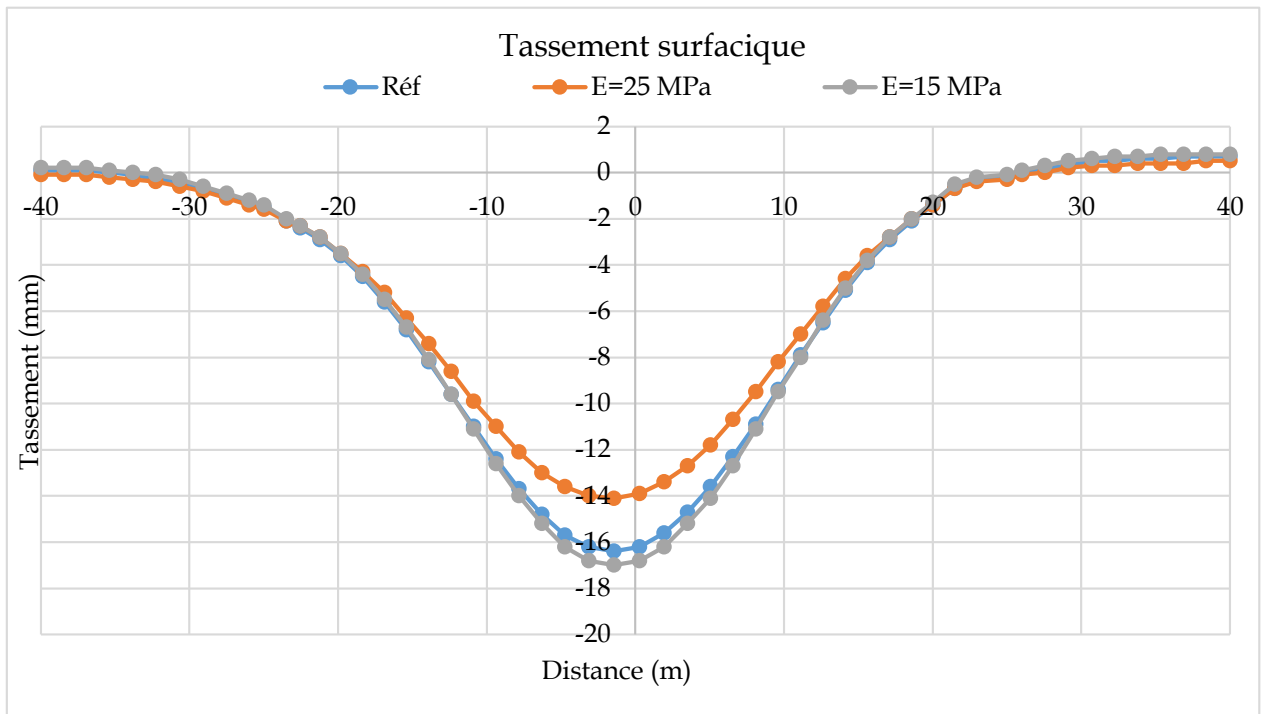


Figure 3.5 : Comparaison des tassements pour les modules de Young $E=20 \text{ MPa}$ (référence), $E=25 \text{ MPa}$, et $E=15 \text{ MPa}$.

Les données présentées dans la figure 3.5 montrent une corrélation directe entre le module de Young et les tassements observés. Un module de Young plus élevé ($E = 25 \text{ MPa}$) résulte en des tassements plus faibles, tandis qu'un module plus faible ($E = 15 \text{ MPa}$) entraîne des tassements accrus. Cette observation est cohérente avec la théorie de l'élasticité, qui prédit que les sols plus rigides se déforment moins sous charge. Par conséquent, pour des applications nécessitant une minimisation des tassements, il est crucial de s'assurer que le module de Young du sol est suffisamment élevé.

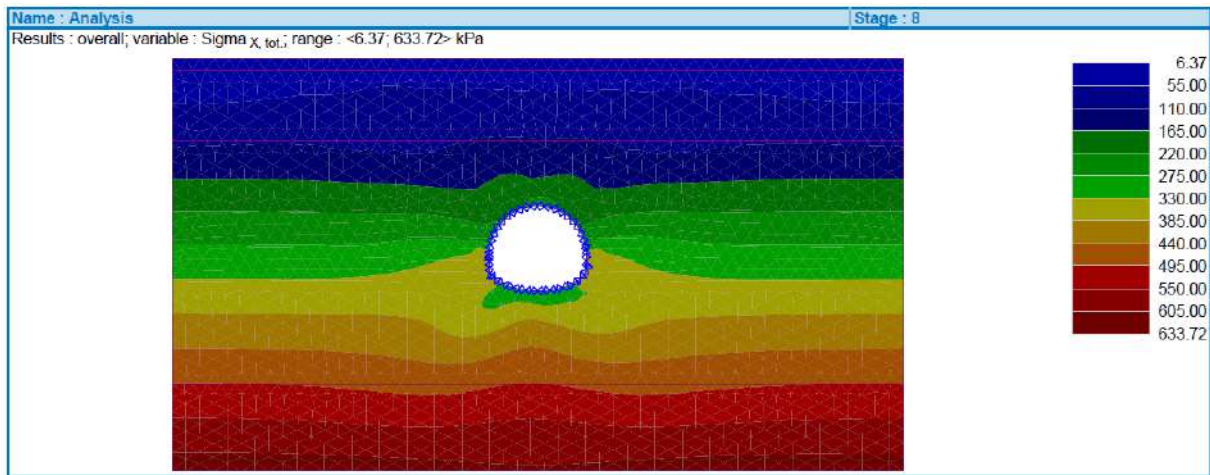


Figure 3.6 : Distribution des contraintes selon l'axe X pour le module de Young $E=25$ MPa.

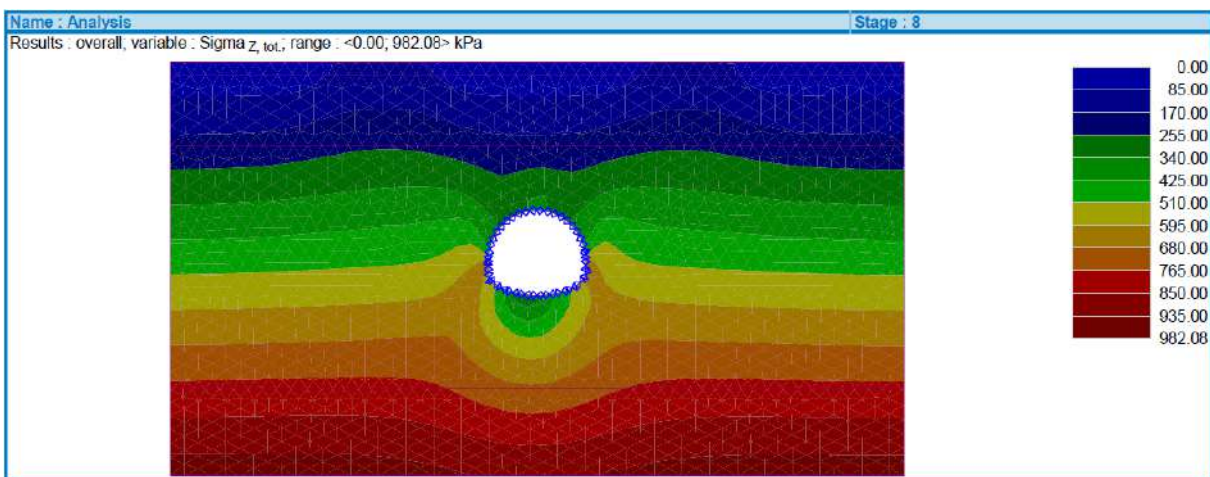


Figure 3.7 : Distribution des contraintes selon l'axe Y pour le module de Young $E=25$ MPa.

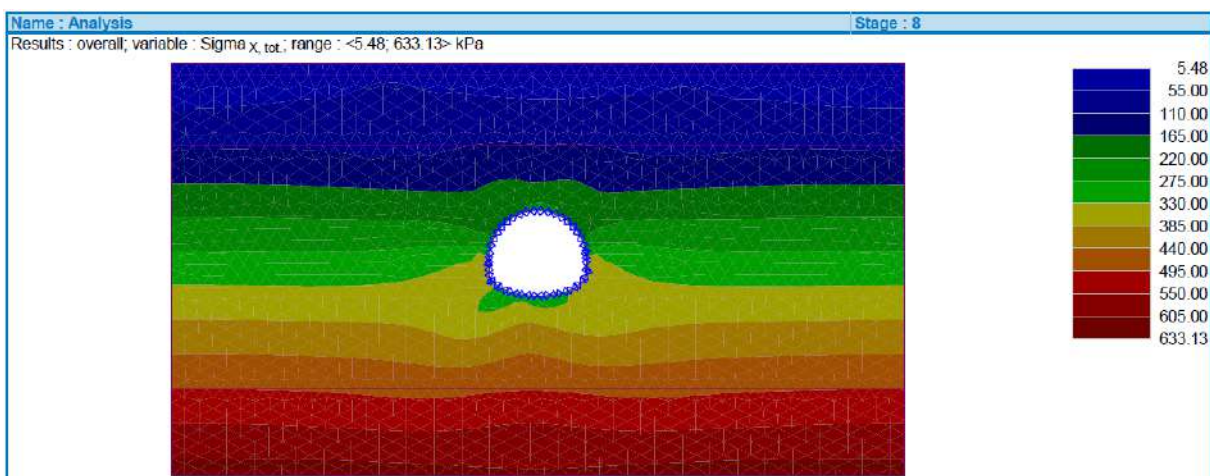


Figure 3.8 : Distribution des contraintes selon l'axe X pour le module de Young $E=15$ MPa.

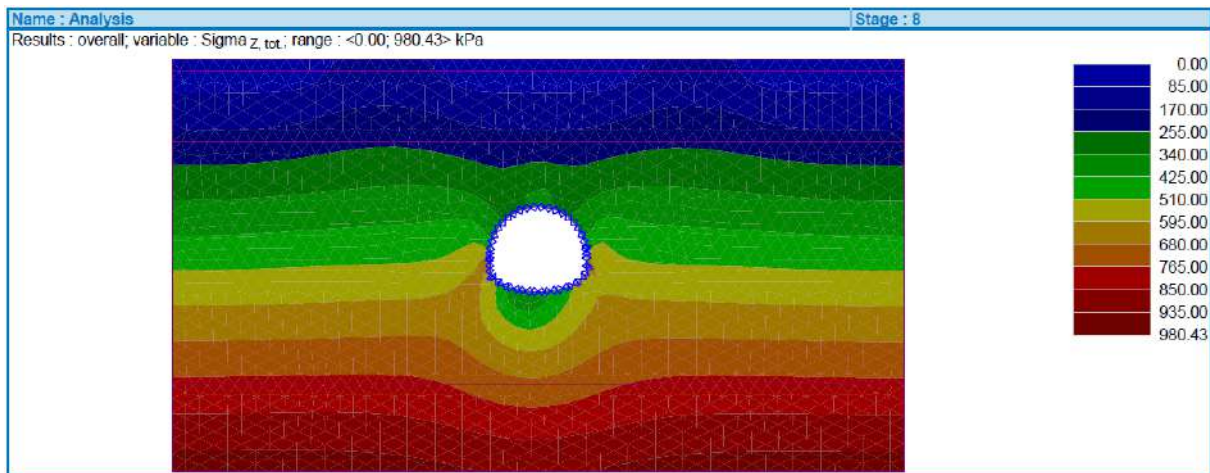


Figure 3.9 : Distribution des contraintes selon l'axe Y pour le module de Young $E=15$ MPa.

Les figures 3.6 à 3.9 illustrent la répartition des contraintes dans le sol en fonction des différentes valeurs du module de Young. Il est observé que pour un module de Young plus élevé ($E = 25$ MPa), les contraintes induites sont plus concentrées, ce qui peut être interprété comme une meilleure répartition de la charge sur une zone plus réduite du sol. À l'inverse, un module de Young plus faible ($E = 15$ MPa) entraîne une distribution des contraintes plus étalée, suggérant une capacité réduite à concentrer et gérer les charges appliquées. Cela a des implications importantes pour la conception des fondations et autres structures souterraines, où une répartition optimale des contraintes est essentielle pour éviter les zones de faiblesse potentielles.

Les résultats de cette étude montrent clairement que le module de Young est un paramètre déterminant pour la performance mécanique des sols lors du creusement de tunnels. Des ajustements au module de Young peuvent avoir des impacts significatifs sur les déformations, les tassements et la distribution des contraintes dans le sol. Une compréhension approfondie et une gestion précise de ce paramètre sont essentielles pour assurer la stabilité et la durabilité des ouvrages souterrains, notamment dans le cadre du projet de tunnel D17. En résumé, la rigidité élastique du sol, représentée par le module de Young, joue un rôle crucial dans le comportement global du sol sous charge et doit être soigneusement considérée lors de la phase de conception.

3.4.2. Influence du coefficient de Poisson (ν)

Le coefficient de Poisson (ν) émerge comme un paramètre capital dans l'équation complexe de la stabilité de l'ouvrage minier souterrain du métro d'Alger. Son rôle fondamental réside dans la caractérisation de la capacité du sol à se déformer latéralement sous l'effet de contraintes uni-axiales. En explorant les nuances de ce coefficient, nous plongeons dans un voyage analytique visant à démystifier les mécanismes sous-jacents et à révéler les impacts tangibles sur la stabilité de l'ouvrage.

Le coefficient de Poisson (ν) trouve ses racines dans la mécanique des sols, où il se pose comme une mesure de la capacité du sol à accompagner une déformation en comprimant latéralement. Le sol, sous l'influence des contraintes uni-axiales, exhibe une capacité à se comprimer de manière latérale, phénomène capturé par le coefficient de Poisson.

Cette caractéristique fondamentale, déterminée lors des phases de reconnaissance géotechnique, forme la base théorique de notre analyse. L'intégration de (ν) dans le modèle numérique permet de modéliser la distribution des déformations, crucial pour anticiper les mouvements du sol en réponse au creusement du tunnel.

Dans le contexte spécifique du métro d'Alger, la valeur de référence de $(\nu = 0.30)$ a été établie en tenant compte des propriétés géotechniques uniques du site. Les résultats de modélisation associés à cette valeur ont fourni une première compréhension des déformations et contraintes attendues sous l'effet du creusement du tunnel.

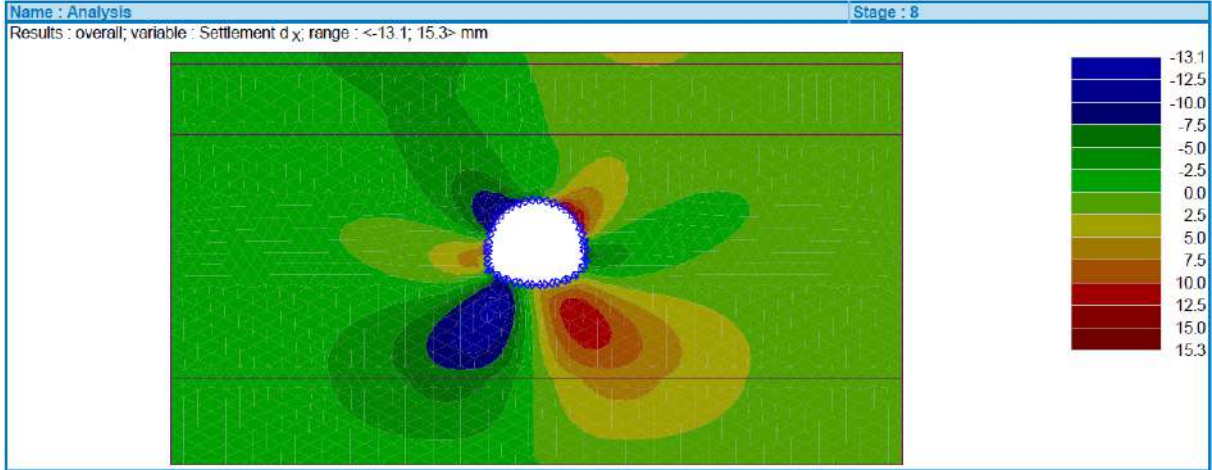


Figure 3.10 : Profil des déformations selon l'axe X pour le coefficient de Poisson $\nu = 0.35$.

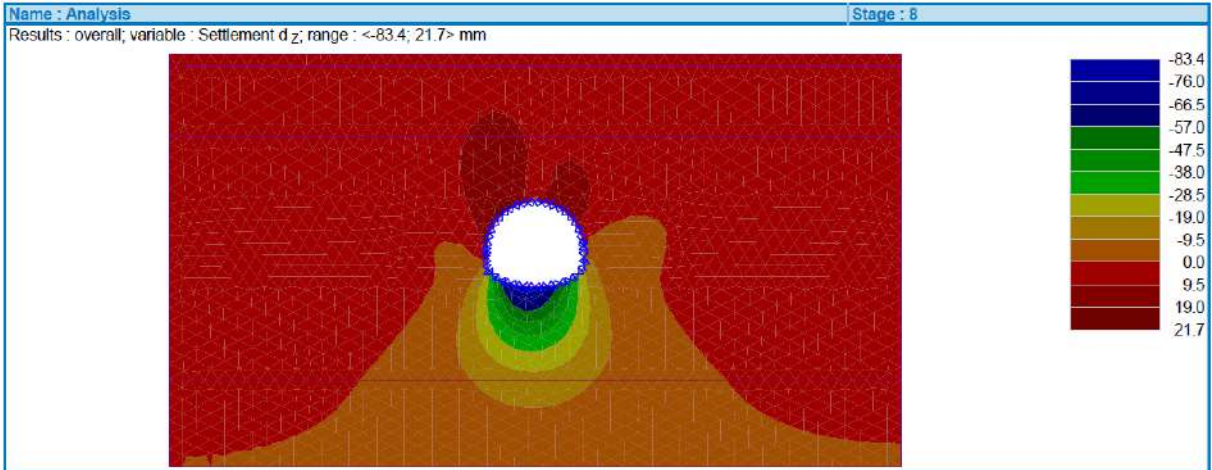


Figure 3.11 : Profil des déformations selon l'axe Y pour le coefficient de Poisson $\nu = 0.35$.

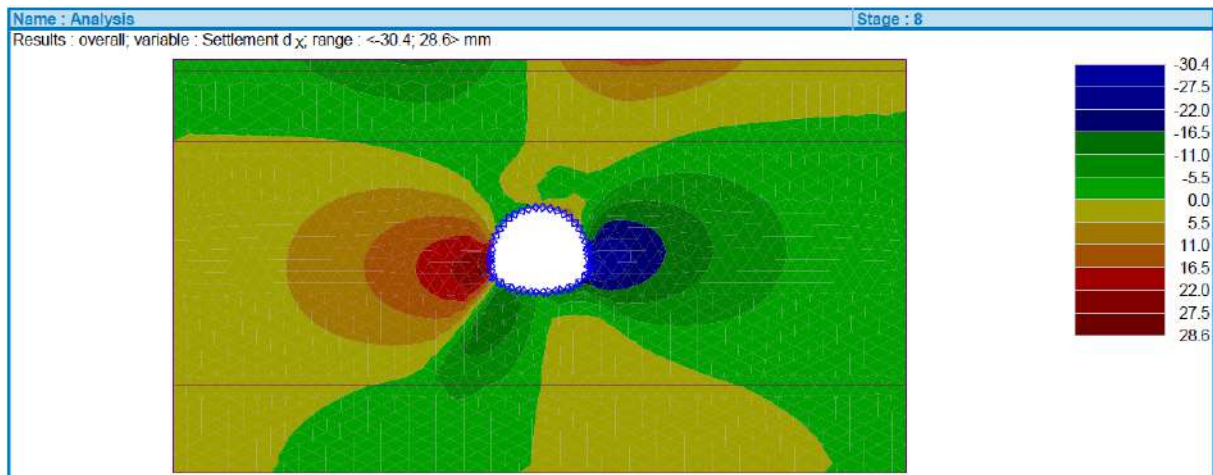


Figure 3.12 : Profil des déformations selon l'axe X pour le coefficient de Poisson $\nu = 0.25$.

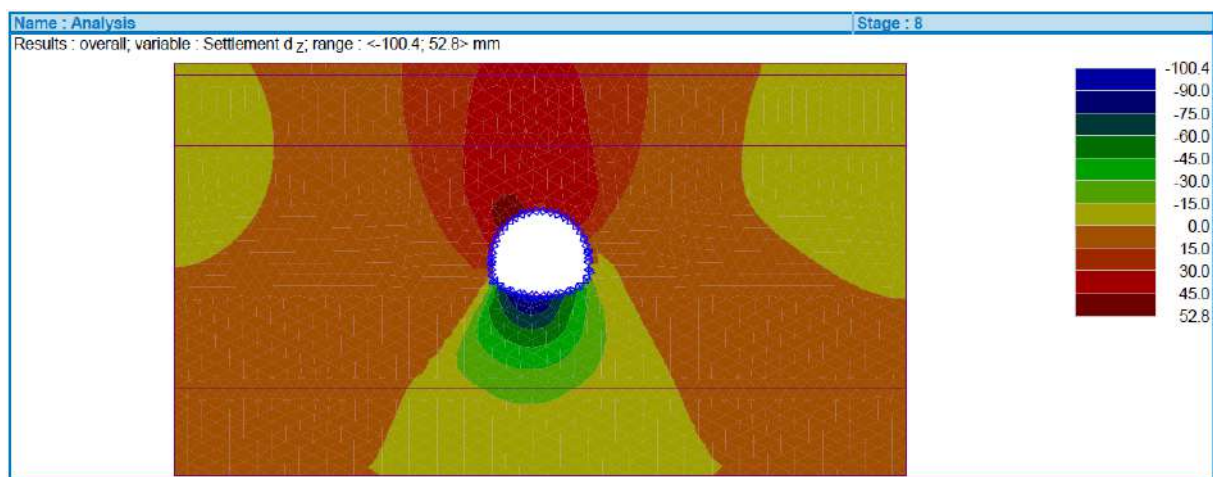


Figure 3.13 : Profil des déformations selon l'axe Y pour le coefficient de Poisson $\nu = 0.25$.

L'augmentation du coefficient de Poisson à ($\nu = 0.35$) montre une réduction des déformations latérales, tant sur l'axe X que Y, comparativement à la valeur de référence ($\nu = 0.30$). Cela indique que le sol présente une moindre capacité de déformation latérale sous des contraintes verticales accrues. À l'inverse, la réduction de (ν) à 0.25 entraîne une augmentation des déformations latérales, suggérant une plus grande compressibilité latérale du sol sous des charges similaires. Cette variation dans les profils de déformation révèle l'importance de (ν) dans la modélisation précise des réponses du sol aux contraintes.

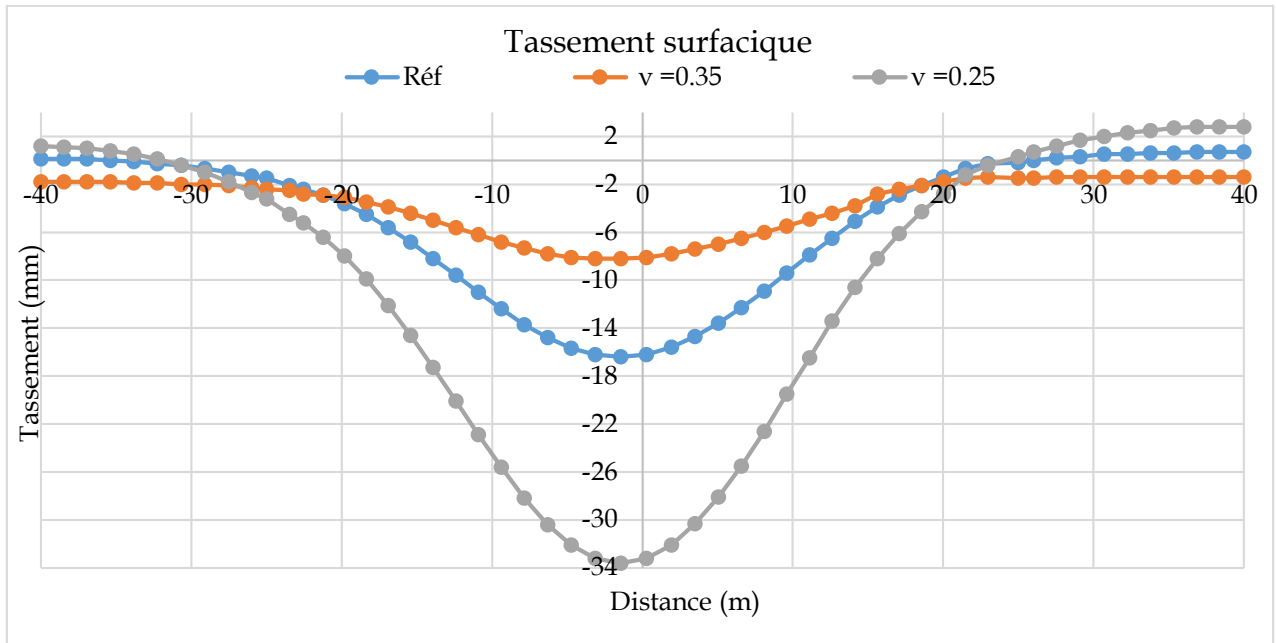


Figure 3.14 : Comparaison des tassements pour les coefficients de Poisson $\nu = 0.30$ (réf), $\nu = 0.35$, et $\nu = 0.25$.

Les résultats indiquent que le tassement est directement influencé par les variations du coefficient de Poisson. Pour ($\nu = 0.35$), le tassement est réduit à -8.2 mm, montrant une meilleure résistance à la compression verticale. En revanche, pour ($\nu = 0.25$), le tassement augmente significativement à -33.6 mm. Cette observation souligne l'impact critique de (ν) sur le comportement vertical du sol. Un (ν) plus élevé limite les déformations verticales, tandis qu'un (ν) plus bas augmente la susceptibilité du sol aux tassements, compromettant ainsi la stabilité structurelle.

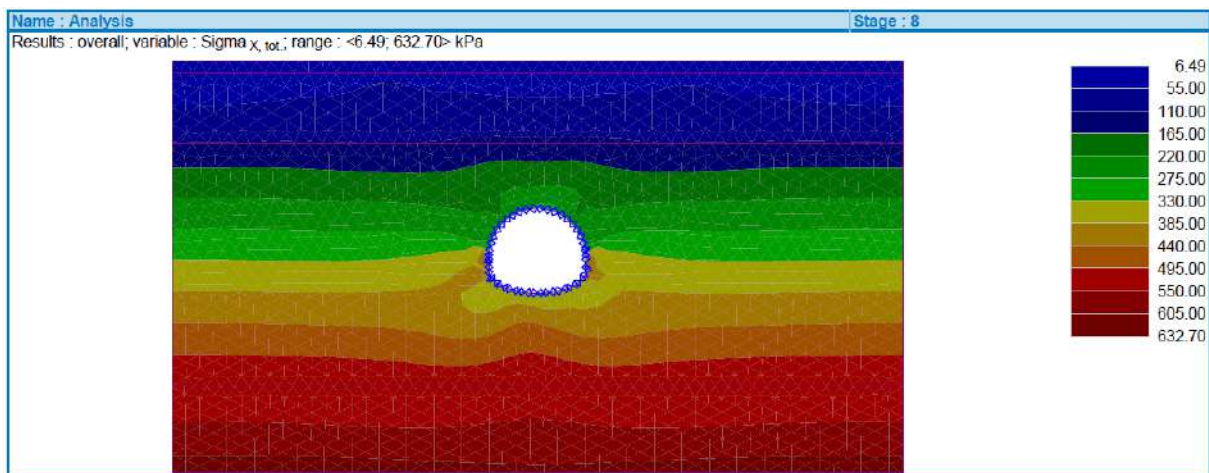


Figure 3.15 : Distribution des contraintes selon l'axe X pour le coefficient de Poisson $\nu = 0.35$.

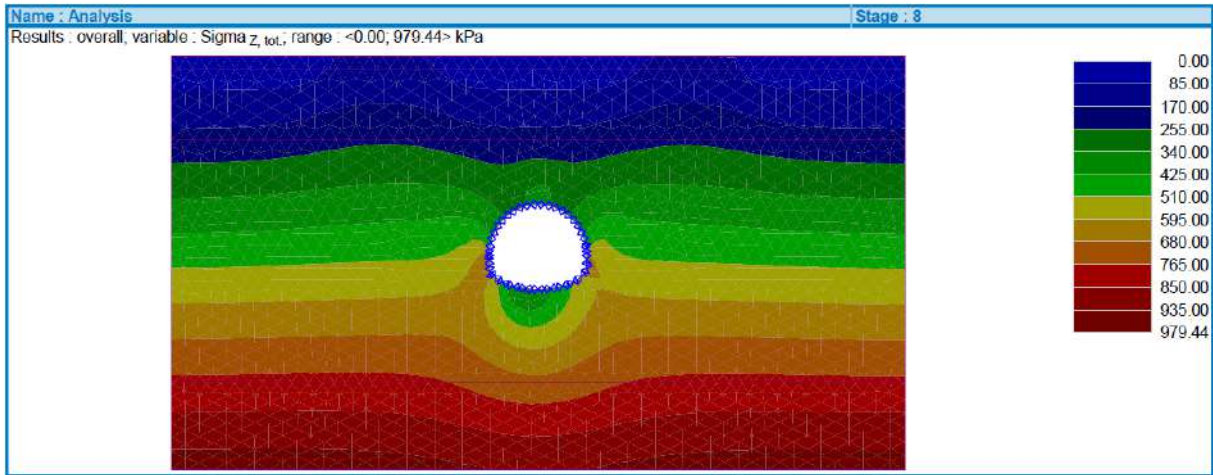


Figure 3.16 : Distribution des contraintes selon l'axe Y pour le coefficient de Poisson $\nu = 0.35$.

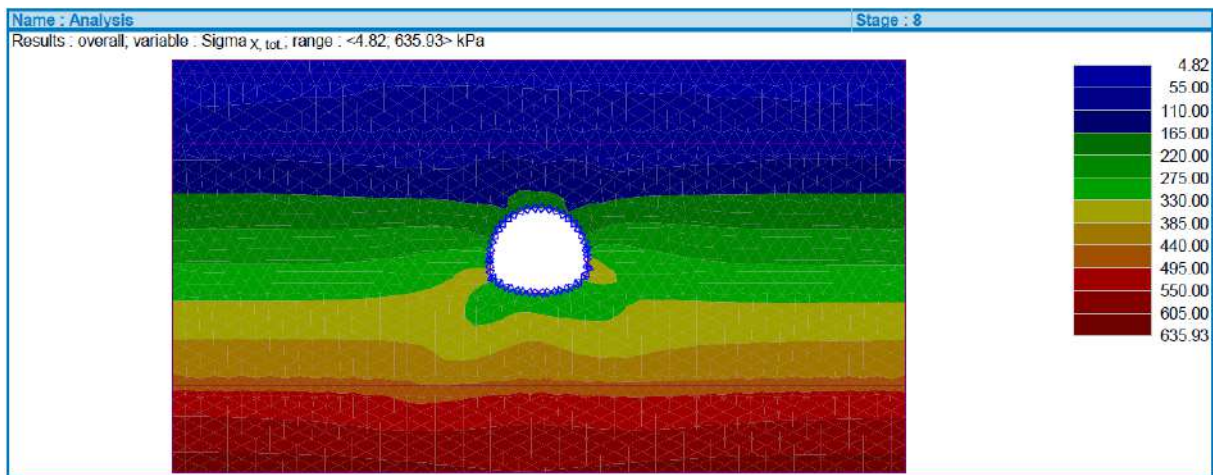


Figure 3.17 : Distribution des contraintes selon l'axe X pour le coefficient de Poisson $\nu = 0.25$.

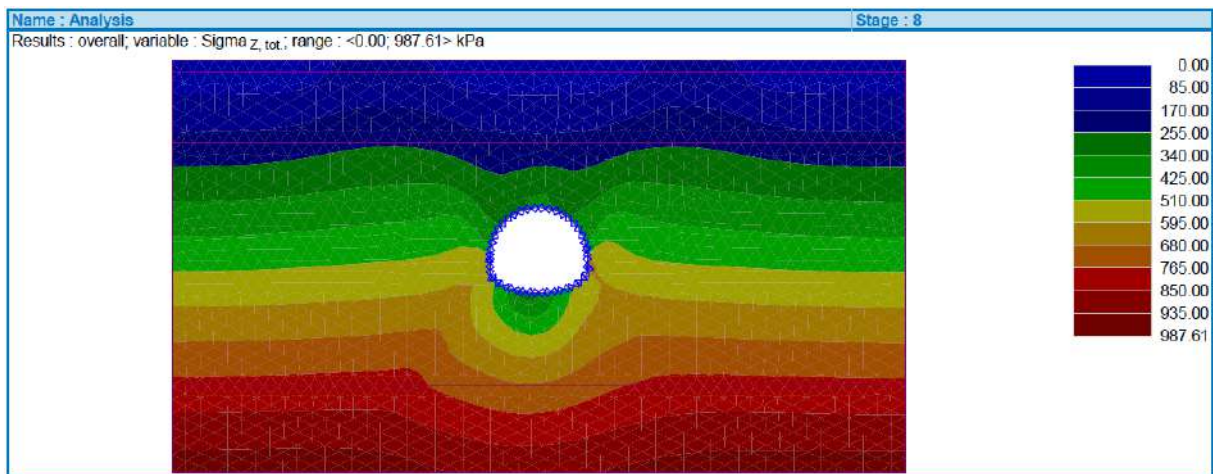


Figure 3.18 : Distribution des contraintes selon l'axe Y pour le coefficient de Poisson $\nu = 0.25$.

Les distributions de contraintes montrent une corrélation directe avec les variations du coefficient de Poisson. Pour ($\nu = 0.35$), les contraintes sont mieux réparties, ce qui limite les concentrations de stress localisé. En revanche, pour ($\nu = 0.25$), les contraintes sont plus concentrées, augmentant les risques de déformations et de faiblesses structurelles. Cette relation souligne que des valeurs appropriées de (ν) sont essentielles pour assurer une distribution uniforme des contraintes, minimisant ainsi les risques de défaillance structurale.

L'analyse du coefficient de Poisson (ν) met en évidence son rôle déterminant dans la stabilité des ouvrages souterrains. Les variations de (ν) influencent significativement les déformations latérales, les tassements verticaux et la distribution des contraintes dans le sol. Une estimation précise de (ν) est donc essentielle pour des prévisions fiables et pour optimiser la conception structurelle. Ces insights sont cruciaux pour garantir la stabilité et la durabilité du tunnel du métro d'Alger, permettant une prise de décision informée lors de la phase de conception et de construction.

3.4.3. Influence de la cohésion (c)

L'examen de la cohésion (c) dans le contexte de la stabilité géotechnique du métro d'Alger s'inscrit dans une démarche visant à décortiquer les mécanismes complexes qui régissent les interactions sol-structure. Cette investigation approfondie s'étend des fondements théoriques à l'application pratique, soulignant l'importance de ce paramètre dans la conception et la réalisation d'infrastructures souterraines.

La cohésion (c) représente l'aptitude du sol à résister à la déformation en l'absence de contraintes extérieures. Dans notre modèle géotechnique, la fixation de la valeur de référence à 40 kPa repose sur une analyse approfondie des propriétés intrinsèques du sol extraites des données de reconnaissance spécifiques au site du métro d'Alger. Les fondements théoriques reposent sur l'équation de Mohr-Coulomb, où (c) intervient comme la contrainte cohésive interceptant l'axe des contraintes.

L'intégration de la cohésion (c) dans notre modèle exige une calibration minutieuse. Les valeurs dérivées des données géotechniques fournissent une compréhension fine des réponses du sol au processus de creusement. Cette calibration précise assure une représentation réaliste des interactions sol-tunnel, cruciale pour une conception robuste et sécurisée.

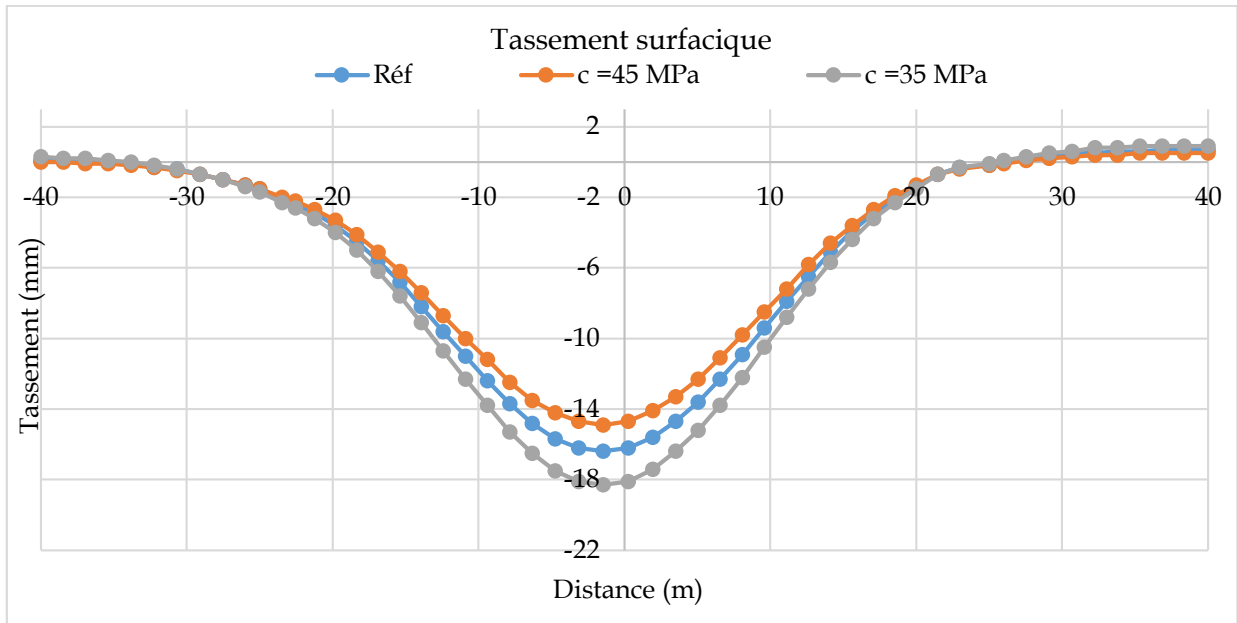


Figure 3.19 : Comparaison des tassements pour les coefficients de Poisson $c = 40$ kPa (réf), $c = 45$ kPa, et $c = 35$ kPa.

La figure 3.19 présente les tassements observés pour différentes valeurs de cohésion. Une cohésion plus élevée ($c = 45$ kPa) entraîne des tassements plus faibles, tandis qu'une cohésion réduite ($c = 35$ kPa) conduit à des tassements accrus. Cela est conforme à la théorie de la mécanique des sols, qui prédit que des sols plus cohésifs se déforment moins sous charge. Ainsi, pour minimiser les tassements, il est essentiel que la cohésion du sol soit suffisamment élevée.

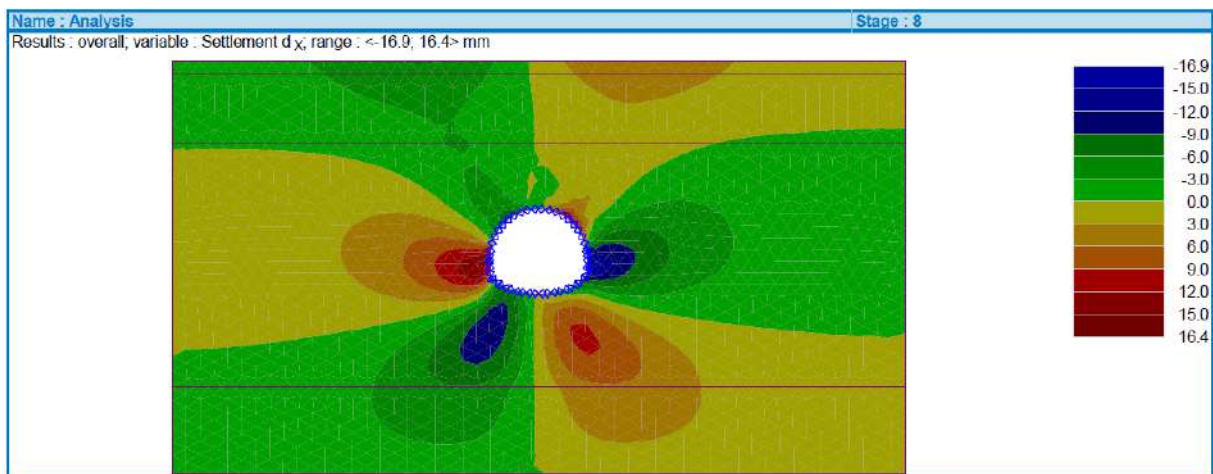


Figure 3.20 : Profil des déformations selon l'axe X pour la cohésion $c = 45$ kPa.

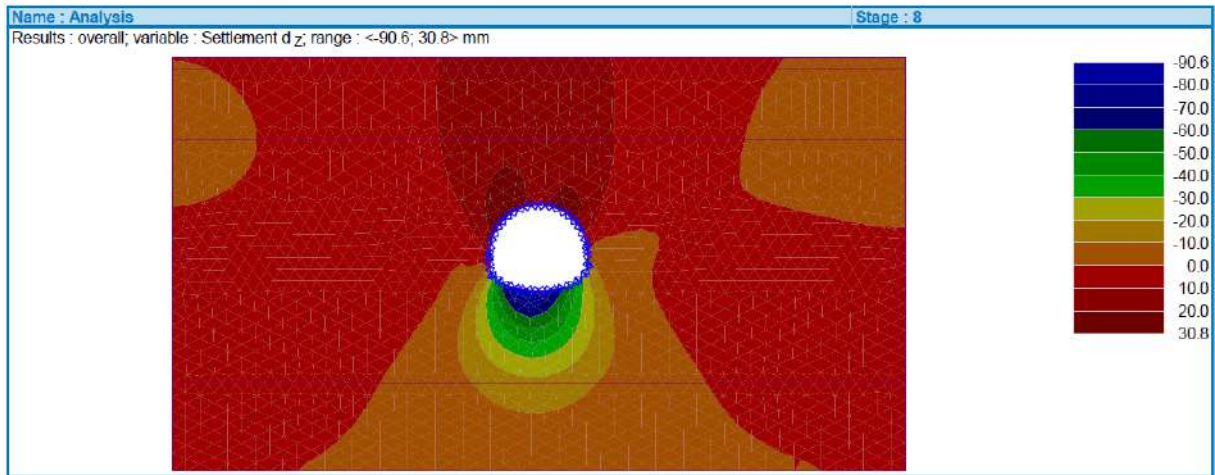


Figure 3.21 : Profil des déformations selon l'axe Y pour la cohésion $c = 45$ kPa.

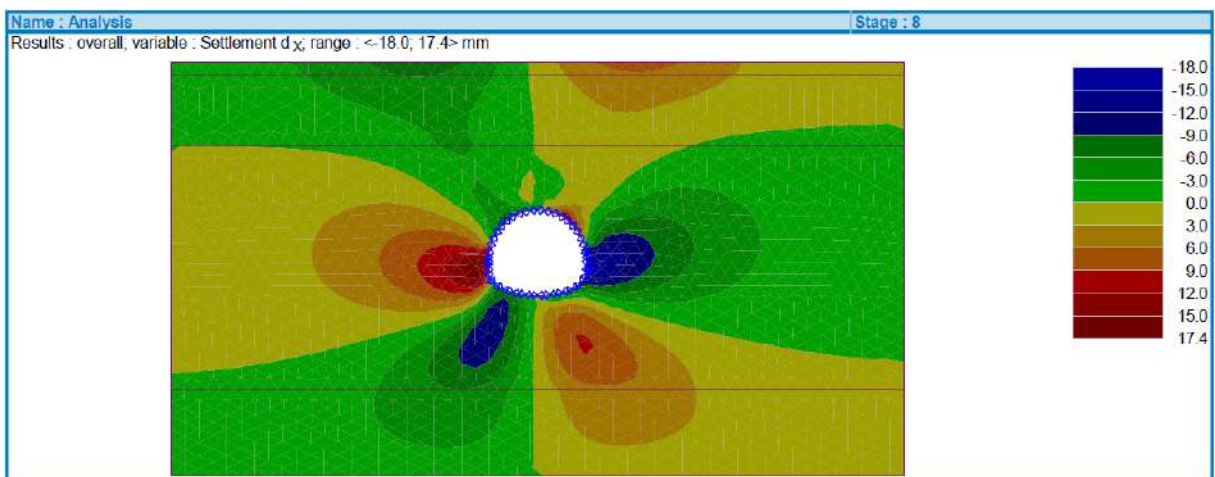


Figure 3.22 : Profil des déformations selon l'axe Y pour la cohésion $c = 35$ kPa.

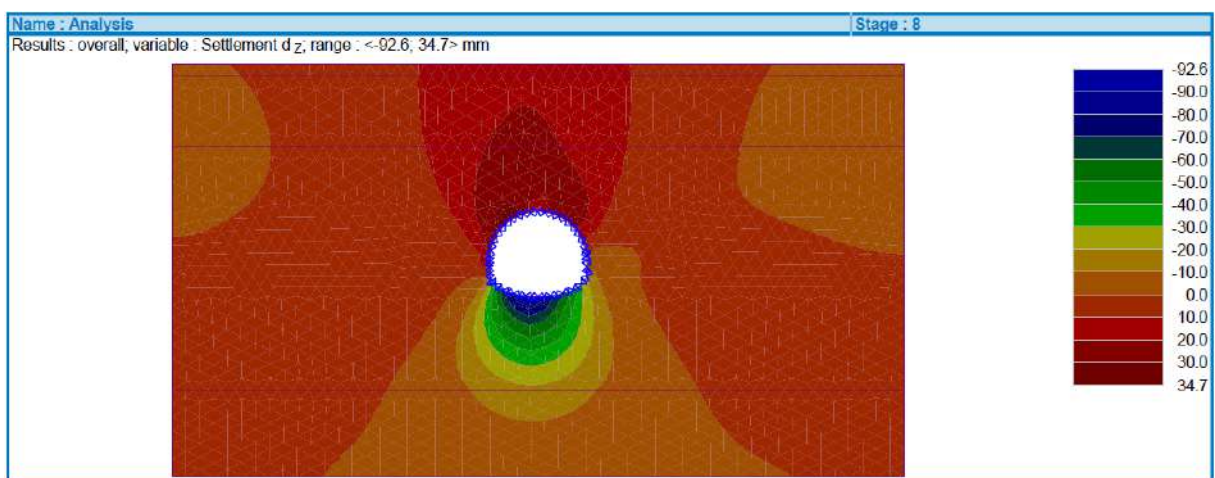


Figure 3.23 : Profil des déformations selon l'axe Y pour la cohésion $c = 35$ kPa.

Les figures 3.20 à 3.23 montrent que l'augmentation de la cohésion (c) à 45 kPa réduit les déformations dans les directions X et Y. Cette réduction des déformations est bénéfique pour la stabilité globale du sol, car elle indique une meilleure résistance aux déformations induites par le creusement du tunnel. À l'inverse, une diminution de la cohésion à 35 kPa augmente les déformations, signalant une moindre capacité du sol à résister aux forces appliquées.

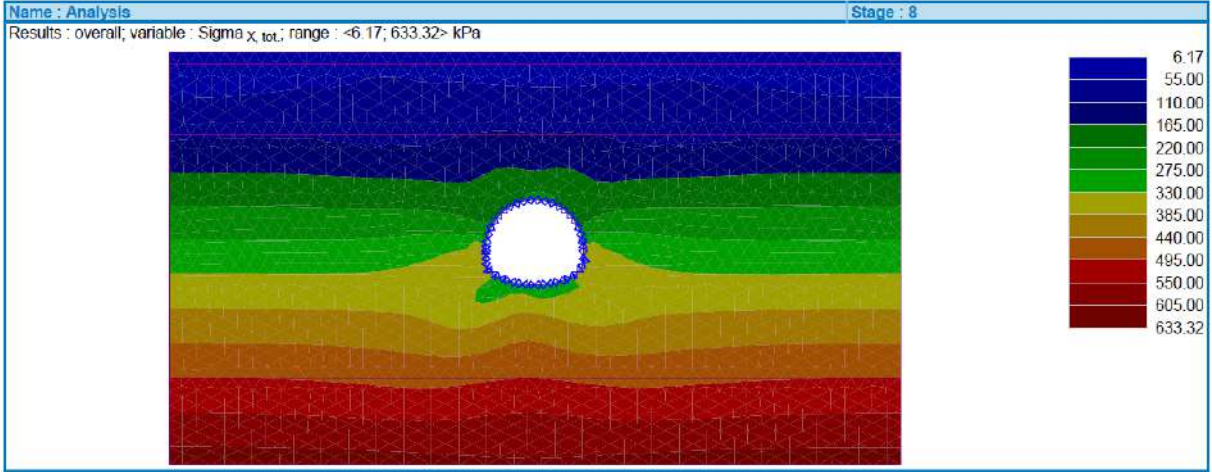


Figure 3.24 : Distribution des contraintes selon l'axe X pour la cohésion $c = 45$ kPa.

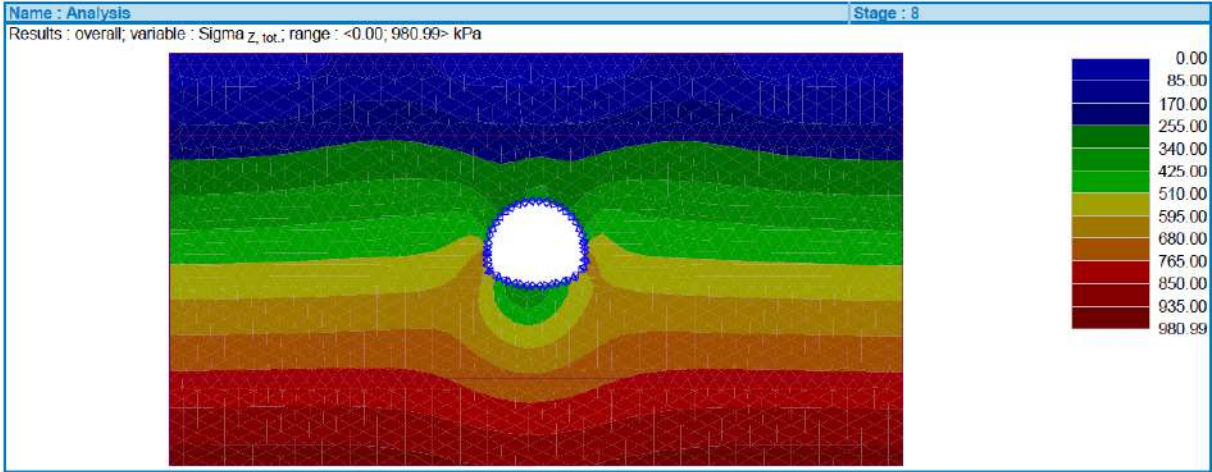


Figure 3.25 : Distribution des contraintes selon l'axe Y pour la cohésion $c = 45$ kPa.

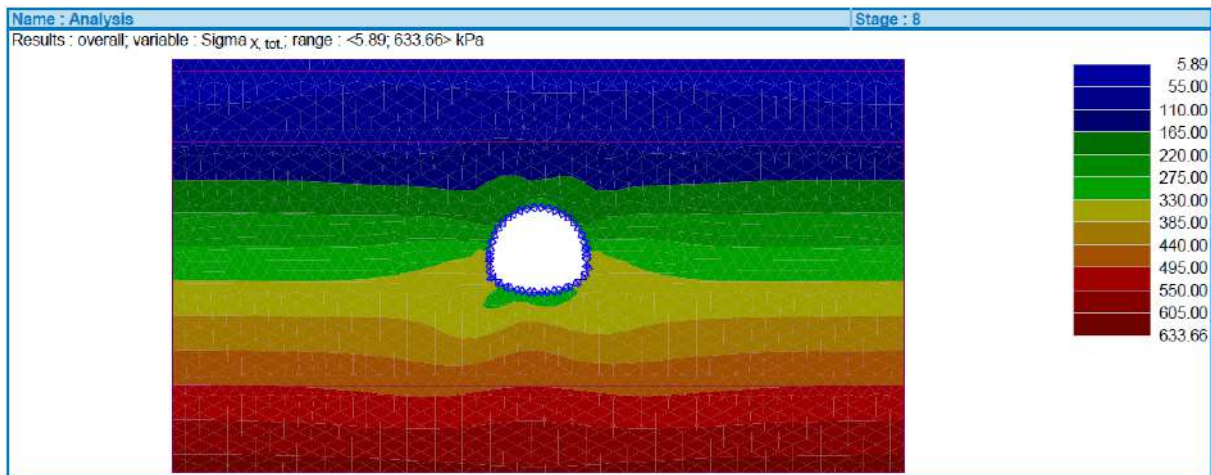


Figure 3.26 : Distribution des contraintes selon l'axe X pour la cohésion $c = 35$ kPa.

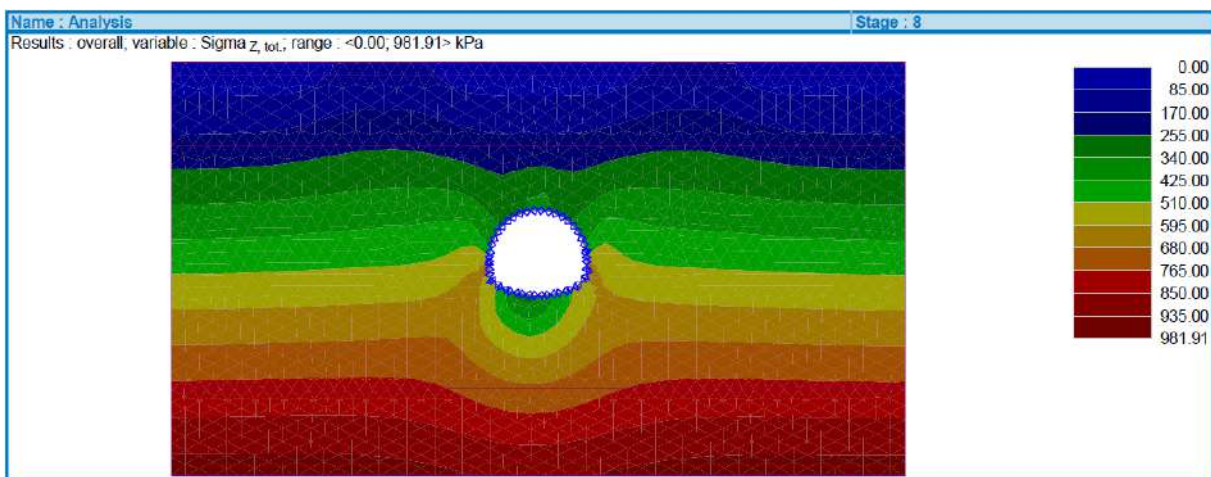


Figure 3.27 : Distribution des contraintes selon l'axe Y pour la cohésion $c = 35$ kPa.

Les figures 3.24 à 3.27 illustrent que l'augmentation de la cohésion (c) entraîne une redistribution des contraintes dans le sol. En particulier, une cohésion plus élevée (45 kPa) se traduit par une concentration accrue des contraintes dans certaines zones, ce qui peut indiquer une meilleure capacité du sol à supporter les charges appliquées. Cependant, cette concentration accrue peut également entraîner des points de faiblesse potentiels si la distribution des contraintes n'est pas uniforme. À l'inverse, une cohésion plus faible (35 kPa) répartit les contraintes de manière plus uniforme, mais à un coût potentiel de déformations accrues et de stabilité réduite.

Les résultats de cette étude montrent clairement que la cohésion (c) est un paramètre déterminant pour la performance mécanique des sols lors du creusement de tunnels. Des ajustements à la cohésion peuvent avoir des impacts significatifs sur les déformations, les tassements et la distribution des contraintes dans le sol. Une compréhension approfondie et une gestion précise de ce paramètre sont essentielles pour assurer la stabilité et la durabilité des ouvrages souterrains, notamment dans le cadre du projet de métro d'Alger. En résumé, la capacité du sol à résister à la déformation sans contraintes extérieures, représentée par la cohésion, joue un rôle crucial dans le comportement global du sol sous charge et doit être soigneusement considérée lors de la phase de conception.

3.4.4. Influence de l'angle de frottement interne (ϕ)

L'étude de l'angle de frottement interne (ϕ) constitue un volet essentiel de notre exploration détaillée des paramètres géotechniques dans le contexte du métro d'Alger. L'angle de frottement interne, défini comme la résistance au glissement des particules du sol, joue un rôle déterminant dans les réponses du sol aux sollicitations induites par le creusement du tunnel.

L'angle de frottement interne (ϕ) est une mesure de la capacité du sol à résister au cisaillement. Dans notre modèle, la valeur de référence de 25° est basée sur une analyse approfondie des caractéristiques géotechniques du sol à travers des données de reconnaissance spécifiques au site. Cette valeur, intégrée dans l'équation de Mohr-Coulomb, agit comme une barrière à l'écoulement, déterminant la résistance du sol aux déformations.

L'intégration de différentes valeurs de l'angle de frottement interne (ϕ) dans notre modèle exige une calibration minutieuse. La valeur de référence est dérivée des caractéristiques du sol spécifiques au site du métro d'Alger. Cette calibration garantit une représentation réaliste des interactions sol-tunnel, contribuant ainsi à une conception géotechnique équilibrée.

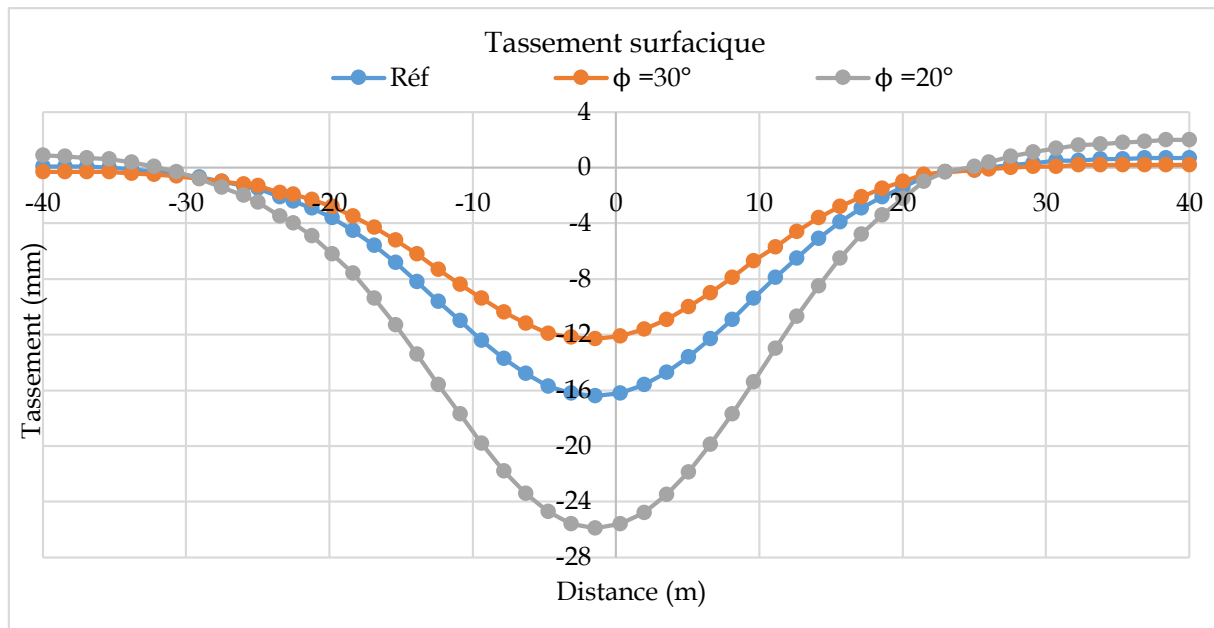


Figure 3.28 : Comparaison des tassements pour les différents angles $\phi = 25^\circ$ (réf), $\phi = 30^\circ$, et $\phi = 20^\circ$.

Les résultats présentés dans la figure 3.28 montrent que l'augmentation de l'angle de frottement interne à 30° entraîne une réduction significative des tassements, tandis qu'une diminution de l'angle à 20° conduit à des tassements accrus. Cela est conforme à la théorie de la mécanique des sols, qui prédit que des sols avec un angle de frottement interne plus élevé se déforment moins sous charge. Par conséquent, pour minimiser les tassements, il est crucial de s'assurer que l'angle de frottement interne du sol est suffisamment élevé.

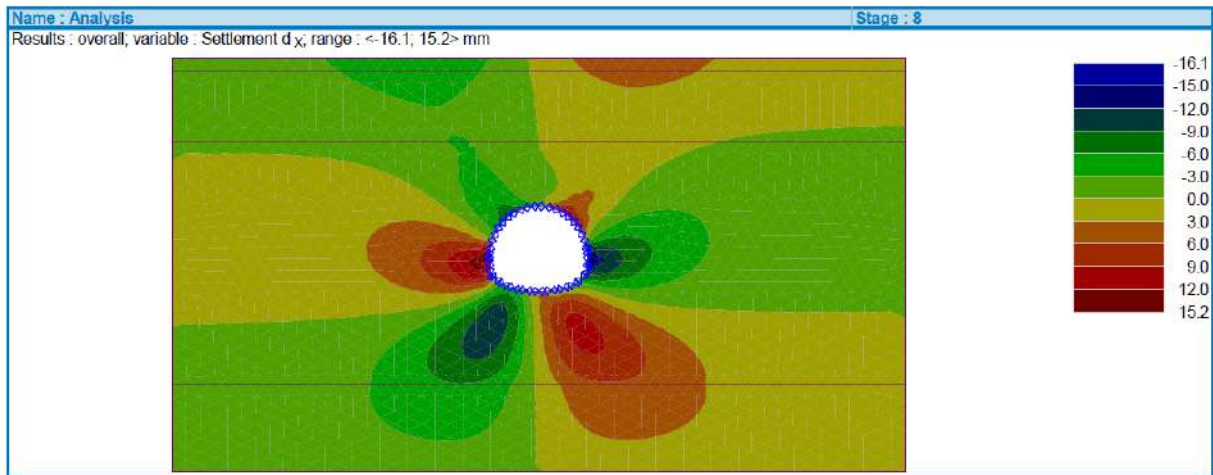


Figure 3.29 : Profil des déformations selon l'axe X pour l'angle de frottement interne $\phi = 30^\circ$.

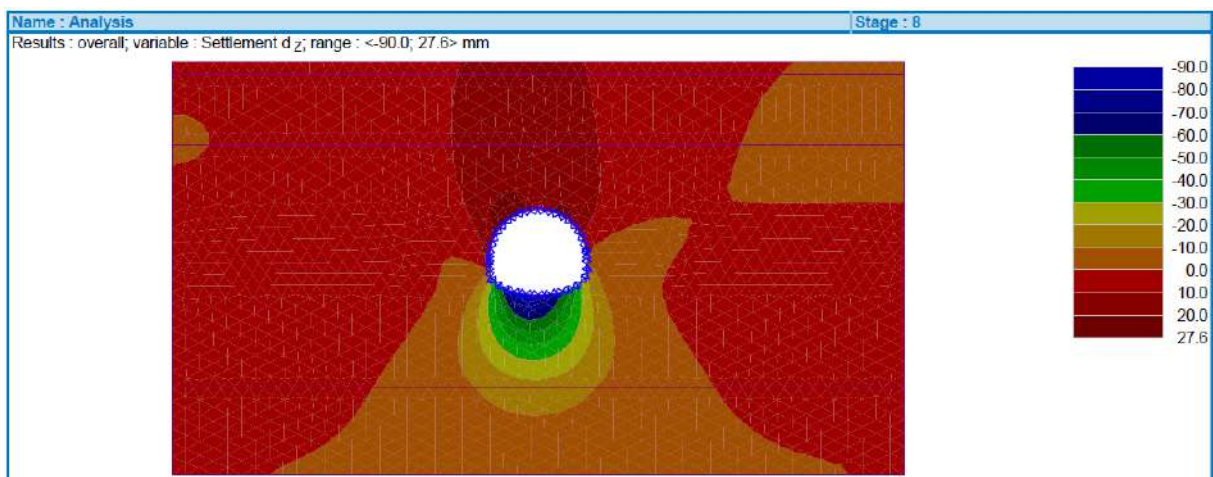


Figure 3.30 : Profil des déformations selon l'axe Y pour l'angle de frottement interne $\phi = 30^\circ$.

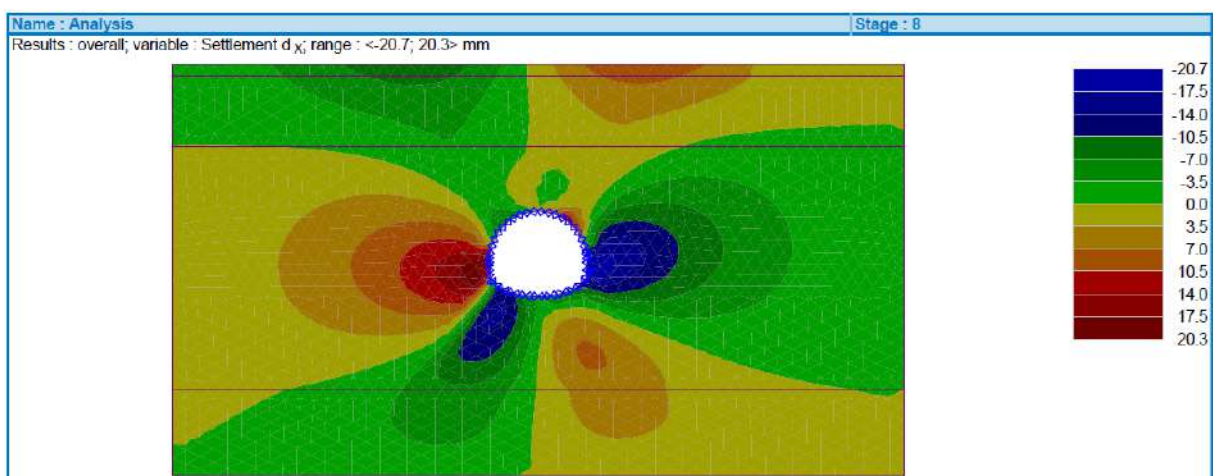


Figure 3.31 : Profil des déformations selon l'axe X pour l'angle de frottement interne $\phi = 20^\circ$.

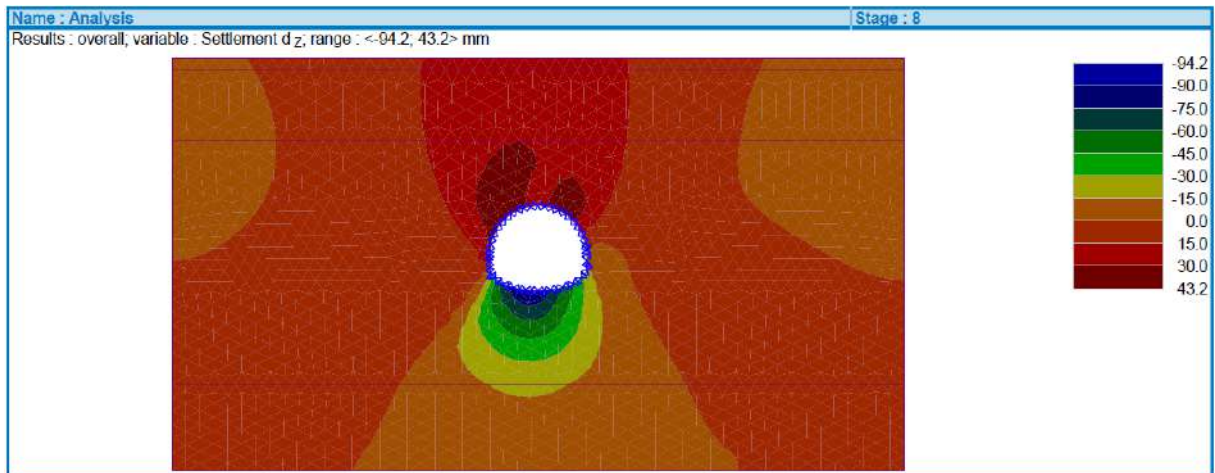


Figure 3.32 : Profil des déformations selon l'axe Y pour l'angle de frottement interne $\phi = 20^\circ$.

Les figures 3.29 à 3.32 montrent l'impact de la variation de l'angle de frottement interne (ϕ) sur les déformations du sol. Une augmentation de l'angle à 30° réduit les déformations dans les directions X et Y, indiquant une résistance accrue du sol aux déformations induites par le creusement du tunnel. À l'inverse, une diminution de l'angle à 20° augmente les déformations, signalant une moindre capacité du sol à résister aux forces appliquées.

Lorsque l'angle de frottement interne est augmenté à 30° , la résistance interne du sol au cisaillement est améliorée, ce qui se traduit par une diminution notable des déformations. Cela est particulièrement visible dans les profils des déformations selon les axes X et Y, où les valeurs maximales des déformations sont réduites par rapport à celles observées avec l'angle de référence de 25° . Cette résistance accrue minimise les mouvements horizontaux et verticaux du sol autour du tunnel, renforçant ainsi la stabilité structurelle du système.

En revanche, la diminution de l'angle de frottement interne à 20° augmente la susceptibilité du sol aux déformations. Les profils des déformations pour cette valeur montrent une augmentation des déplacements, tant horizontaux que verticaux, comparée aux valeurs de référence. Cette augmentation des déformations peut indiquer une plus grande instabilité du sol, nécessitant des mesures supplémentaires pour contrôler et limiter les mouvements indésirables.

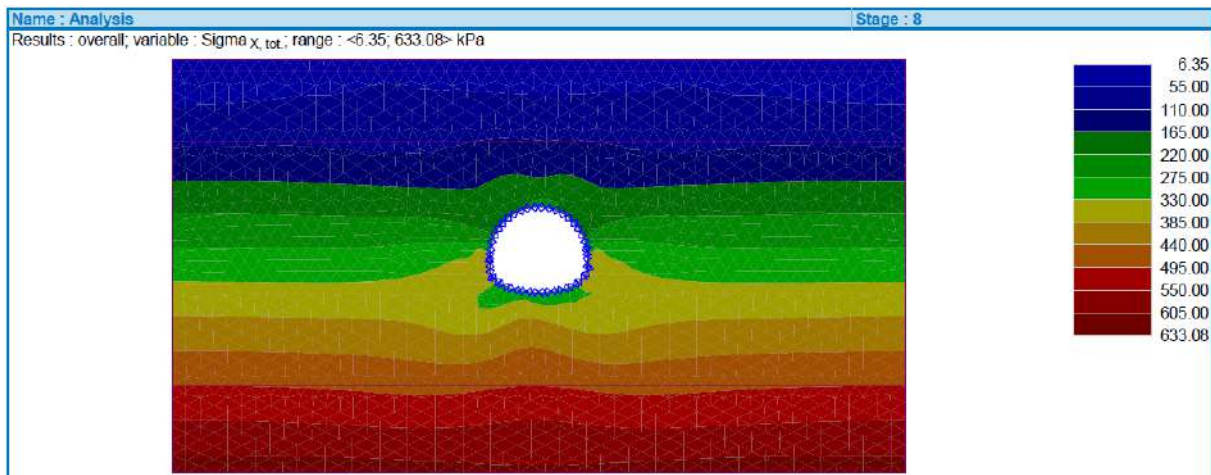


Figure 3.33 : Distribution des contraintes selon l'axe X pour l'angle de frottement interne $\phi = 30^\circ$.

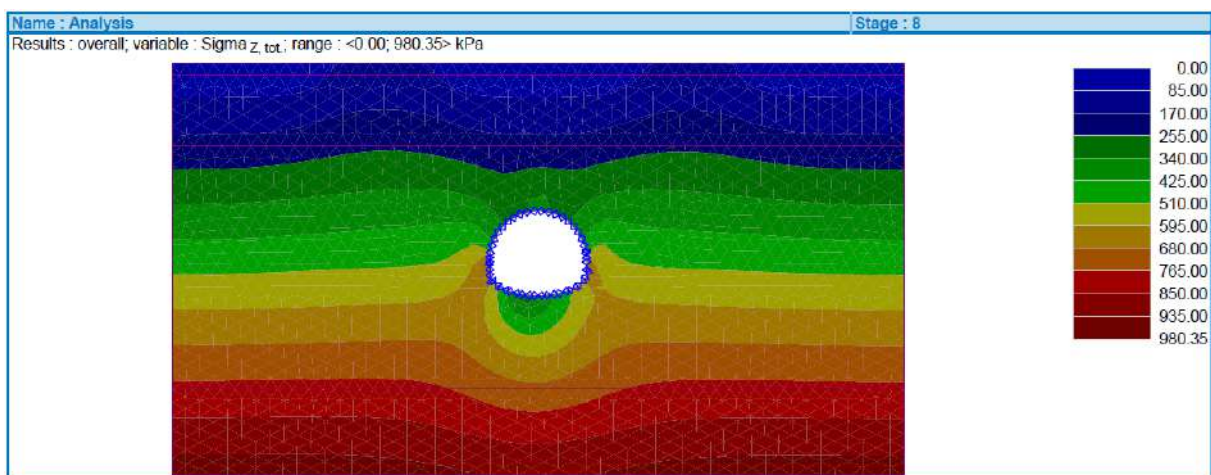


Figure 3.34 : Distribution des contraintes selon l'axe Y pour l'angle de frottement interne $\phi = 30^\circ$.

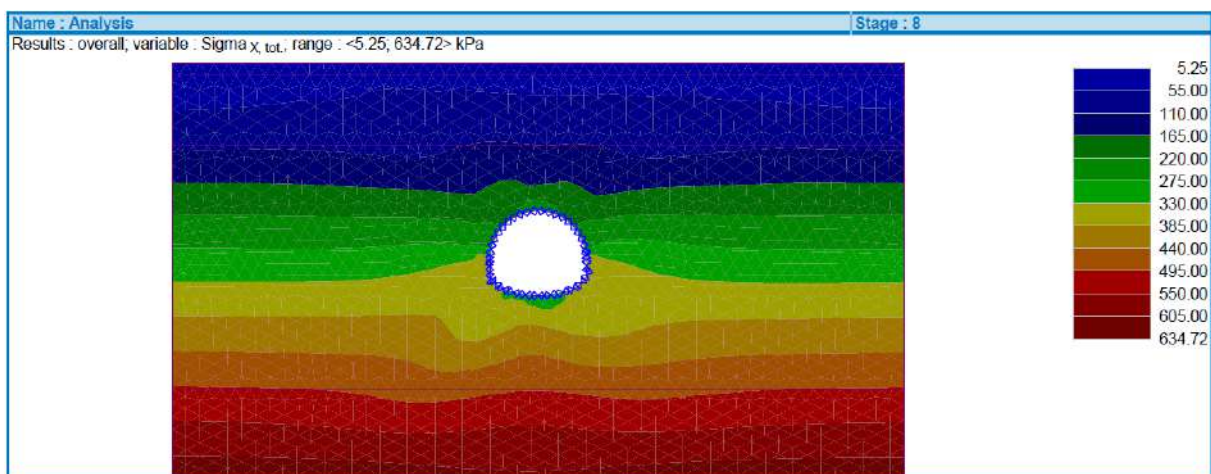


Figure 3.35 : Distribution des contraintes selon l'axe X pour l'angle de frottement interne $\phi = 20^\circ$.

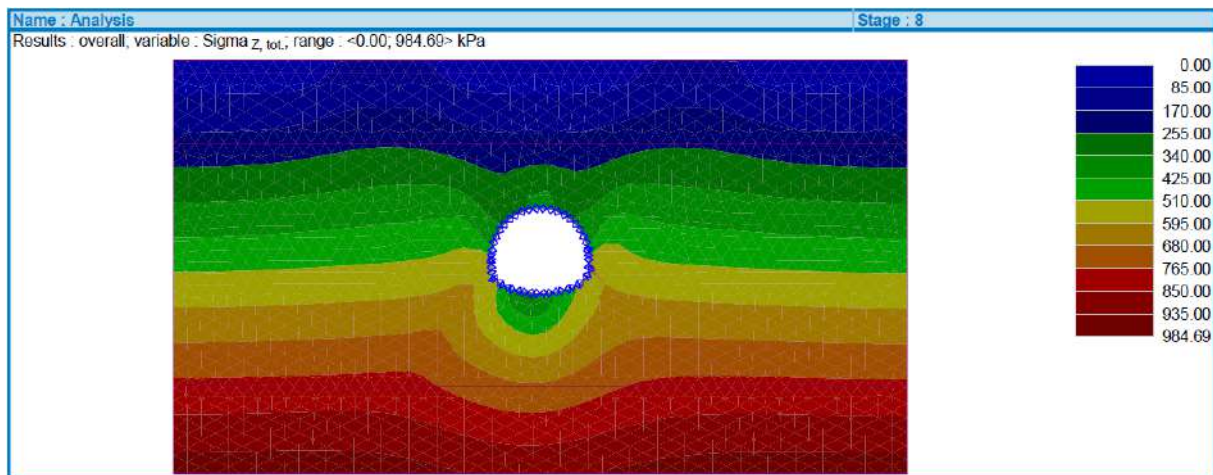


Figure 3.36 : Distribution des contraintes selon l'axe Y pour l'angle de frottement interne $\phi = 20^\circ$.

Les figures 3.33 à 3.36 illustrent la répartition des contraintes dans le sol en fonction des différentes valeurs de l'angle de frottement interne. Pour un angle plus élevé ($\phi = 30^\circ$), les contraintes sont plus concentrées, ce qui peut être interprété comme une meilleure répartition des charges sur une zone plus restreinte du sol. En revanche, un angle plus faible ($\phi = 20^\circ$) entraîne une distribution des contraintes plus étalée, suggérant une capacité réduite à concentrer et gérer les charges appliquées. Cela a des implications importantes pour la conception des fondations et autres structures souterraines, où une répartition optimale des contraintes est essentielle pour éviter les zones de faiblesse potentielles.

L'augmentation de l'angle de frottement interne à 30° conduit à une concentration accrue des contraintes dans le sol, en particulier autour de la zone de creusement. Cela indique une meilleure gestion des charges appliquées, avec une plus grande capacité du sol à supporter et à répartir les forces de manière efficace. Cette concentration des contraintes peut aider à prévenir les déformations excessives et à maintenir l'intégrité structurelle du tunnel.

En revanche, la réduction de l'angle de frottement interne à 20° provoque une dispersion plus large des contraintes. Cela suggère une moins bonne capacité du sol à gérer les charges, augmentant ainsi le risque de défaillances localisées et de mouvements indésirables. Une telle distribution des contraintes peut entraîner des zones de faiblesse dans le sol, nécessitant des interventions supplémentaires pour renforcer la stabilité.

Les résultats de cette étude montrent clairement que l'angle de frottement interne (ϕ) est un paramètre déterminant pour la performance mécanique des sols lors du creusement de tunnels. Des ajustements à l'angle de frottement interne peuvent avoir des impacts significatifs sur les déformations, les tassements et la distribution des contraintes dans le sol. Une compréhension approfondie et une gestion précise de ce paramètre sont essentielles pour assurer la stabilité et la durabilité des ouvrages souterrains, notamment dans le cadre du projet de métro d'Alger. En résumé, la capacité du sol à résister au cisaillement, représentée par l'angle de frottement interne, joue un rôle crucial dans le comportement global du sol sous charge et doit être soigneusement considérée lors de la phase de conception.

L'angle de frottement interne émerge comme un paramètre central dans la conception géotechnique. Une évaluation précise de (ϕ) est impérative pour anticiper les déformations du

sol et garantir la stabilité à long terme du tunnel. Les résultats de cette étude soulignent l'importance d'une approche méticuleuse et informée dans l'analyse des paramètres géotechniques, permettant ainsi de concevoir des infrastructures souterraines robustes et résilientes. Cette compréhension fine du comportement du sol sous différentes valeurs de (ϕ) offre des informations précieuses pour la conception et la gestion des risques associés aux projets de construction souterraine.

3.4.5. Influence de l'angle de dilatance (Ψ)

Notre étude approfondie des paramètres géotechniques du métro d'Alger se tourne maintenant vers l'angle de dilatance (Ψ), un paramètre capital influençant les propriétés de déformation du sol. L'angle de dilatance (Ψ) représente l'écart entre le volume initial et le volume final du sol lorsqu'il est soumis à des contraintes. Son impact sur la stabilité du sol sous le tunnel est essentiel à comprendre pour garantir une conception géotechnique robuste.

L'angle de dilatance (Ψ) est la mesure de la réponse volumétrique du sol aux contraintes. Dans notre modèle, l'angle de dilatance de référence de 0.00° est basé sur des données spécifiques au site. Il influence la capacité du sol à changer de volume sous l'influence des contraintes de creusement du tunnel.

L'angle de dilatance (Ψ) est ajusté en fonction des caractéristiques spécifiques du sol du métro d'Alger. Sa valeur de référence est issue d'une analyse approfondie des données de reconnaissance du site. Cette calibration fine assure une représentation précise de la réponse volumétrique du sol, essentielle pour une modélisation géotechnique fiable.

L'étude paramétrique explore les effets de variations de l'angle de dilatance (Ψ). Les résultats révèlent des changements significatifs dans les déformations et les contraintes du sol. En particulier, nous nous concentrons sur une variation de $+10^\circ$ d'angle de dilatance pour évaluer son impact sur la stabilité et les déformations du sol.

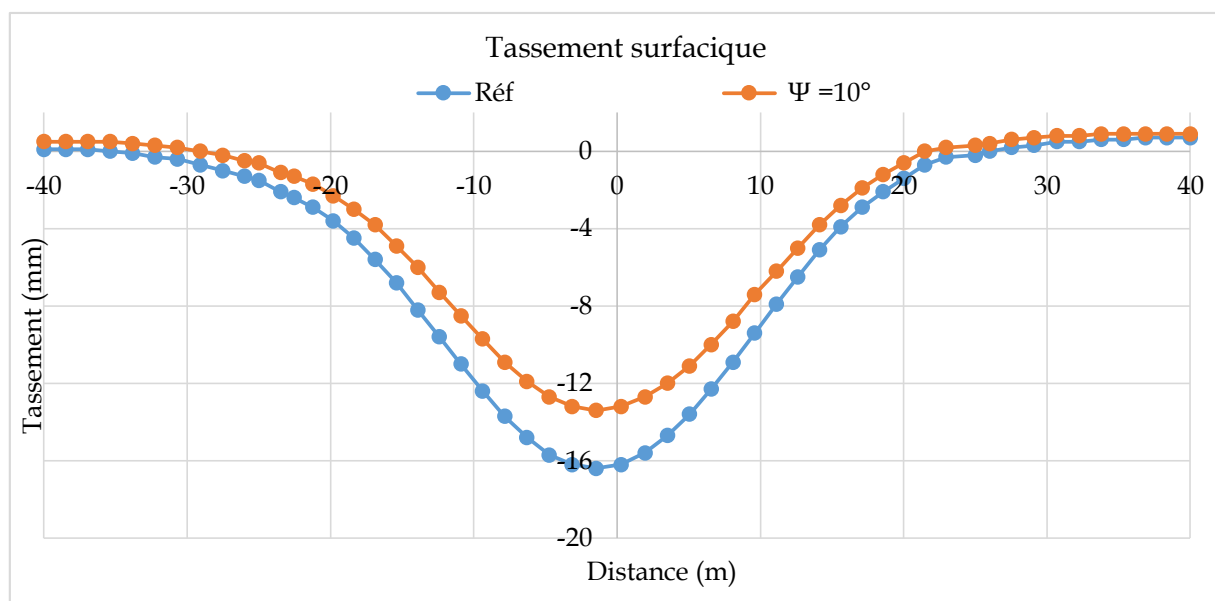


Figure 3.37 : Comparaison des tassements pour les différents angles $\Psi = 0.00^\circ$ (réf) et $\Psi = 10^\circ$.

Les résultats de la modélisation indiquent que des valeurs plus élevées de l'angle de dilataance (Ψ) contribuent à une réduction des déformations du sol. Cependant, cette réduction s'accompagne d'une augmentation des contraintes, suggérant un changement dans la distribution des contraintes dans le sol. L'augmentation de l'angle de dilataance (Ψ) à 10° entraîne une diminution notable des tassements, ce qui est bénéfique pour la stabilité à court terme du sol. Toutefois, cette réduction des tassements n'est pas uniforme à travers tout le sol, et certaines zones peuvent présenter des variations de comportement significatives. Cela peut indiquer que bien que l'augmentation de l'angle de dilataance améliore globalement la stabilité, elle peut aussi introduire des différences locales dans la réponse du sol aux contraintes de creusement.

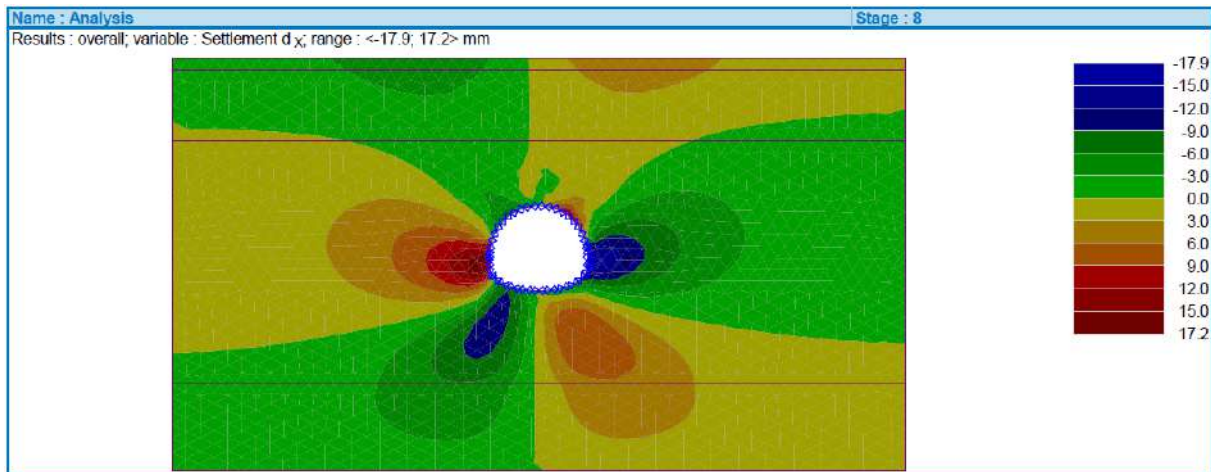


Figure 3.38 : Profil des déformations selon l'axe X pour l'angle de dilataance $\Psi = 10^\circ$.

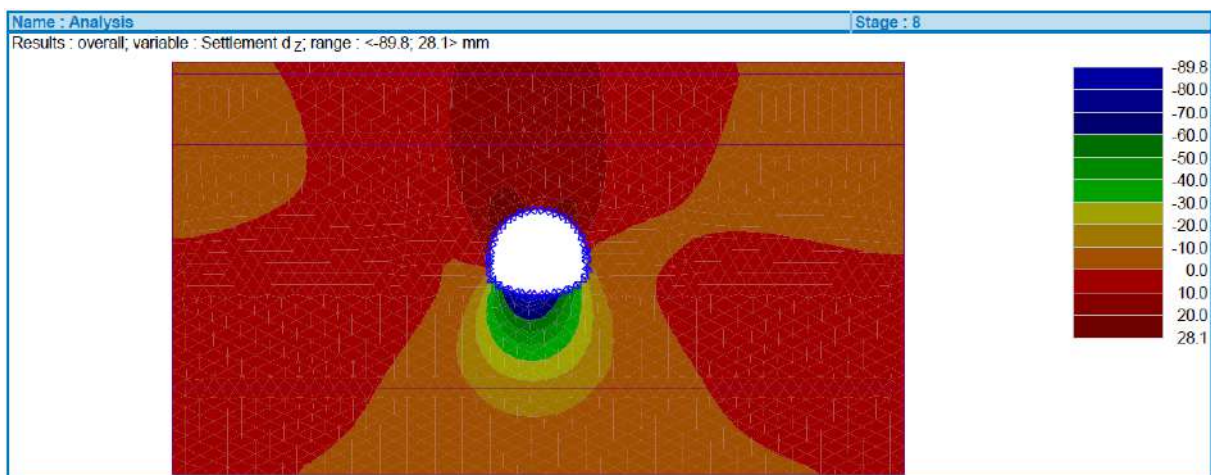


Figure 3.39 : Profil des déformations selon l'axe Y pour l'angle de dilataance $\Psi = 10^\circ$.

Les figures 3.38 et 3.39 montrent que l'augmentation de l'angle de dilataance (Ψ) à 10° réduit les déformations dans les directions X et Y. Cette réduction des déformations est bénéfique pour la stabilité globale du sol, car elle indique une meilleure résistance aux déformations induites par le creusement du tunnel. Cependant, il est important de noter que cette réduction n'est pas uniformément répartie dans tout le sol, et certaines zones peuvent présenter des variations significatives. Cela souligne la nécessité de prendre en compte la distribution des déformations lors de la conception géotechnique.

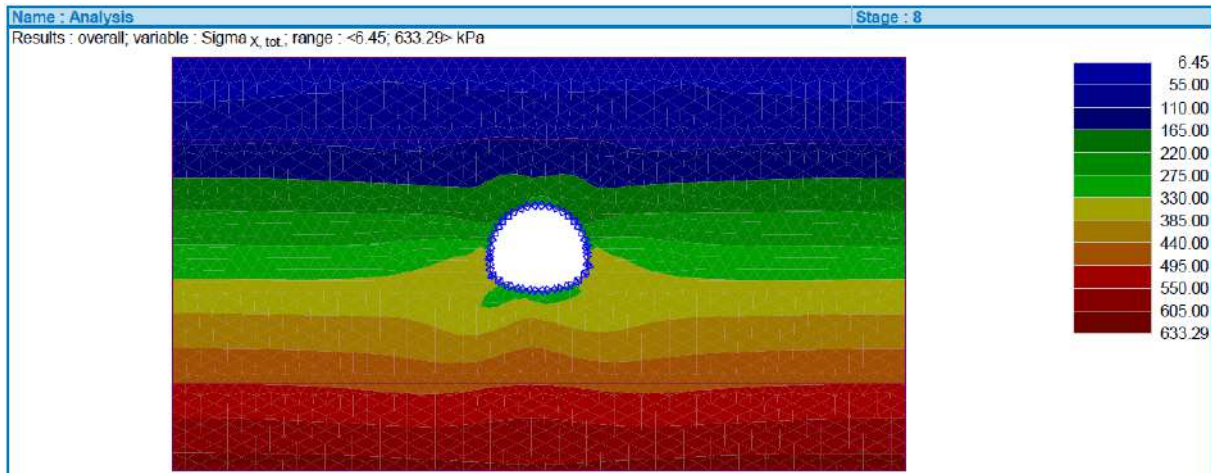


Figure 3.40 : Distribution des contraintes selon l'axe X pour l'angle de dilatance $\Psi = 10^\circ$.

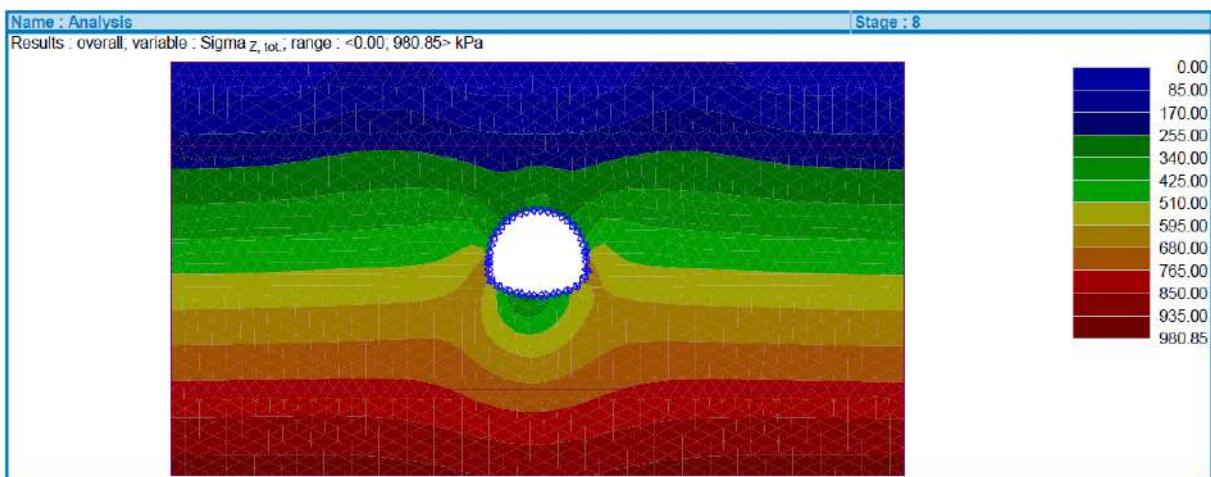


Figure 3.41 : Distribution des contraintes selon l'axe Y pour l'angle de dilatance $\Psi = 10^\circ$.

Les figures 3.40 et 3.41 illustrent que l'augmentation de l'angle de dilatance (Ψ) entraîne une redistribution des contraintes dans le sol. En particulier, une augmentation de l'angle de dilatance à 10° se traduit par une concentration accrue des contraintes dans certaines zones, ce qui peut indiquer une meilleure capacité du sol à supporter les charges appliquées. Cependant, cette augmentation des contraintes peut également entraîner une redistribution qui nécessite une attention particulière lors de la conception pour éviter des zones de faiblesse potentielles.

Cette analyse approfondie de l'angle de dilatance (Ψ) offre un éclairage précieux sur les mécanismes complexes régissant la réponse volumétrique du sol. En intégrant ces connaissances dans la conception géotechnique, nous nous rapprochons d'une approche holistique pour assurer la stabilité et la durabilité du tunnel du métro d'Alger.

L'augmentation de l'angle de dilatance (Ψ) à 10° montre des effets bénéfiques sur la réduction des tassements et des déformations du sol, mais elle entraîne également une redistribution des contraintes qui doit être soigneusement gérée. Les résultats soulignent l'importance de considérer les effets locaux et globaux de l'ajustement de l'angle de dilatance pour garantir une performance optimale du sol sous le tunnel. Une évaluation précise et une gestion rigoureuse de l'angle de dilatance (Ψ) sont essentielles pour assurer la stabilité et la durabilité des ouvrages

souterrains dans le cadre du projet de métro d'Alger. En résumé, l'angle de dilatance (Ψ) joue un rôle essentiel dans le comportement global du sol sous charge et doit être soigneusement pris en compte lors de la phase de conception.

3.5. Conclusion

La présente étude a été entreprise dans le dessein d'explorer l'influence des paramètres géotechniques sur la stabilité d'un ouvrage souterrain, en l'occurrence le tronçon de tunnel du métro d'Alger. Les investigations menées à travers une approche de modélisation numérique avancée ont permis de dévoiler des insights significatifs quant à la réponse du sol aux variations de paramètres clés. Cette conclusion se veut le résumé synthétique des principales observations et des implications de ces découvertes.

Synthèse des résultats :

L'influence du module de Young (E) a été rigoureusement étudiée, mettant en lumière des variations significatives dans les contraintes, déplacements, et tassements en fonction des variations de ce paramètre fondamental. Les résultats ont souligné la nécessité d'une calibration précise de ce paramètre, avec des implications profondes sur la stabilité et la déformation du sol environnant.

L'impact du coefficient de Poisson (ν) a également été examiné en détail, révélant des tendances intéressantes dans les déplacements et les contraintes. Des variations dans ce coefficient ont démontré des réponses non linéaires, soulignant l'importance de son évaluation précise dans la modélisation géotechnique.

L'exploration de la cohésion (c) a révélé des nuances subtiles dans les tassements et les contraintes, soulignant l'importance d'une compréhension approfondie de ce paramètre pour une prédiction précise des comportements du sol.

L'angle de frottement interne (ϕ) a été identifié comme un paramètre clé influençant les déformations et les contraintes, avec des implications significatives pour la stabilité de l'ouvrage. Des variations dans cet angle ont mis en évidence des phénomènes complexes de rupture et de déformation.

Enfin, l'angle de dilatance (Ψ), bien que limité à une seule valeur positive en raison des contraintes du logiciel de modélisation, a néanmoins permis d'observer des variations subtiles dans le comportement du sol, soulignant la nécessité d'une exploration plus poussée de ce paramètre.

Les résultats obtenus dans cette étude ont des implications pratiques significatives pour la conception et la réalisation d'ouvrages géotechniques similaires. Une calibration minutieuse des paramètres géotechniques est essentielle pour une modélisation précise, et des variations subtiles dans ces paramètres peuvent avoir des répercussions substantielles sur la stabilité et les déformations à long terme.

Malgré les avancées significatives, cette étude présente certaines limitations. Des simplifications dans le modèle de comportement du sol ainsi que des hypothèses spécifiques

ont été faites pour des raisons de praticité. Des études ultérieures pourraient explorer davantage ces aspects et élargir la portée des paramètres étudiés.

En conclusion, cette recherche apporte une contribution substantielle à la compréhension des mécanismes sous-jacents à la stabilité des ouvrages souterrains. Les résultats obtenus ouvrent la voie à des pratiques de conception plus sophistiquées et à une gestion plus éclairée des risques géotechniques. Cette conclusion souligne l'importance continue de la recherche fondamentale et appliquée pour relever les défis complexes liés à l'ingénierie géotechnique.

Conclusion générale

La réalisation de cette thèse dédiée à l'influence des paramètres géotechniques sur la stabilité des ouvrages souterrains dans des contextes urbains et argileux a permis d'approfondir notre compréhension des mécanismes complexes gouvernant le comportement du sol lors des travaux de creusement de tunnels. L'analyse détaillée de chaque paramètre et les résultats obtenus ouvrent des perspectives cruciales pour l'ingénierie géotechnique et la conception d'infrastructures souterraines durables.

Cette étude révèle de manière catégorique que les travaux de creusement altèrent l'équilibre géotechnique préexistant du sol, induisant des mouvements qui se propagent jusqu'à la surface. Cette altération substantielle souligne impérativement l'importance d'une approche intégrée pour minimiser ces impacts, particulièrement dans des zones urbaines où la profondeur est limitée.

La modélisation numérique a permis une analyse fine de l'évolution des contraintes et des déformations induites par le creusement des tunnels dans des sols argileux. Cette approche numérique offre une vision détaillée des processus complexes, contribuant ainsi à l'avancement des méthodologies de modélisation géotechnique.

Les résultats obtenus mettent en évidence que la construction d'ouvrages souterrains influe directement sur les déformations du sol en surface, manifestées sous forme de cuvettes de tassement. La compréhension approfondie de ces déformations est importante pour anticiper les conséquences et mettre en œuvre des mesures d'atténuation appropriées.

L'analyse approfondie souligne l'importance fondamentale de la détermination précise des paramètres géotechniques du sol, tels que le module de Young, le coefficient de Poisson, la cohésion, l'angle de frottement interne, et l'angle de dilatance. Le choix judicieux du modèle de comportement du sol s'avère déterminant pour une représentation fidèle des réponses du sous-sol aux sollicitations.

Dans cette étude, la prédiction du tassement maximal est réalisée par une approche numérique afin d'obtenir une estimation fiable et efficace d'un phénomène réel en assurant la stabilité des constructions en surface et en profondeur. Les résultats obtenus illustrent une précision acceptable et fiable du modèle utilisé. Nous pouvons tirer :

- a. La section étudiée a été réalisée dans un terrain homogène mais très difficile, générant des mouvements complexes liés à l'excavation de la structure.
- b. Les travaux d'excavation ont perturbé l'équilibre des contraintes dans l'environnement, provoquant des déformations significatives à la surface malgré la faible profondeur de la structure.
- c. Les résultats en termes de contraintes dans le sol sont particulièrement sensibles à l'isotropie du sol traversé par le tunnel.

d. La surveillance des déformations et l'amélioration du comportement du sol peuvent minimiser le tassement, comme démontré par l'étude.

e. Ce travail a enrichi la compréhension des effets de l'amélioration du comportement du sol sur les tassements en surface et les méthodes de prévision, grâce à l'approche numérique utilisée.

Dans l'ensemble, cette thèse fournit des insights précieux pour guider la conception et la construction d'infrastructures souterraines dans des environnements complexes. Les enseignements tirés sont destinés à enrichir les pratiques actuelles en ingénierie géotechnique et à stimuler de nouvelles recherches pour relever les défis croissants de la construction de tunnels dans des contextes urbains exigeants.

Références bibliographiques

Normes :

[NF EN ISO 10390], Détermination du pH. Normes nationales et documents normatifs nationaux (AFNOR), Mars 2022.

NF EN ISO 17892-2], Essais de laboratoire sur les sols - Partie 2 : détermination de la masse volumique d'un sol fin. Normes nationales et documents normatifs nationaux (AFNOR), Juillet 2019.

[NF EN ISO 17892-3], Essais de laboratoire sur les sols - Partie 3 : détermination de la masse volumique des particules solides. Normes nationales et documents normatifs nationaux (AFNOR), Juillet 2019.

[NF EN ISO 17892-4], Essais de laboratoire sur les sols - Partie 4 : Détermination de la distribution granulométrie des particules. Normes nationales et documents normatifs nationaux (AFNOR), Février 2018.

[NF EN ISO 17892-5], Essais de laboratoire sur les sols - Partie 5 : essai de chargement par palier à l'œdomètre. Normes nationales et documents normatifs nationaux (AFNOR), Mars 2017.

[NF EN ISO 17892-12], Essais de laboratoire sur les sols - Partie 12 : détermination des limites de liquidité et de plasticité. Normes nationales et documents normatifs nationaux (AFNOR), Janvier 2020.

[NF P94-048], Détermination de la teneur en carbonate - Méthode du calcimètre. Normes nationales et documents normatifs nationaux (AFNOR), Octobre 1996.

[NF P94-054], Détermination de la masse volumique des particules solides des sols - Méthode du pycnomètre à eau. Normes nationales et documents normatifs nationaux (AFNOR), Novembre 1991.

[NF P94-055], Détermination de la teneur pondérale en matières organiques d'un sol - Méthode chimique. Normes nationales et documents normatifs nationaux (AFNOR), Décembre 1993.

[NF P94-071-2], Essai de cisaillement rectiligne à la boîte - Partie 2 : cisaillement alterné. Normes nationales et documents normatifs nationaux (AFNOR), Août 1994.

[NF P94-110-1], Essai pressiométrique Ménard - Partie 1 : essai sans cycle. Normes nationales et documents normatifs nationaux (AFNOR), Janvier 2000.

[XP P94-110-2], Essai pressiométrique Ménard - Partie 2 : essai avec cycle. Normes nationales et documents normatifs nationaux (AFNOR), Décembre 1999.

Al Abram, I. (1998). Etude sur modèle réduit bidimensionnel du champ de déplacement induit par le creusement d'un tunnel à faible profondeur. Interaction avec les ouvrages existants. Thèse de doctorat, INSA de Lyon.

Alsahly, A., Stascheit, J., & Meschke, G. (2016). Advanced finite element modeling of excavation and advancement processes in mechanized tunneling. *Advances in Engineering Software*, 100, 198-214. <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2016.07.011>

Al Hallak, R. (1999). Etude expérimentale et numérique du renforcement du front de taille par boulonnage dans les tunnels en terrains meubles. Thèse Doc. Paris : Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 283 p.

Amar, S., & Jezequel, J. (1972). Tests in place and in laboratory on coherent soils comparison of the results. *Liaison Newsletter of the LPC, Paris*, (58).

Association Française des tunnels et de l'Espace Souterrain (A.F.T.E.S). (1978). *Tunnels et Ouvrages Souterrains*.

Association Française des tunnels et de l'Espace Souterrain (A.F.T.E.S). (1993). Texte des recommandations relatives au choix d'un type de soutènement en galerie, Groupe de travail N°7 soutènement et revêtement.

Atkinson, J. H., & Potts, D. M. (1977). Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil. *Geotechnique*, 27(2), 203-215.

Atkinson, J. H., & Potts, D. M. (1977). Subsidence above shallow tunnels in soft ground. *Journal of the geotechnical engineering division*, 103(4), 307-325.

Attewell P.B. (1977). Ground movements caused by tunnelling in soil. In: *Conference on Large Ground Movements and Structures, Cardiff*, pp. 812-984.

Attewell, P. B., Yeates, J., & Selby, A. R. (1986). Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures. London: Blackies. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(87\)90453-0](https://doi.org/10.1016/0148-9062(87)90453-0)

Barla, G., & Barla, M. (2004). Discussion on the full face method. *Felsbau*, 22(4), 26-30.

Bernat, S. (1996). Modélisation du creusement d'un tunnel en terrain meuble : qualification sur chantier expérimental. Thèse de doctorat. Ecole centrale de Lyon.

Berry, D. S. (1978). Progress in the analysis of ground movements due to mining. In: *Conf. Large ground movements and structures, Cardiff*, pp. 781-811. <http://pascal-francis.inist.fr/vibad/index.php?action=getRecordDetail&idt=PASCALGEODEBRGM7920049855>

Bilotta, E., Russo, G., & Viggiani, C. (2002). Cedimenti indotti da gallerie superficiali in ambiente urbano. XXI Convegno Nazionale di Geotecnica: Opere geotecniche in ambiente urbano. L'Aquila, Italy, pp. 487-494.

- Bickel, J. O., Kuesel, T. R., & King, E. H. (1996). Tunnel engineering handbook. Springer Science & Business Media. <https://doi.org/10.1007/978-1-4613-0449-4>
- Bliehm, C. (2001). Advances in geotechnical engineering and tunnelling. 3D Finite Element Calculation in Tunnelling, Number 4, Logos, Berlin.
- Broere, W., & Brinkgreve, R. B. J. (2002). Phased simulation of a tunnel boring process in soft soil. Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Mestat (ed.), Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, 529-536.
- CENTRE DES ETUDES DES TUNNELS (C.E.TU). Dossier pilote des tunnels génie civil. (1998) <https://www.cetu.developpement-durable.gouv.fr/genie-civil-a572.html>
- Chambon, P. (1990). Etude sur modèles réduits centrifugés. Application aux tunnels à faible profondeur en terrain meuble pulvérulent. Thèse de doctorat. Université de Nantes et Ecole Nationale Supérieure de Mécanique de Nantes.
- Chapeau, C. (1991). Auscultation du sol pendant le creusement. Tunnels et ouvrages souterrains, n° 107, pp. 235-245.
- Chakeri H., Ozcelik Y., Unver B. (2013). Effects of important factors on surface settlement prediction for metro tunnel excavated by EPB. Tunn. Undergr. Space Technol. 36, 14–23. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2013.02.002>
- Clough, G. W., & Schmidt, B. (1977). Design and performance of excavations and tunnels in soft clay. State of the Art report. In Proceedings of the International Symposium on Soft Clays in Bangkok, Thailand (pp. 1-76).
- Clough, G. W., & Schmidt, B. (1981). Chapter 8 - Design and Performance of Excavations and Tunnels in Soft Clay, Developments in Geotechnical Engineering, Elsevier, Volume 20, Pages 567-634. <https://doi.org/10.1016/B978-0-444-41784-8.50011-3>
- Cording, E. J., & Hansmire, W. H. (1977). Les déplacements autour du tunnel en terrain tendre. Tunnels et ouvrages souterrains, n° 22, pp. 181-192 ; n° 23, pp. 221-225 ; n° 24, pp. 243-250.
- COSIDER [2020]. Document interne non publié relatif au tracé du tronçon du Métro d'Alger Phase 2. Entreprise COSIDER.
- Degoutte, G., & Royet, P. (2005). Aide-mémoire de mécanique des sols. Publications de l'ENGREF, Aix en Provence, France.
- Descoedres, F. (1979). Mécanique des roches II. Cours de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 152p.
- Detournay, E., & Fairhurst, C. (1987, August). Two-dimensional elastoplastic analysis of a long, cylindrical cavity under non-hydrostatic loading. In International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts (Vol. 24, No. 4, pp. 197-211). Pergamon. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(87\)90175-6](https://doi.org/10.1016/0148-9062(87)90175-6)

Devincenzi, M., & Frank, N. (2004). Ensayos geotécnicos in situ su ejecución e interpretación. Girona-España: IGEOEST.

Dias, D. (1999). Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage : Etude numérique et application à un cas réel en site urbain. Thèse de doctorat, Villeurbanne, Institut national des sciences appliquées de Lyon. <https://www.theses.fr/1999ISAL0097>

Do, N. A., Dias, D., Oreste, P., & Djeran-Maigre, I. (2014). 2D tunnel numerical investigation: the influence of the simplified excavation method on tunnel behaviour. Geotechnical and Geological Engineering, 32, 43-58. <https://doi.org/10.1007/s10706-013-9690-y>

Dubois, P., & Jassionne, C. (1997). The Toulon underground tunnel crossing. First feedback analysis carried out using on-site measurements. Tunnels for People. Conference of the International Tunnelling Association, Vienne, pp. 157-162.

Fang, H. Y. (1991). Foundation engineering handbook. Springer Science & Business Media. <https://doi.org/10.1007/978-1-4757-5271-7>

Farmer, I. W. (1977). Case histories of settlement above tunnels in clay. Large ground movements and structures. Proceedings of the conference. Cardiff, pp. 357-371. <http://pascal-francis.inist.fr/vibad/index.php?action=getRecordDetail&idt=PASCALGEODEBRGM7920049840>

Franzius, J. N., Potts, D. M., & Burland, J. B. (2005). The influence of soil anisotropy and K_0 on ground surface movements resulting from tunnel excavation. Géotechnique, 55(3), 189-199. <https://doi.org/10.1680/geot.2005.55.3.189>

Fillibeck J, Vogt N. (2011). Prediction of tunnel induced settlements in soft grounds. In: G Viggiani, ed. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. London, UK: CRC Press: 735-741. <https://www.taylorfrancis.com/chapters/edit/10.1201/b12748-100/prediction-tunnel-induced-settlements-soft-ground-fillibeck-vogt>

Garnier, J. (2001). Physical models in geotechnics I: Evolution of the experimental techniques and of the domains of application. Rev. Fr. Géotech, 97, 3-29.

Gesta, P. (1983). La méthode convergence confinement, AFTES (GT n°7), Tunnels et Ouvrages Souterrains, n°59, pp. 149-169.

Grasso, P., Pelizza S. (1994). Metodologia per la previsione ed il controllo delle subsistenze. Un'applicazione : la Bretella di Voltri. Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, Luglio, n°43, pp. 12-25.

GUILLAUME, J. (1994). Recommandations pour le choix des paramètres et essais géotechniques utiles à la conception, en dimensionnement et à l'exécution des ouvrages creusés en souterrain. Tunnels et ouvrages souterrains, (123), 129-145.

Hajihassani, M., Marto, A., Makhtar, A. M., & Kasim, F. (2014). A review on the laboratory model tests of tunnels in soft soils. Malaysian Journal of Civil Engineering, 26(1), 89-98.

- Hanya, T. (1977). Ground movements due to construction of shields-driven tunnel. Case Histories, Proc. 9th ICOSMFE (Tokyo), pp. 759-790.
- Hisatake, M., & Ohno, S. (2008). Effects of pipe roof supports and the excavation method on the displacements above a tunnel face. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23(2), 120-127. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2007.02.002>
- Hoek, E. (2001). Big tunnels in bad rock. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(9), 726-740. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2001\)127:9\(726\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:9(726))
- Juneja, A., Hegde, A., Lee, F. H., & Yeo, C. H. (2010). Centrifuge modelling of tunnel face reinforcement using forepoling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 25(4), 377-381. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2010.01.013>
- Kamata, H., & Mashimo, H. (2003). Centrifuge model test of tunnel face reinforcement by bolting. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 18(2-3), 205-212. [https://doi.org/10.1016/S0886-7798\(03\)00029-4](https://doi.org/10.1016/S0886-7798(03)00029-4)
- Kasper, T., & Meschke, G. (2006). A numerical study of the effect of soil and grout material properties and cover depth in shield tunnelling. *Computers and Geotechnics*, 33(4-5), 234-247. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2006.04.004>
- Karakus, M. (2007). Appraising the methods accounting for 3D tunnelling effects in 2D plane strain FE analysis. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22(1), 47-56. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2006.01.004>
- Kavvadas, M., Litsas, D., Vazaios, I., & Fortsakis, P. (2017). Development of a 3D finite element model for shield EPB tunnelling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 65, 22-34. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2017.02.001>
- Komiya, K., Soga, K., Akagi, H., Hagiwara, T., & Bolton, M. D. (1999). Finite element modelling of excavation and advancement processes of a shield tunnelling machine. *Soils and Foundations*, 39(3), 37-52. https://doi.org/10.3208/sandf.39.3_37
- Kanji, M.A. (1979). Surface displacements as a consequence of excavation activities. Paper presented at the 4th ISRM Congress, Montreux, Switzerland
- Leblais, Y., Andre, D., Chapeau, C. et al. (1995). Tassement lié au creusement des ouvrages en souterrain. *Tunnels et ouvrages souterrains*, Novembre/Décembre 1995, n° 132, pp. 379-386.
- Lee, K. M., Rowe, R. K., & Lo, K. Y. (1992). Subsidence owing to tunnelling. I. Estimating the gap parameter. *Canadian geotechnical journal*, 29(6), 929-940. <https://doi.org/10.1139/t92-104>
- Li, Y., Xu, S., Liu, H., Ma, E., & Wang, L. (2018). Displacement and stress characteristics of tunnel foundation in collapsible loess ground reinforced by jet grouting columns. *Advances in Civil Engineering*, 2018. <https://doi.org/10.1155/2018/2352174>

- Loganathan, N., & Poulos, H. G. (1998). Analytical prediction for tunneling-induced ground movements in clays. *Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering*, 124(9), 846-856. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1998\)124:9\(846\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:9(846))
- Lunardi, P. (1997) Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols, présoutènement et pré confinement. *Revue Française de Géotechnique*, n° 80, pp. 17-34. <https://doi.org/10.1051/geotech/1997080017>
- Maidl, B., Schmid, L., Ritz, W., & Herrenknecht, M. (2008). *Hardrock tunnel boring machines*. John Wiley & Sons. <https://doi.org/10.1002/9783433600122.ch8>
- Maidl, Bernhard., Thewes, Markus., Maidl, Ulrich., Sturge David S. (Translator). (2013). *Handbook of Tunnel Engineering I: Structures and Methods (English Edition)*, Ernst & Sohn. [DOI:10.1002/9783433603499](https://doi.org/10.1002/9783433603499)
- Mair, R. J. (1979). *Centrifugal modelling of tunnel construction in soft clay*. Thèse de doctorat. University of Cambridge.
- Mair, R. J., Gunn, M. J., & O'reilly, M. P. (1982). Ground movement around shallow tunnels in soft clay. *Tunnels & Tunnelling International*, 14(5).
- Mair, R. J., Taylor, R. N., & Bracegirdle, A. (1993). Subsurface settlement profiles above tunnels in clays. *Geotechnique*, 43(2), 315-320. <https://doi.org/10.1680/geot.1993.43.2.315>
- Mandel, J. (1962). Essais sur modèles réduits en Mécanique des terrains. Etude des conditions de Similitude. *Revue de l'Industrie Minérale*, vol. 44, n° 3, septembre 1962.
- Marto, A., Abdullah, M. H., Makhtar, A. M., Sohaei, H., & Tan, C. S. (2015). Surface settlement induced by tunneling in greenfield condition through physical modelling. *J. Teknol*, 76, 1-7. <https://doi.org/10.11113/jt.v76.5426>
- Maynar, M. J., & Rodríguez, L. E. (2005). Discrete numerical model for analysis of earth pressure balance tunnel excavation. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 131(10), 1234-1242. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2005\)131:10\(1234\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:10(1234))
- Maynar, M. M., Medina, L., & Rodríguez, J. M. (2002). Prediction and analysis of subsidence induced by shield tunnelling in the Madrid Metro extension. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(6), 1273-1287. <https://doi.org/10.1139/t02-073>
- Maynar, M. M., & Rodriguez, L. M. (2005). Predicted versus measured soil movements induced by shield tunnelling in the Madrid Metro extension. *Canadian geotechnical journal*, 42(4), 1160-1172. <https://doi.org/10.1139/t05-043>
- Meguid, M. A., Saada, O., Nunes, M. A., & Mattar, J. (2008). Physical modeling of tunnels in soft ground: a review. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23(2), 185-198. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2007.02.003>
- Meißner, H. (1996). Tunnelbau unter Tage, Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 "Numerik in der Geotechnik" Abschnitt 2. *Geotechnik* 19, S. 99–108.

- Meyerhof, G. G. (1956). Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 82(1), 866-1. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0000001>
- Migliazza, M., Chiorboli, M., & Giani, G. P. (2009). Comparison of analytical method, 3D finite element model with experimental subsidence measurements resulting from the extension of the Milan underground. *Computers and Geotechnics*, 36(1-2), 113-124. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2008.03.005>
- Möller, S. C. (2006). Tunnel induced settlements and structural forces in linings (pp. 108-125). Stuttgart, Germany: Univ. Stuttgart, Inst. f. Geotechnik. https://www.igs.uni-stuttgart.de/dokumente/Mitteilungen/54_Moeller.pdf
- Namazi, E., Mohamad, H., Hong, A. K. B., Hajihassani, M., Jusoh, S. N., & Abad, S. V. A. N. K. (2012). Ground behaviour around a tunnel using various soil models. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 17(E), 609-622.
- Nematollahi, M., & Dias, D. (2019). Three-dimensional numerical simulation of pile-twin tunnels interaction–Case of the Shiraz subway line. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 86, 75-88. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2018.12.002>
- New, B. M. (1991). Tunnelling induced ground movements-predicting their magnitude and effects. In *Proc. of 4th Int. Conf. on Ground Movements and Structures* (pp. 671-697). Cardiff.
- Ollier, C. (1997). Etude expérimentale de l'interaction sol-machine lors du creusement d'un tunnel peu profond par tunnelier à pression de boue. Thèse de doctorat. Institut national des sciences appliquées de Lyon, 323 p.
- O'reilly, M.P., New, B.M. (1982). Settlements above tunnels in the United Kingdom - their magnitudes and prediction, *Tunnelling' 82*, London: IMM, pp.173-181.
- Oteo, C.S. and Sagaseta, C. (1982). Prediction of settlements due to underground openings, *International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, Zurich, 13-17 September 1982, pp.653-659.
- Panet, M. (1969). Contribution à l'étude des affaissements superficiels provoqués par le creusement de galeries souterraines. LCPC Paris, 24 p.
- Panet, M. (1973). La stabilité des ouvrages souterrains-soutènement et revêtement. *Laboratoire des Ponts et Chaussées. Rapport de recherche*, (28).
- Panet, M. (1976). La mécanique des roches appliquée aux ouvrages de génie civil. *Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, 235 p.
- Panet, M. (1991). Tunnel reinforcement by bolts in tunneling. In *International Congress on Consolidation of Soil and Rock* (pp. 31-41). Milan, AA Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- Pantet, A. M. (1991). Creusement de galeries à faible profondeur à l'aide d'un tunnelier à pression de boue : Mesures in situ et étude théorique du champ de déplacements. Thèse de doctorat. Institut national des sciences appliquées de Lyon.

Peck, R. B., Hanson, W. E., & Thornburn, T. H. (1974). Foundation engineering. John Wiley & Sons.

Peck, R.B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. In: Proceeding of the 7th International Conference on Soil Mechanism Foundation Engineering, Mexico, vol. 3, pp. 255-290.

Peila, D., & Oreste, P. (1998). A new theory for steel pipe umbrella design in tunnelling. In TUNNEL AND METROPOLES (Vol. 2, pp. 1033-1040). BALKEMA. <https://hdl.handle.net/11583/1660699>

Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1974). Elastic solutions for soil and rock mechanics. <https://lccn.loc.gov/73017171>

Poupelloz, B. (1984). Tassements engendrés par le creusement des galeries de petite section à faible profondeur, exemple en région parisienne. Rapport du laboratoire régional de l'est parisien, Paris, 78 p.

Rankin, W.J. (1987). Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects, Geological society engineering geology special publications, n°5, pp. 79-92. <https://doi.org/10.1144/GSL.ENG.1988.005.01.06>

Roisin, V. (1995). Tassements induits par l'utilisation du bouclier – Approche théorique, Tunnels et ouvrages souterrains, n° 128.

Rowe, R. K., Lo, K. Y., & Kack, G. J. (1983). A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground. Canadian geotechnical journal, 20(1), 11-22. <https://doi.org/10.1139/t83-002>

Sagaseta, C. (1987). Evaluation of surface movements above tunnels. A new approach. In Interactions sols-structures. Colloque (pp. 445-452). <http://pascal-francis.inist.fr/vibad/index.php?action=getRecordDetail&idt=7785658>

Sagaseta, C., Moya, J. F., & Oteo, C. (1980). Estimation of ground subsidence over urban tunnels. In Proc 2nd conference on ground movement and structure, Cardiff (pp. 331-44).

Schmidt, B. (1969). Settlements and ground movements associated with tunneling in soil. Thèse de doctorat. University of Illinois at Urbana-Champaign, 183p.

Selby, A. R. (1988). Surface movements caused by tunnelling in two-layer soil. Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications, 5(1), 71-77. <https://doi.org/10.1144/GSL.ENG.1988.005.01.05>

Serratrice, J. F., & Magnan, J. P. (2002). Analyse et prévision des tassements de surface pendant le creusement du tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon. Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, 237(5), 36. https://www.ifsttar.fr/collections/BLPCpdfs/blpc_237_5-36.pdf

Shin, J. H., Choi, Y. K., Kwon, O. Y., & Lee, S. D. (2008). Model testing for pipe-reinforced tunnel heading in a granular soil. Tunnelling and Underground Space Technology, 23(3), 241-250. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2007.04.012>

Skiker, A. (1995). Stabilité du front de taille d'un tunnel creusé par la méthode de prédécoupage mécanique. Thèse de doctorat. Ecole Doctorale Sciences pour l'Ingénieur de Nantes.

Svoboda, T., & Mašín, D. (2010, June). Convergence-confinement method for simulating NATM tunnels evaluated by comparison with full 3D simulations. In Proceedings of the 11th International Conference on Underground Construction, Prague (pp. 795-801).

Svoboda, T., & Mašín, D. (2011). 3D simulations of a NATM tunnel in stiff clays with soil parameters optimised using monitoring data from exploratory adit. In Proc. 7th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Roma, Italy. Viggiani, G.(Ed.) (pp. 829-834).

Verruijt, A. (1997). A complex variable solution for a deforming circular tunnel in an elastic half-plane. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 21(2), 77-89. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9853\(199702\)21:2%3C77::AID-NAG857%3E3.0.CO;2-M](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9853(199702)21:2%3C77::AID-NAG857%3E3.0.CO;2-M)

Verruijt, A. (2017). An introduction to soil mechanics. Theory and Applications of Transport in Porous Media .Springer International Publishing.
<https://doi.org/10.1007/978-3-319-61185-3>

Viggiani, G., & Soccodato, F. M. (2004). Predicting tunnelling-induced displacements and associated damage to structures. *Rivista italiana di geotechnical*, 4, 11-25.
<https://api.semanticscholar.org/CorpusID:106416064>

Weber J.D. (1971).Les applications de la similitude physique aux problèmes de la mécanique des sols. Paris: Eyrolles et Gauthier Villars.

Wedekin, M., Kastner, R., Guilloux, A., Bezuijen, A., Standing, J., & Negro Jr, A. (2012). Urban tunnels in soft ground: Review of current design practice. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, 1047-1064.

Wesley, L. D. (2009). Fundamentals of soil mechanics for sedimentary and residual soils. John Wiley & Sons. <https://doi.org/10.1002/9780470549056>

Wu, L., Guan, T., & Lei, L. (2013). Discrete element model for performance analysis of cutterhead excavation system of EPB machine. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 37, 37-44. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2013.03.003>

Ureil, A. O., & Sagassetta, C. (1989). General Report: Selection of design parameters for underground constructio, 12th Int. Conf. Soil Mech. Found Eng., Rio de Janeiro, vol. 4, pp. 2521-2551.

Yin, Z. Y., Wang, P., & Zhang, F. (2020). Effect of particle shape on the progressive failure of shield tunnel face in granular soils by coupled FDM-DEM method. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 100, 103394. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2020.103394>

Zhan, T. L., & Ng, C. W. (2006). Shear strength characteristics of an unsaturated expansive clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 43(7), 751-763. <https://doi.org/10.1139/t06-036>

Annexes

Annexe 01

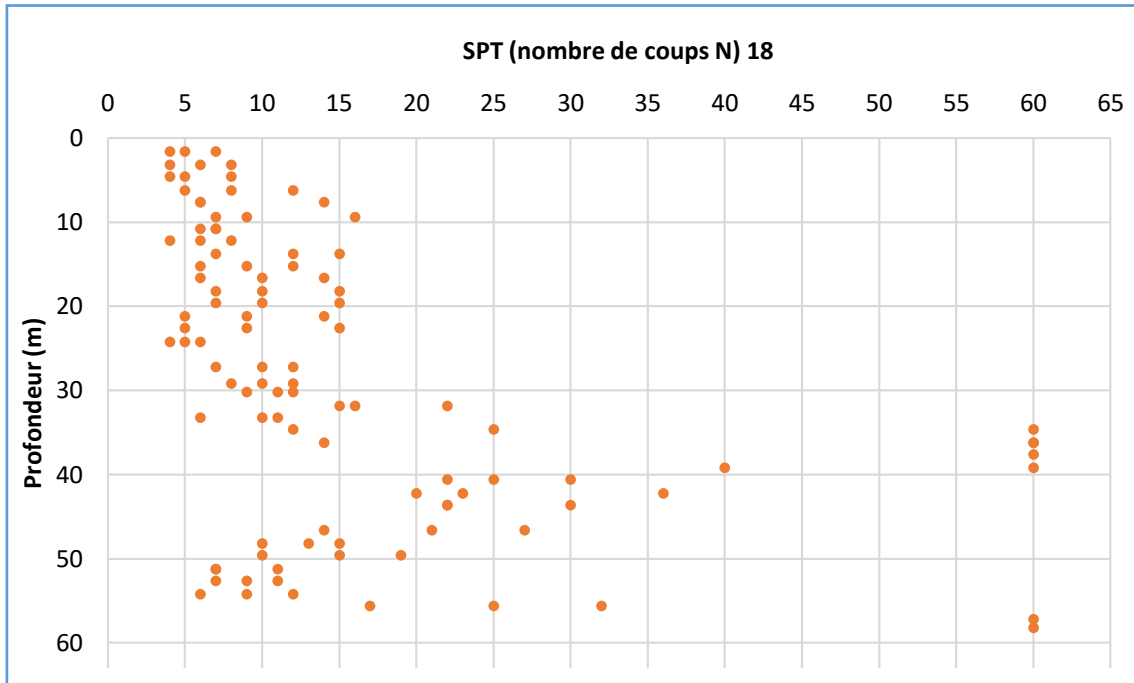


Figure 1 : Variation du N_{SPT} avec la profondeur (18).

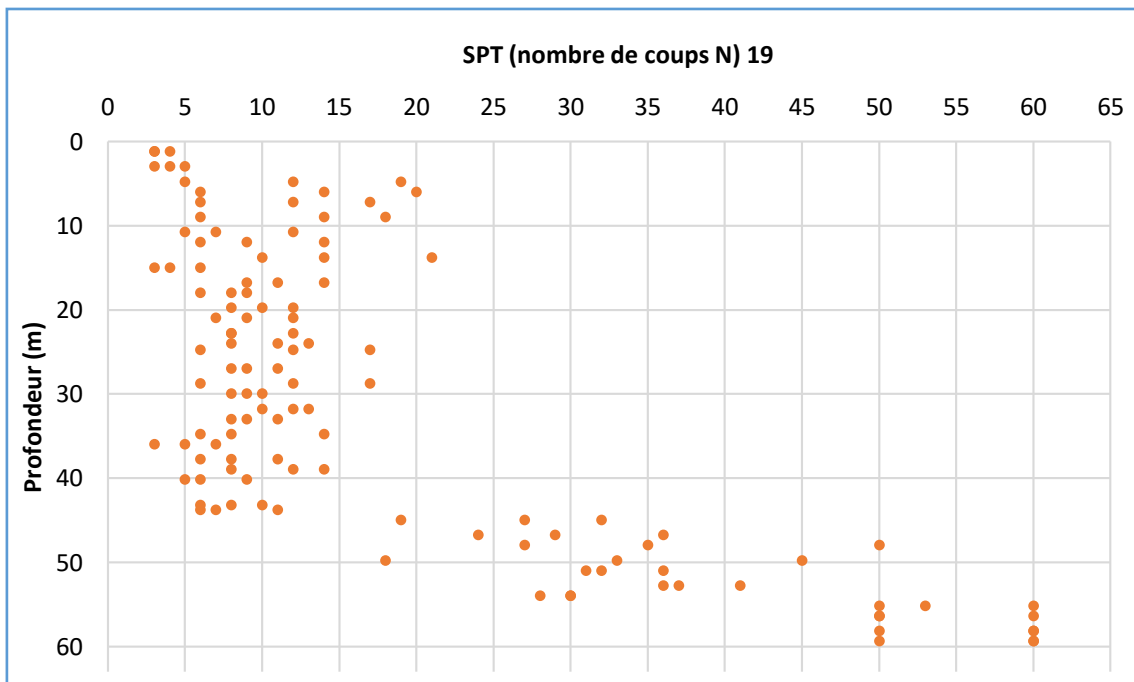


Figure 2 : Variation du N_{SPT} avec la profondeur (19).

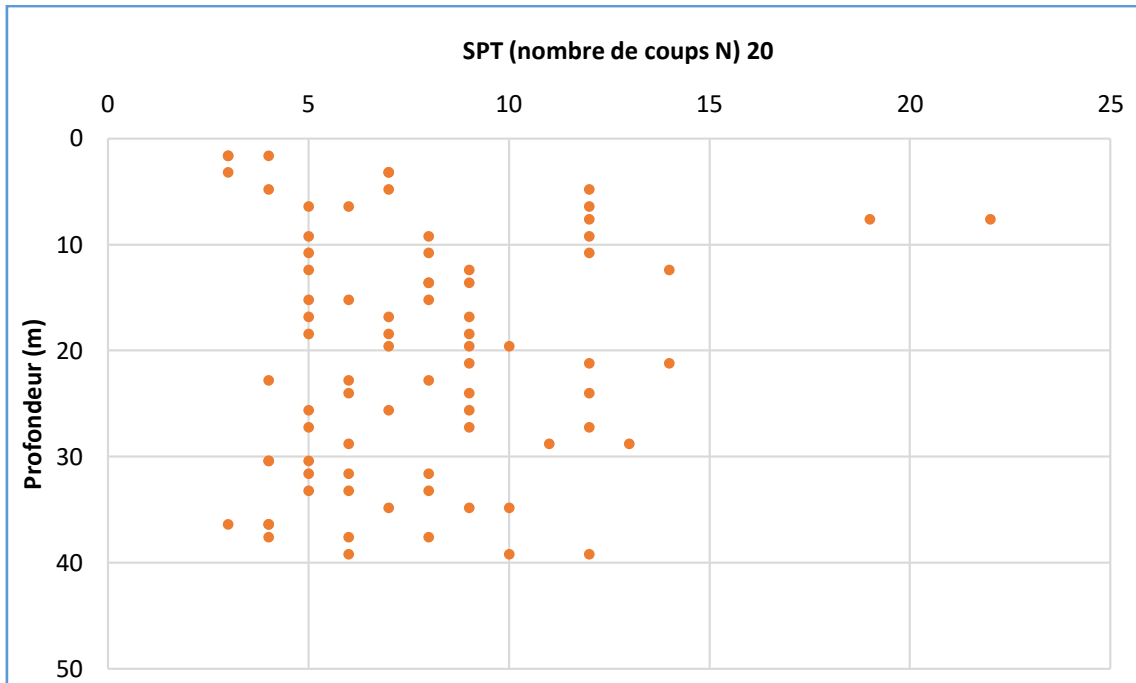


Figure 3 : Variation du N_{SPT} avec la profondeur (20).

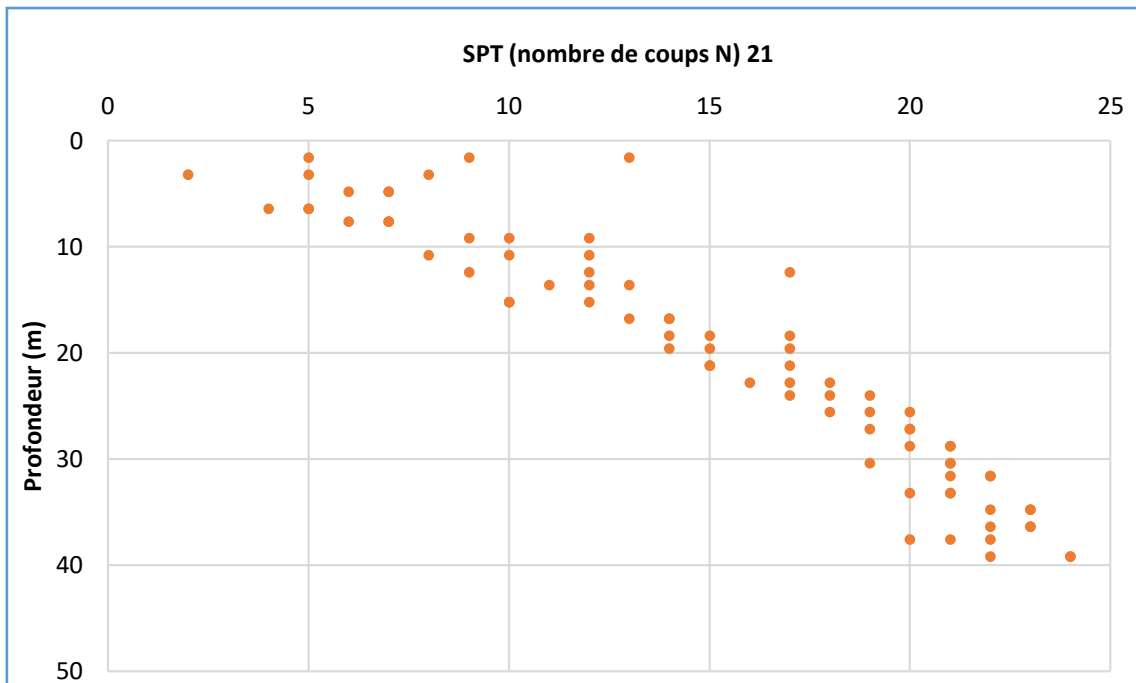


Figure 4 : Variation du N_{SPT} avec la profondeur (21).

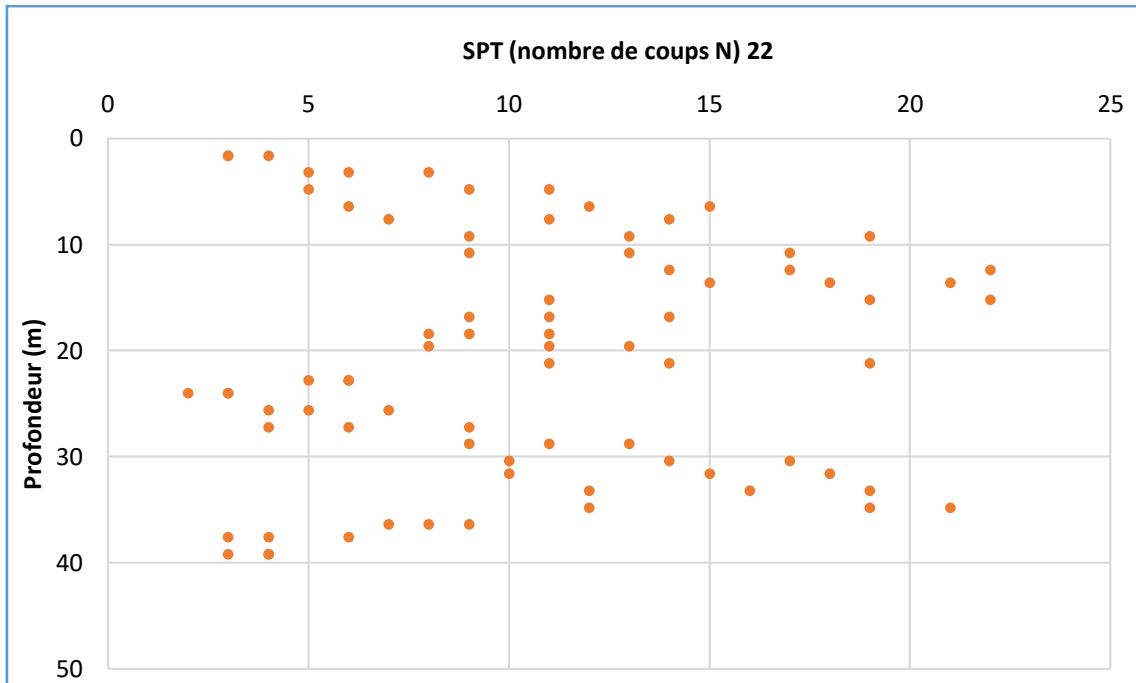


Figure 5 : Variation du N_{SPT} avec la profondeur (22).

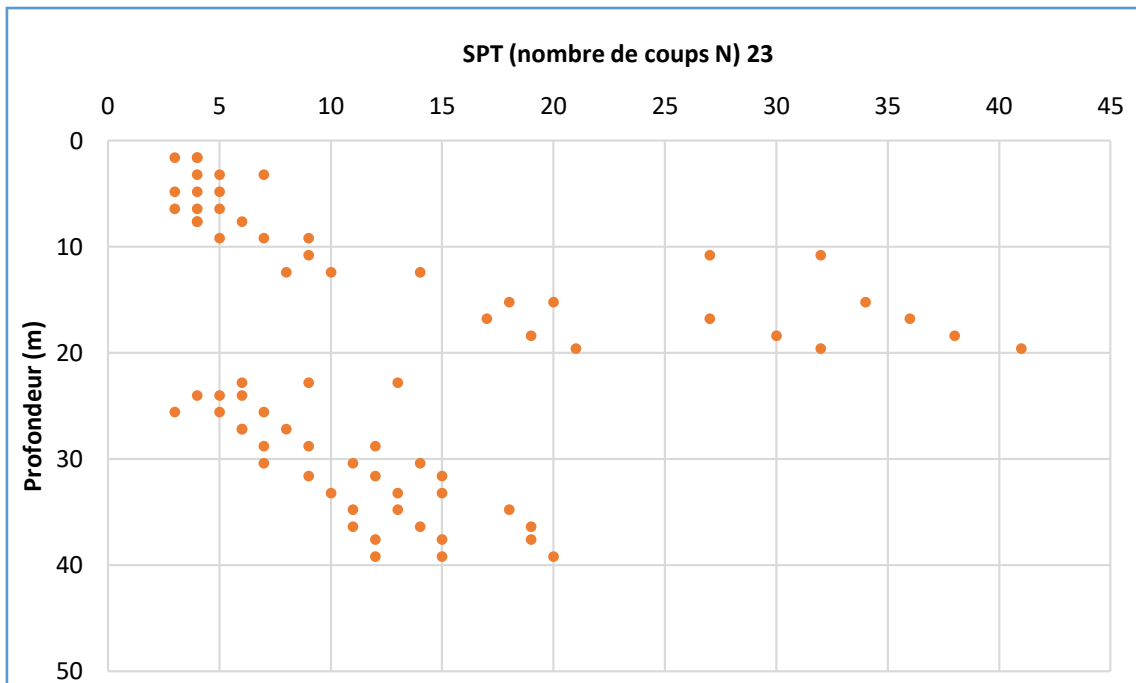


Figure 6 : Variation du N_{SPT} avec la profondeur (23).

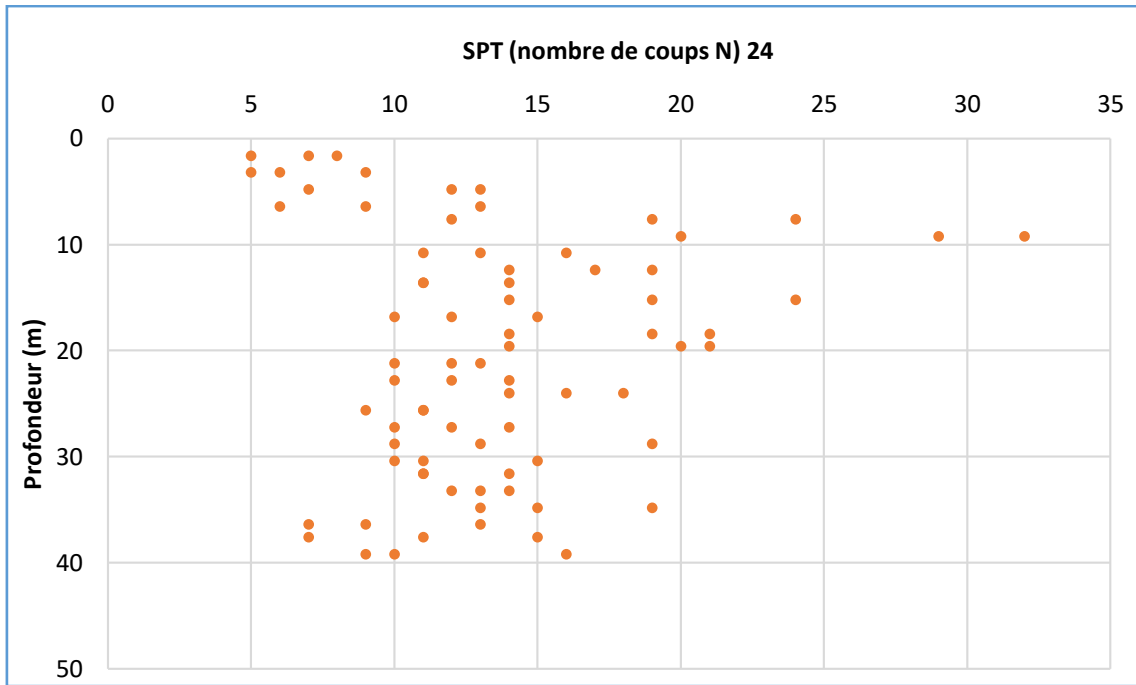


Figure 7 : Variation du N_{SPT} avec la profondeur (24).

Annexe 02

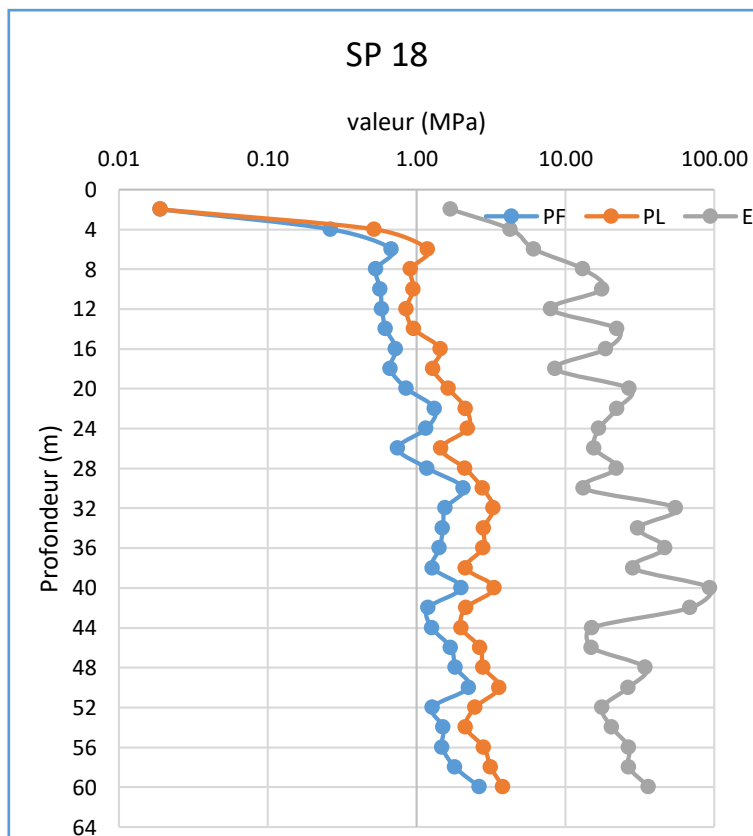


Figure 1 : Résultats du sondage pressiométrique SP18.

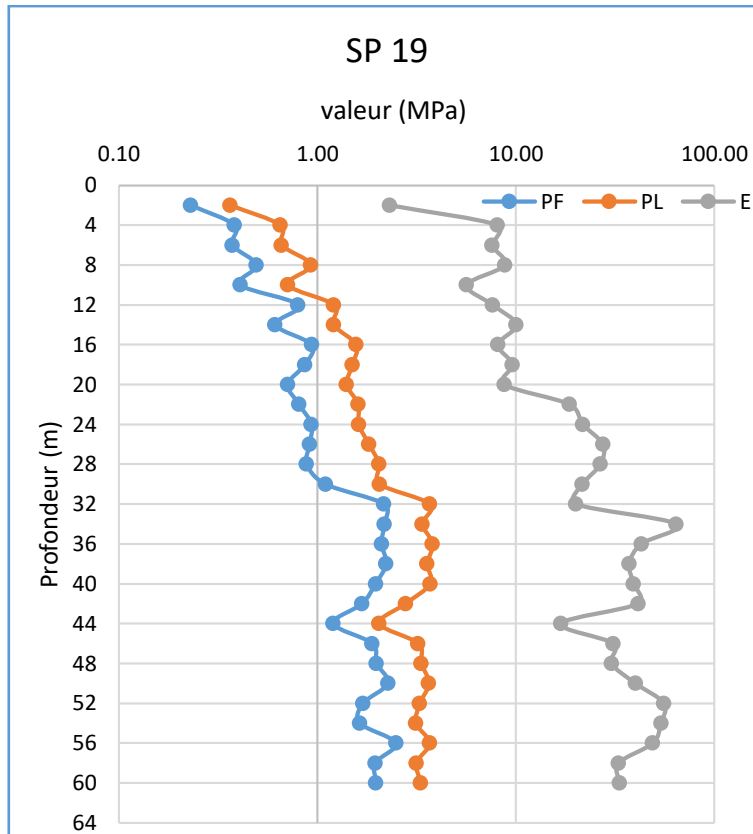


Figure 2 : Résultats du sondage pressiométrique SP 19.

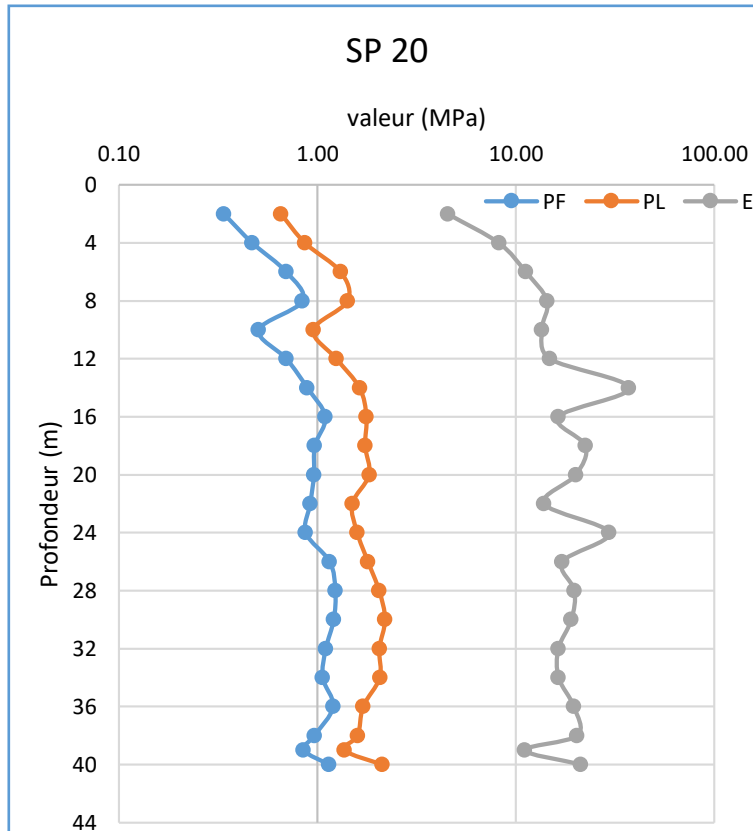


Figure 3 : Résultats du sondage pressiométrique SP 20.

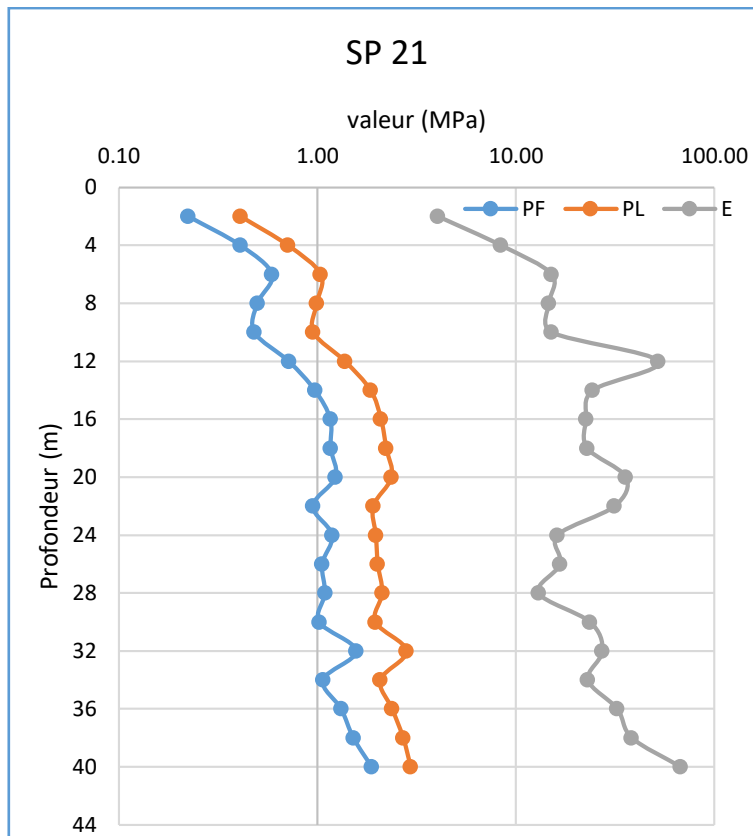


Figure 4 : Résultats du sondage pressiométrique SP 21.

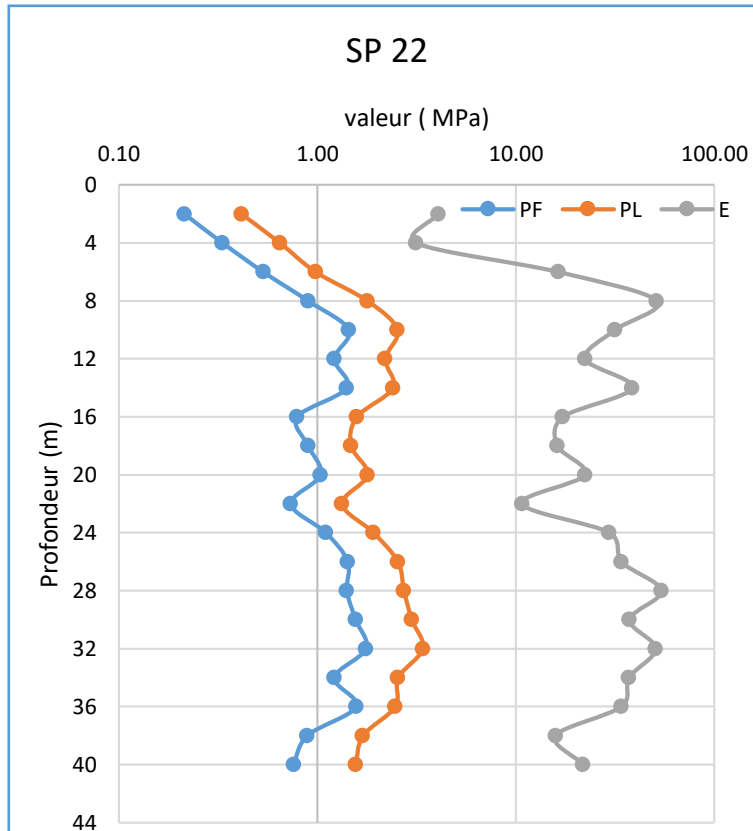


Figure 5 : Résultats du sondage pressiométrique SP 22.

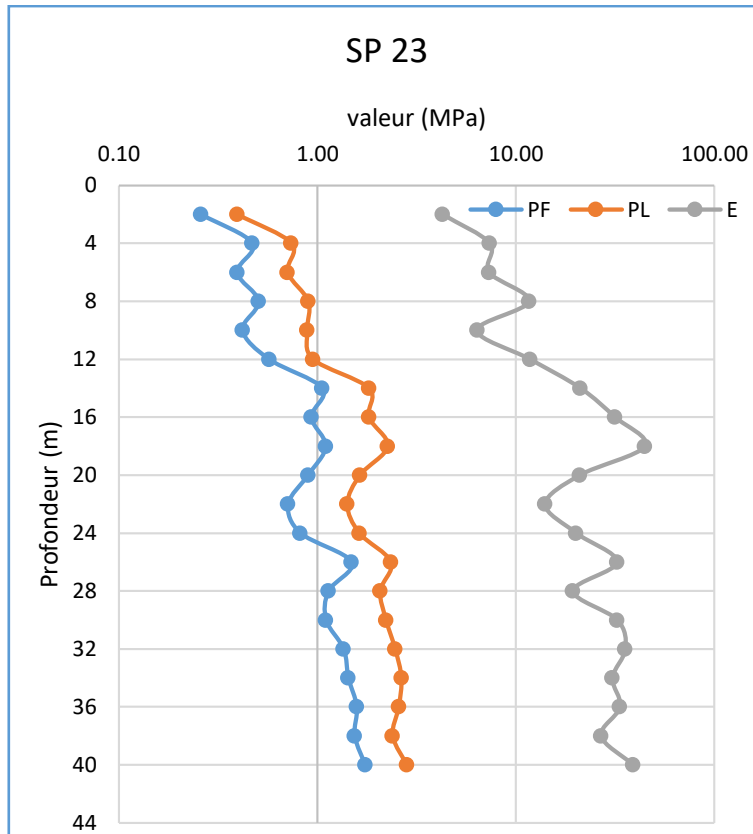


Figure 6 : Résultats du sondage pressiométrique SP 23.

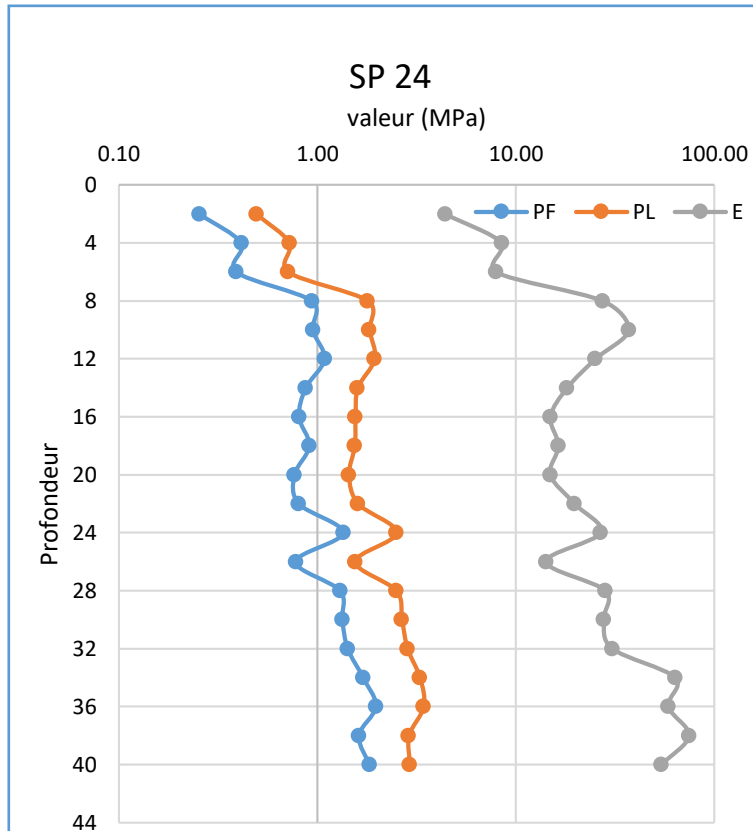


Figure 7 : Résultats du sondage pressiométrique SP 24.

Annexe 03

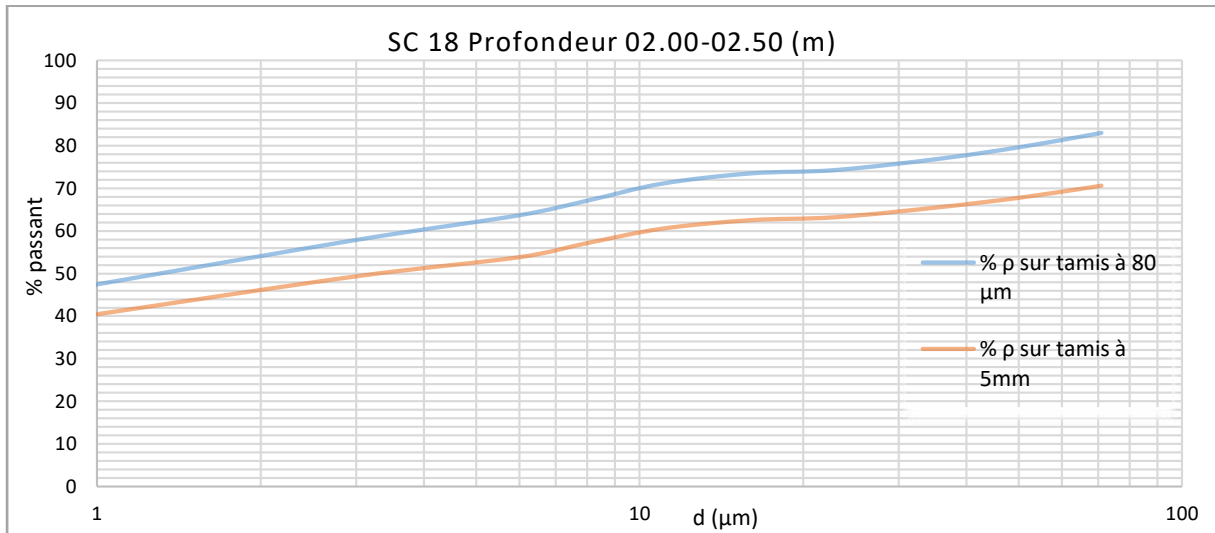


Figure 1 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 18 (02.00-02.50 m).

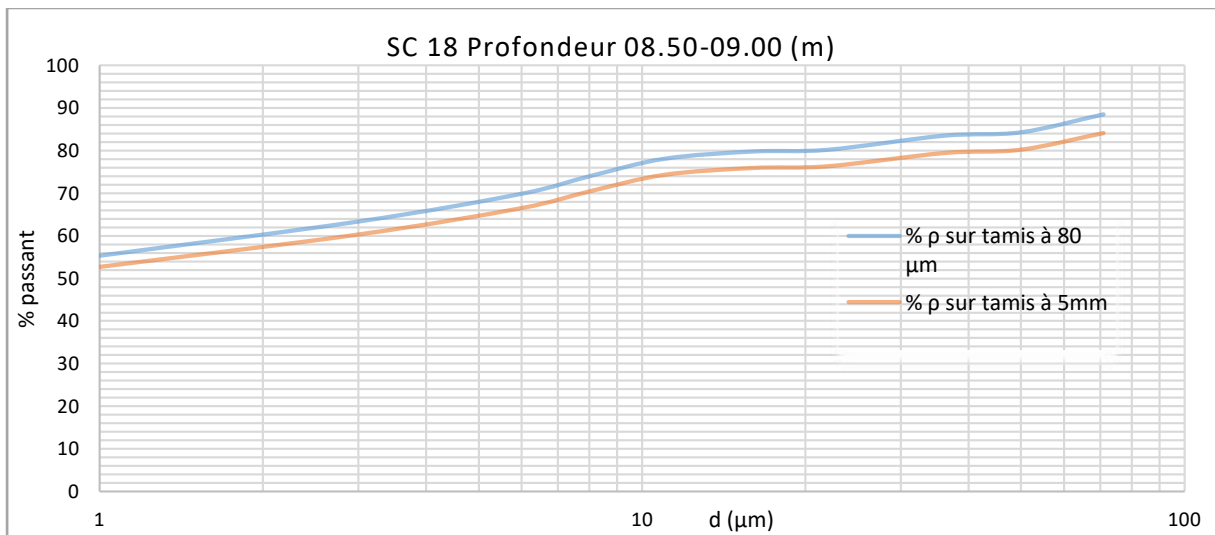


Figure 2 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 18 (08.50-09.00 m).

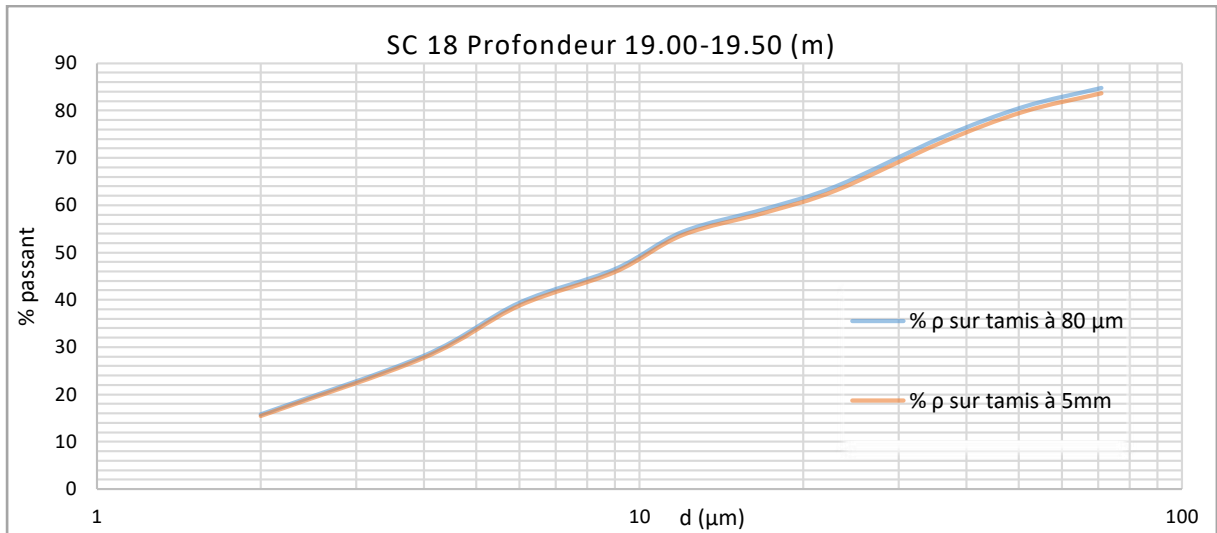


Figure 3 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 18 (19.00-19.50 m).

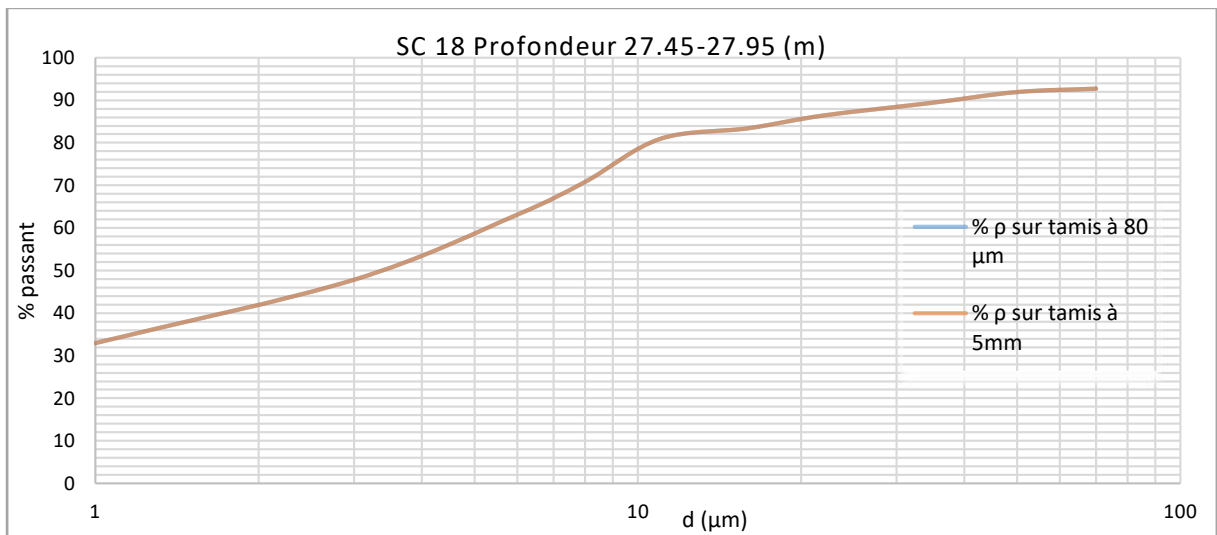


Figure 4 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 18 (27.45-27.95 m).

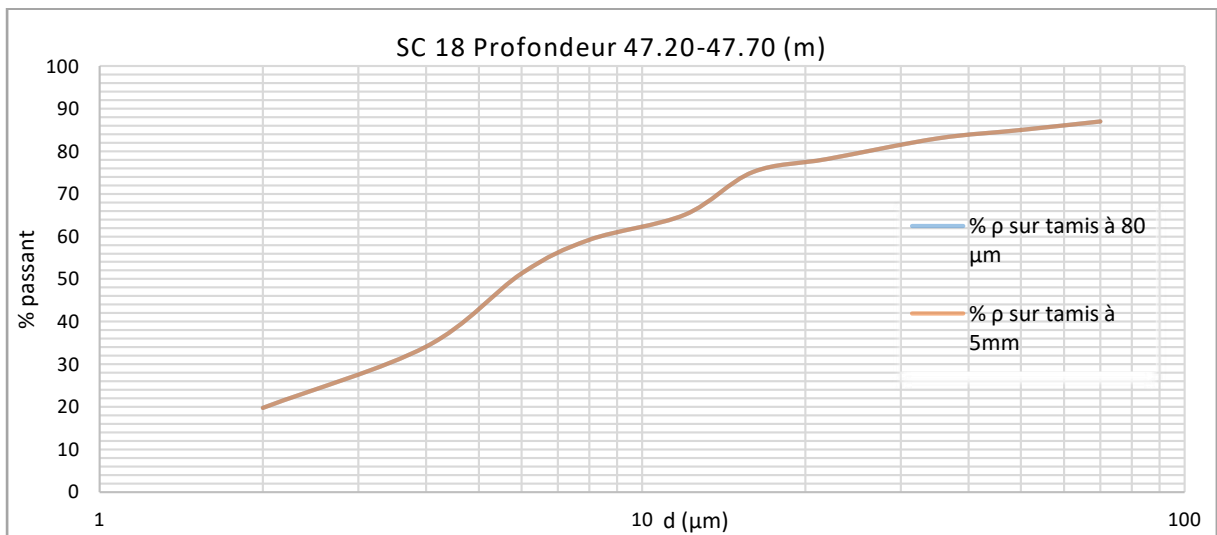


Figure 5 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 18 (47.20-47.70 m).

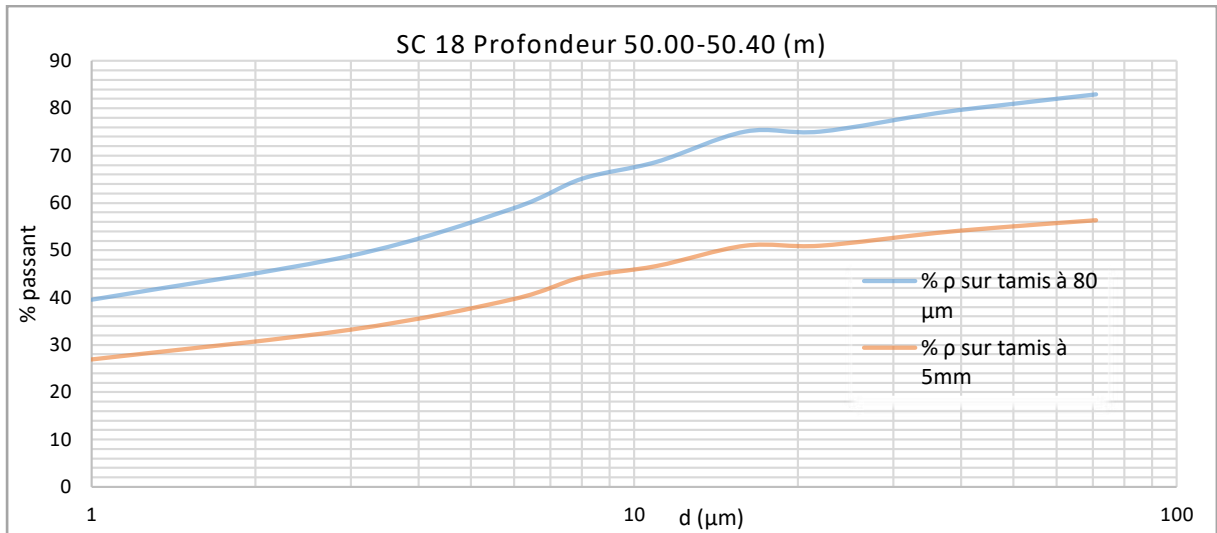


Figure 6 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 18 (50.00-50.40 m).

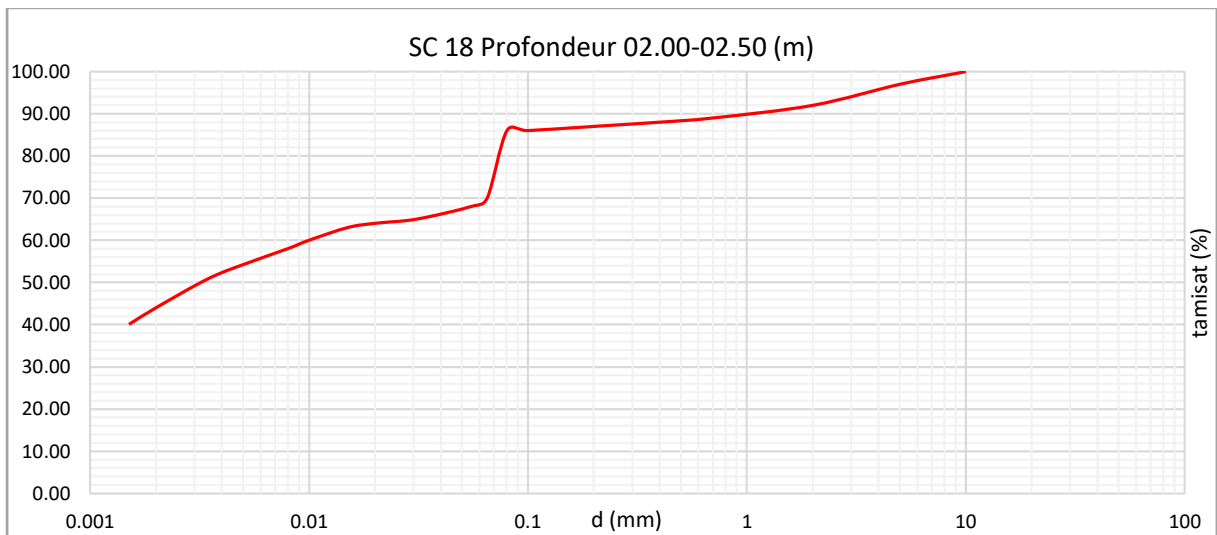


Figure 7 : Courbe granulométrique par tamisage SC 18 (02.00-02.50 m).

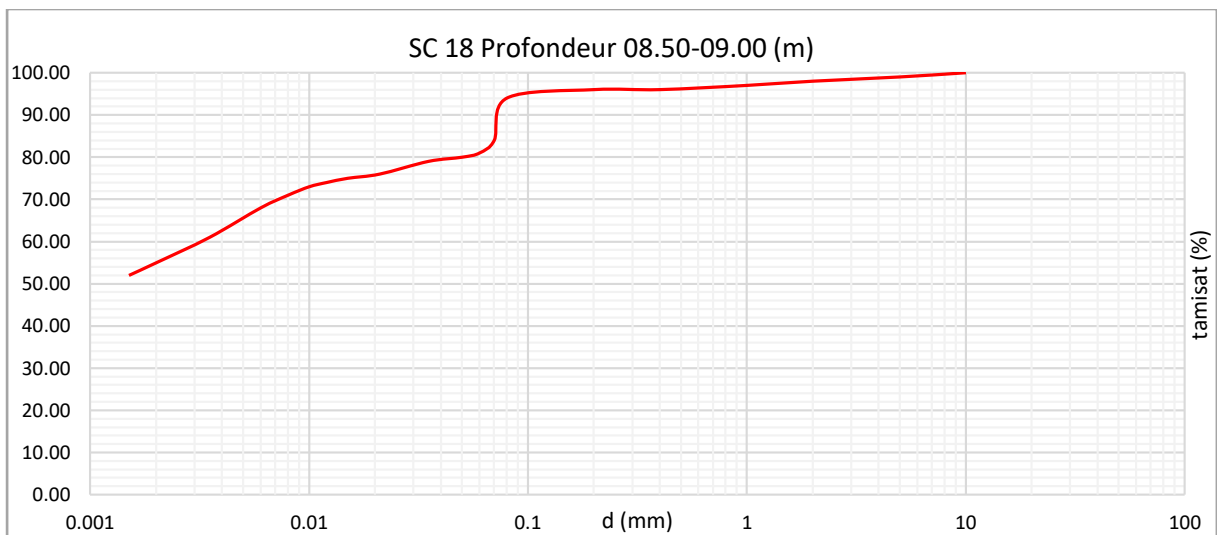


Figure 8 : Courbe granulométrique par tamisage SC 18 (08.50-09.00 m).

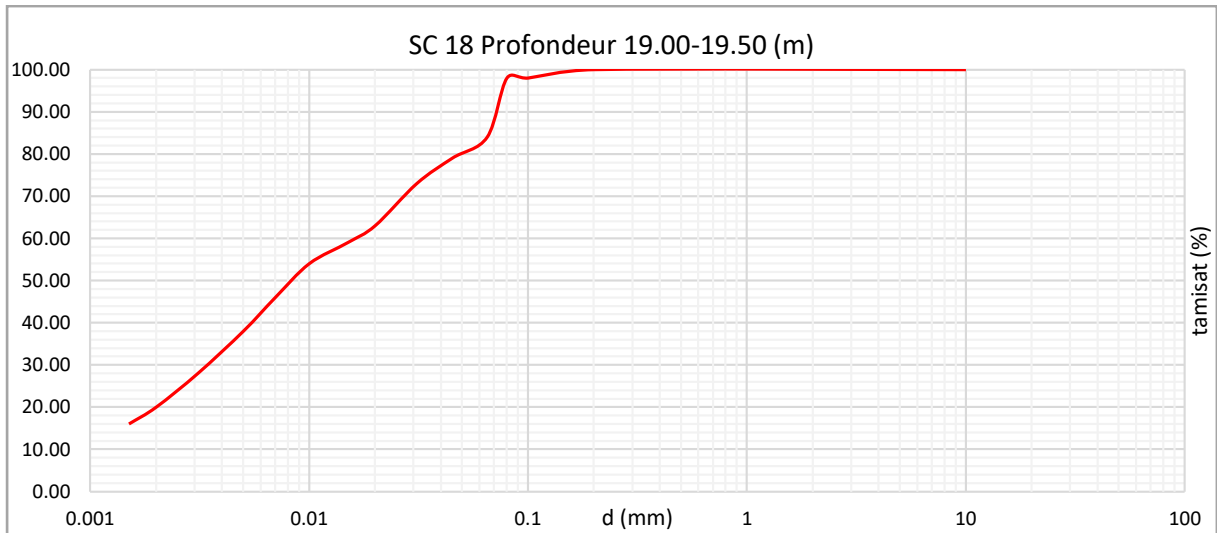


Figure 9 : Courbe granulométrique par tamisage SC 18 (19.00-19.50 m).

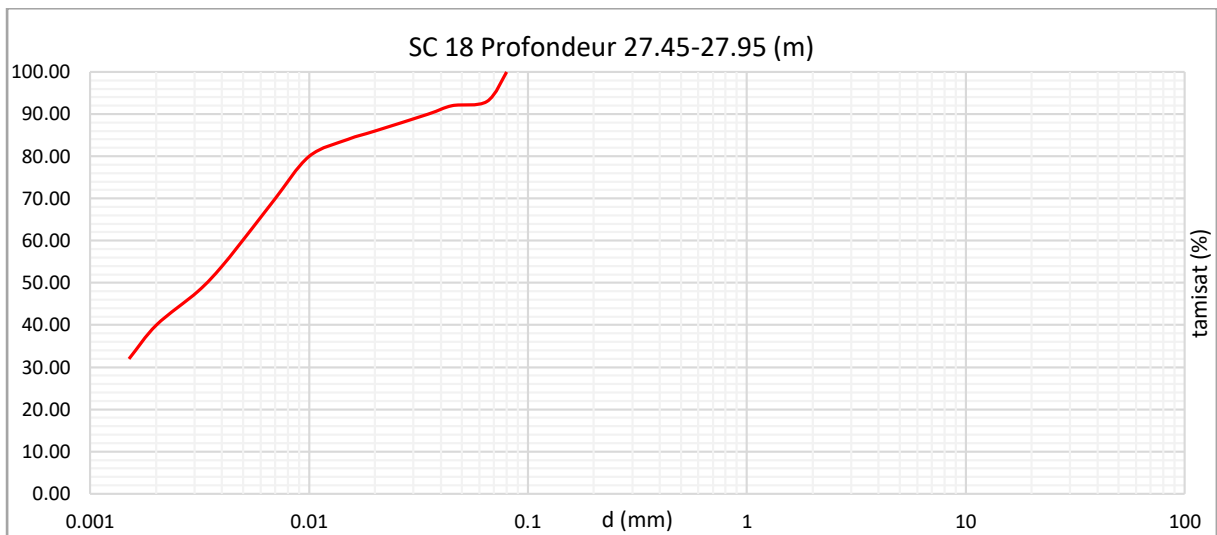


Figure 10 : Courbe granulométrique par tamisage SC 18 (27.45-27.95 m).

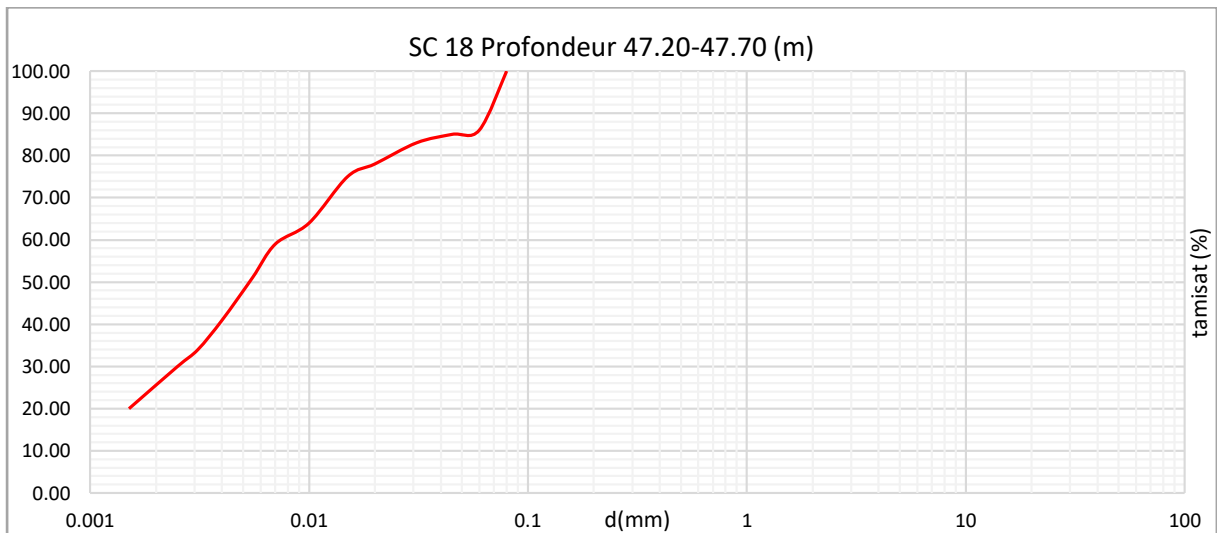


Figure 11 : Courbe granulométrique par tamisage SC 18 (47.00-47.70 m).

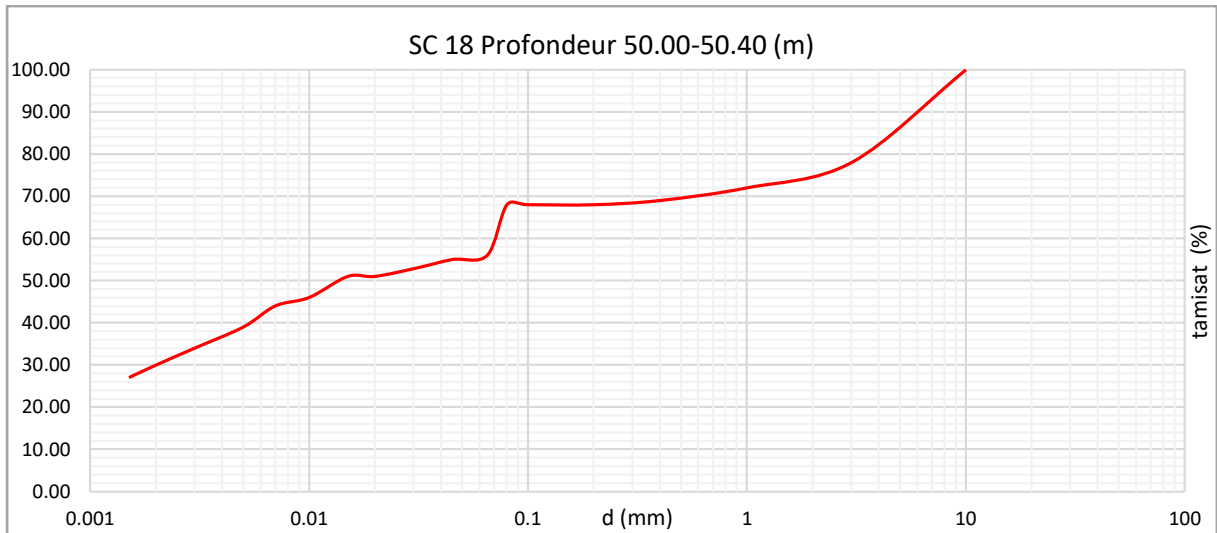


Figure 12 : Courbe granulométrique par tamisage SC 18 (50.00-50.40 m).

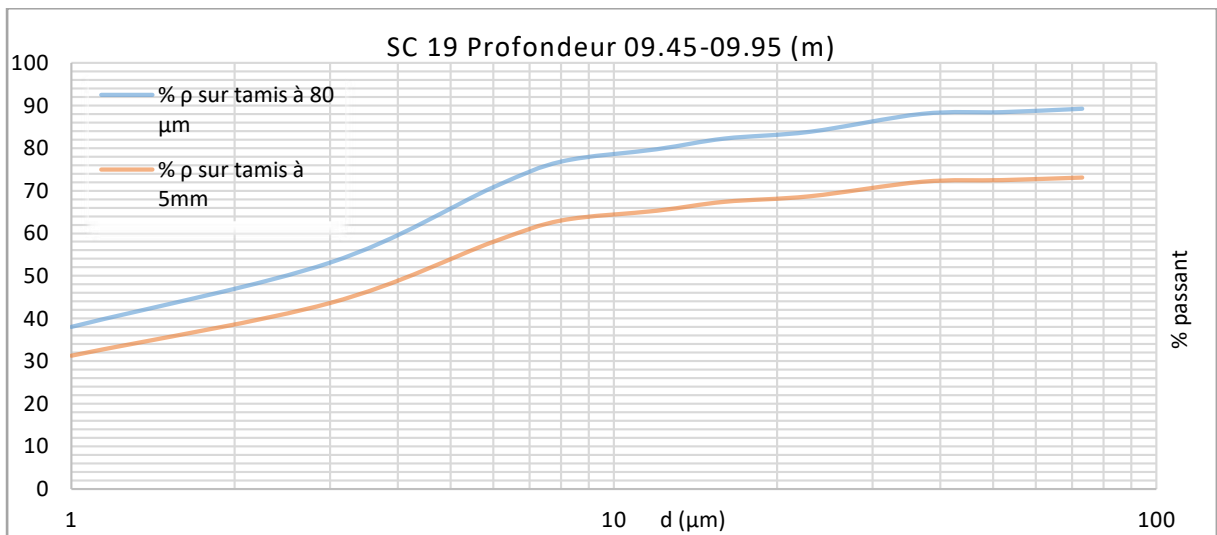


Figure 13 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 19 (09.45-09.95 m).

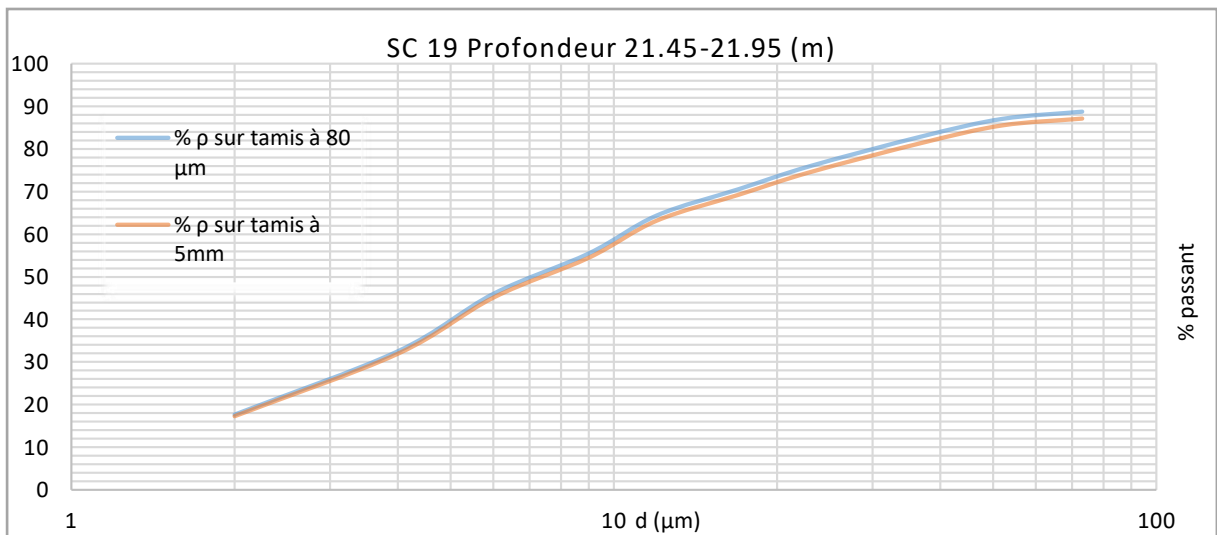


Figure 14 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 19 (21.45-21.95 m).

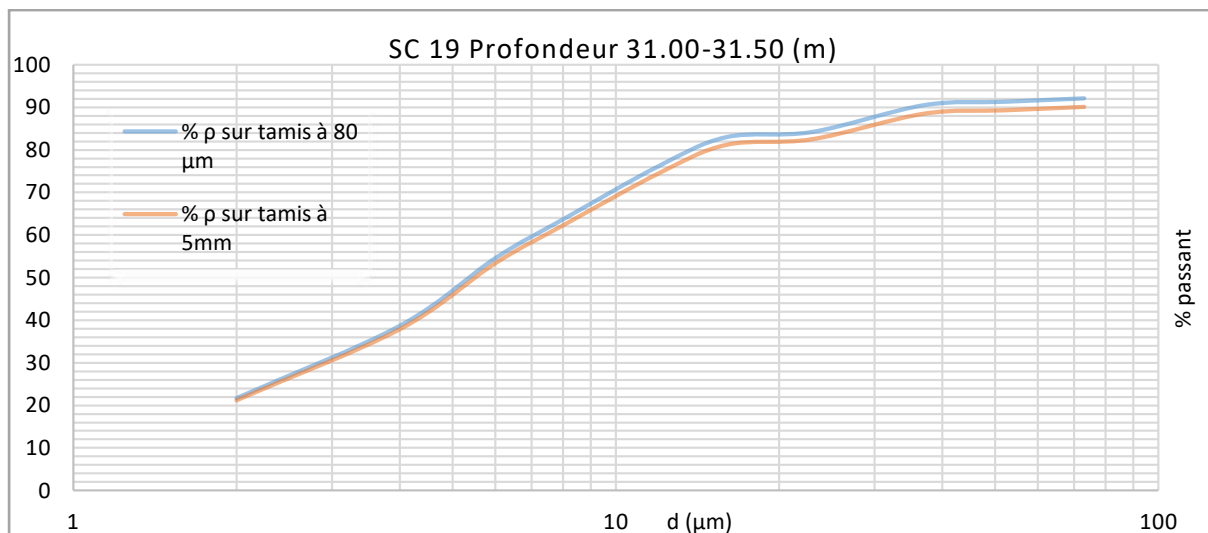


Figure 15 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 19 (31.00-31.50 m).

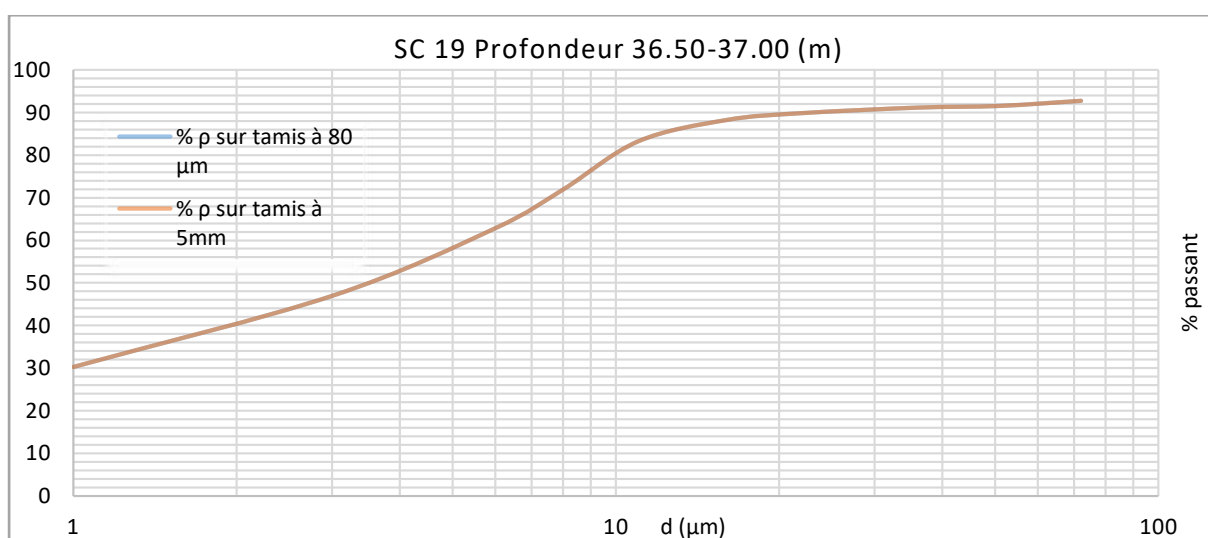


Figure 16 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 19 (36.50-37.00 m).

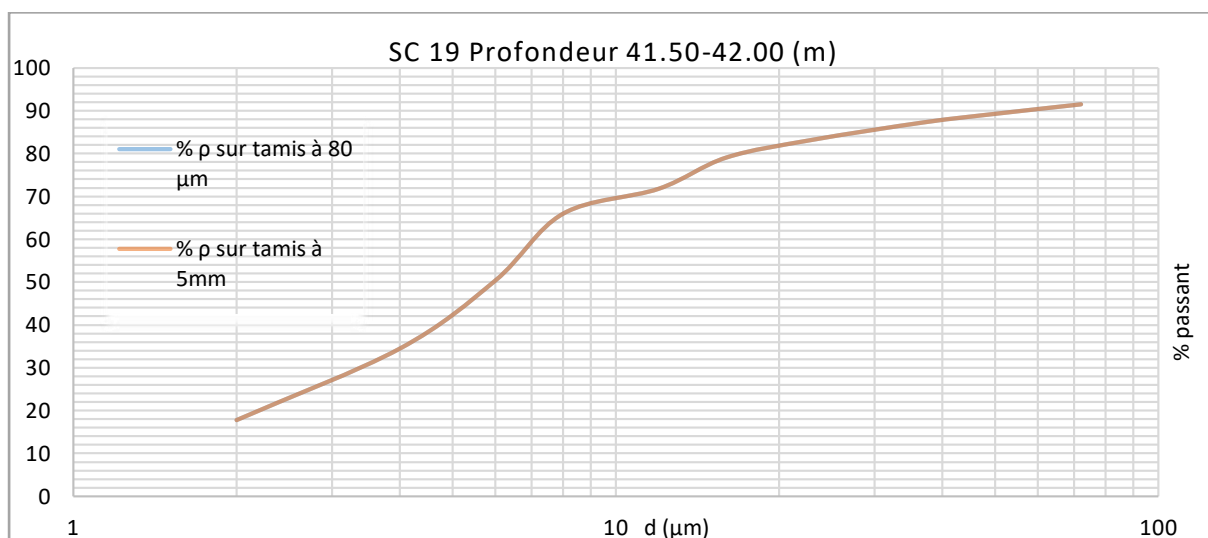


Figure 17 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 19 (41.50-42.00 m).

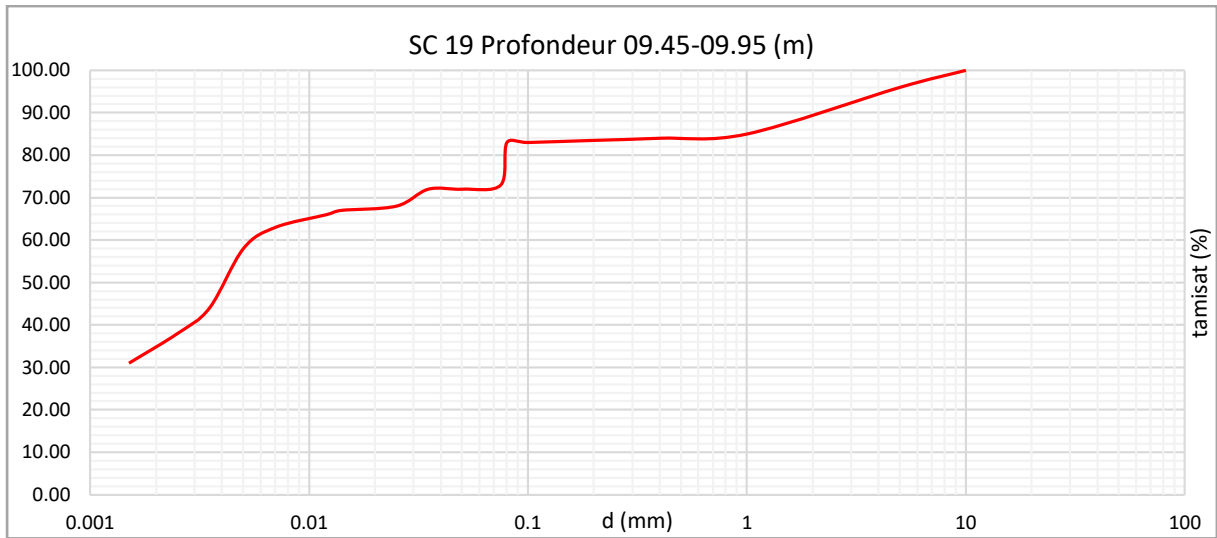


Figure 18 : Courbe granulométrique par tamisage SC 19 (09.45-09.95 m).

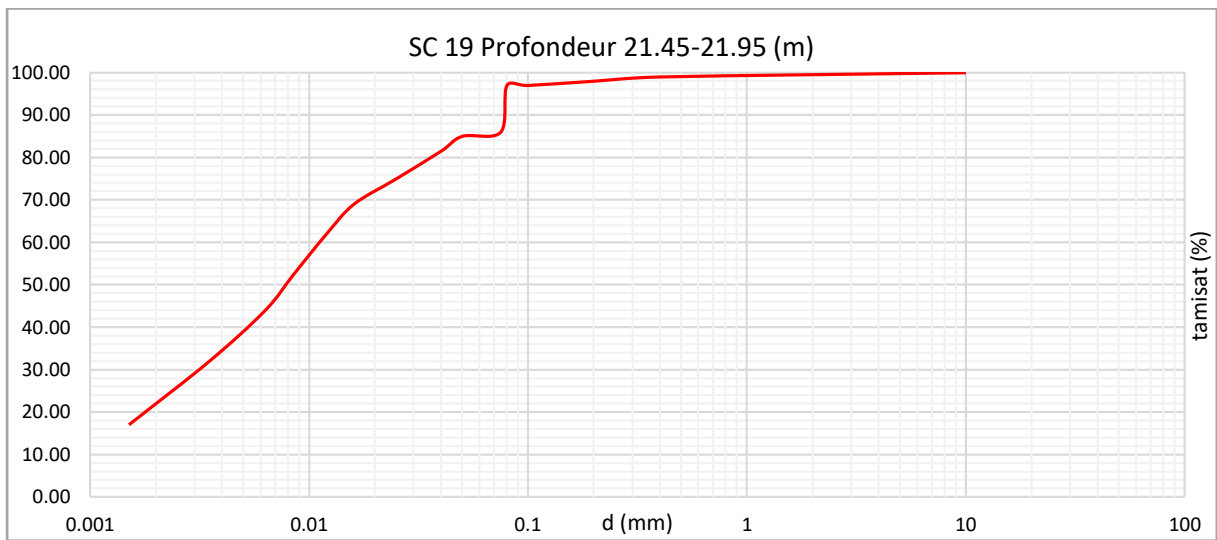


Figure 19 : Courbe granulométrique par tamisage SC 19 (21.45-21.95 m).

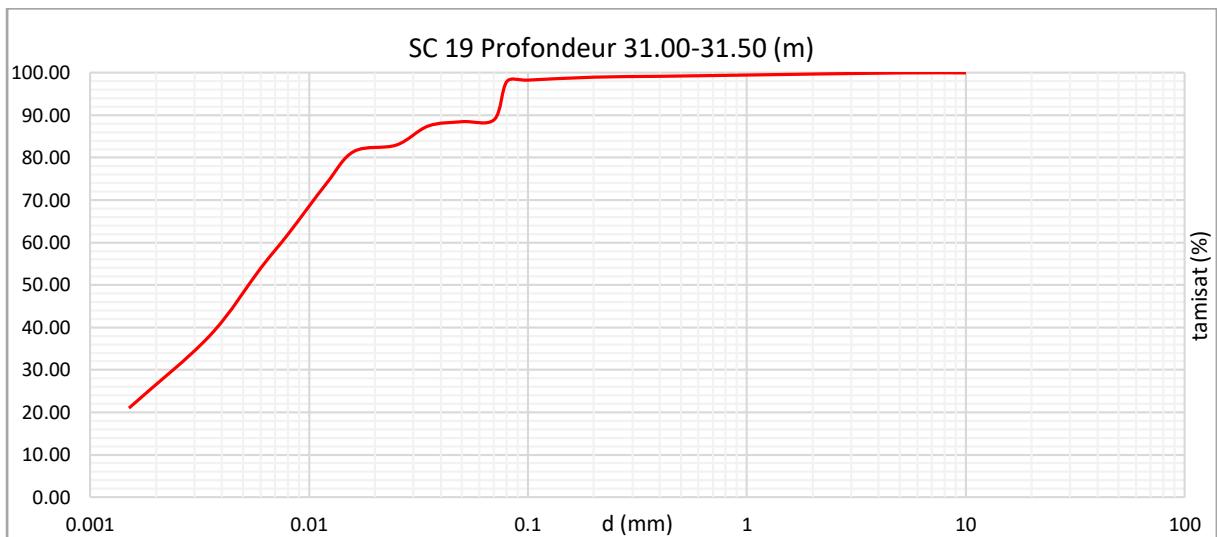


Figure 20 : Courbe granulométrique par tamisage SC 19 (31.00-31.50 m).

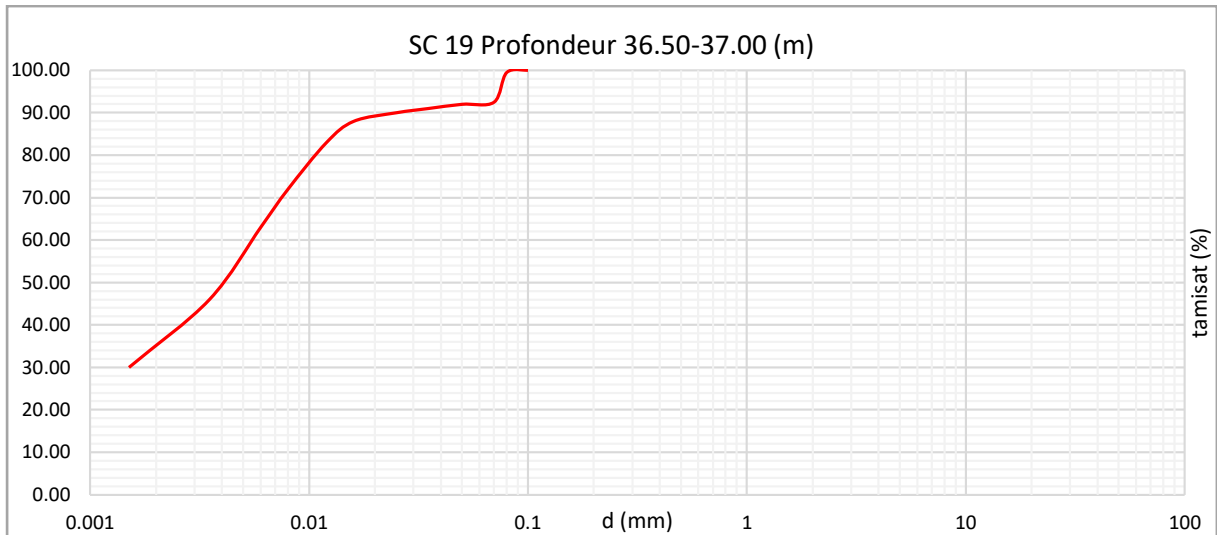


Figure 21 : Courbe granulométrique par tamisage SC 19 (36.50-37.00 m).

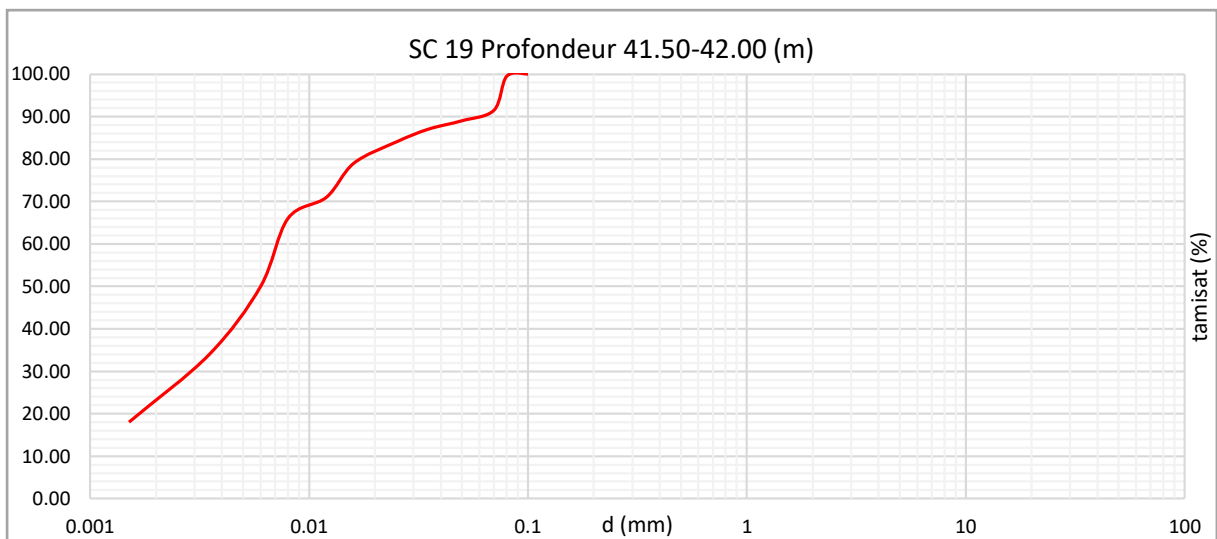


Figure 22 : Courbe granulométrique par tamisage SC 19 (41.50-42.00 m).

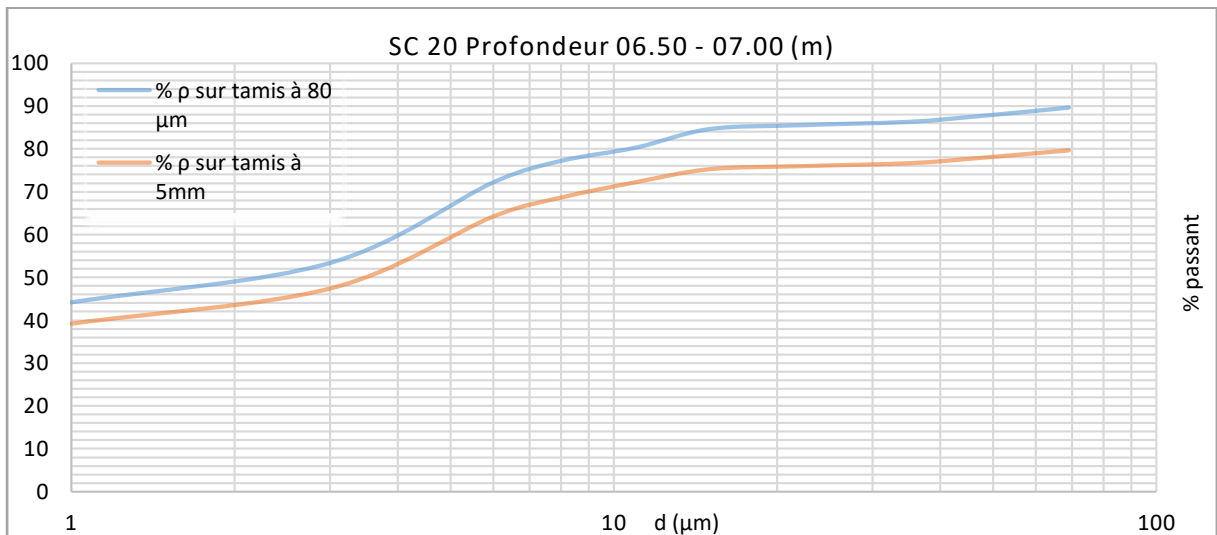


Figure 23 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 20 (06.50-07.00 m).

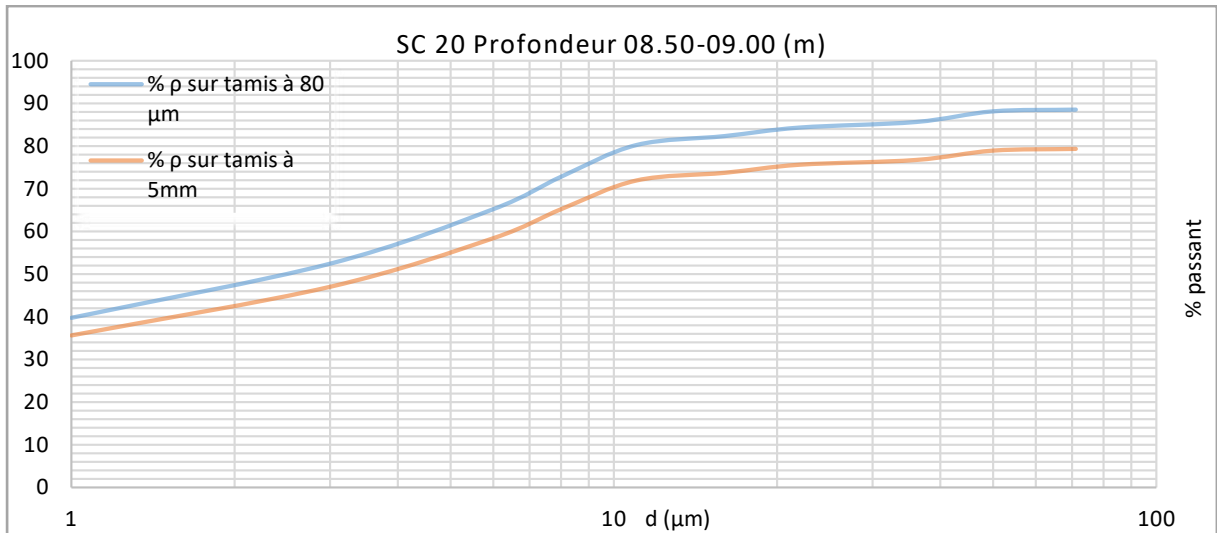


Figure 24 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 20 (08.50-09.00 m).

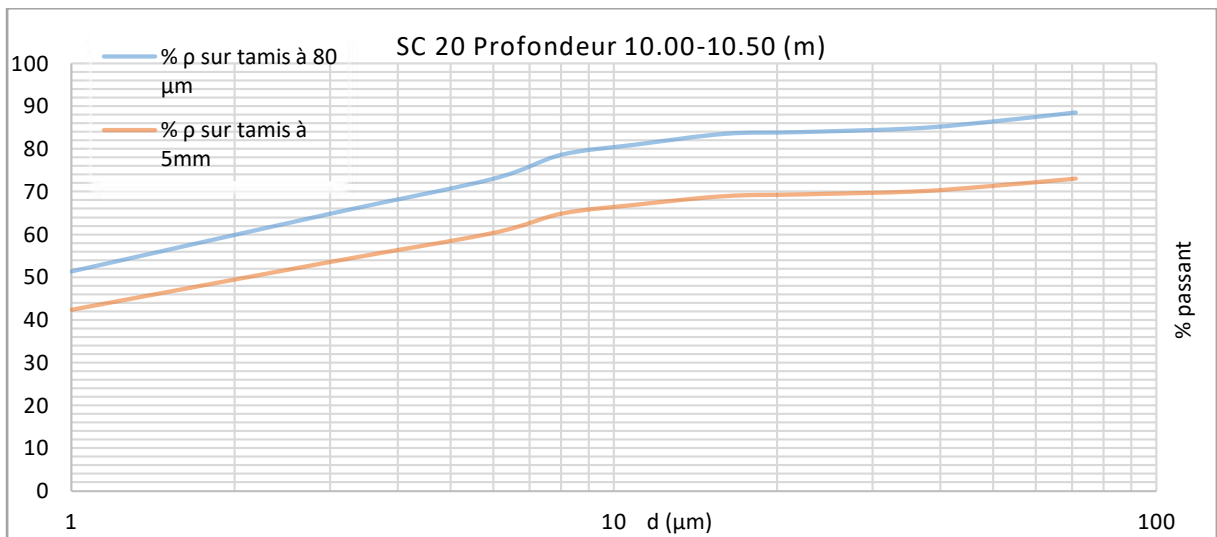


Figure 25 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 20 (10.00-10.50 m).

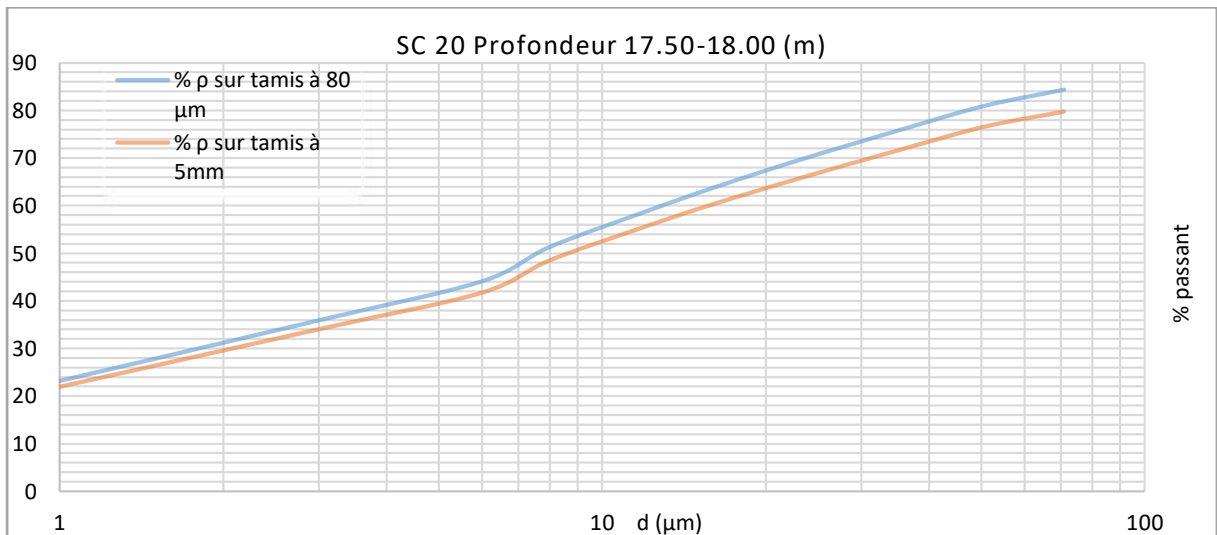


Figure 26 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 20 (17.50-18.00 m).

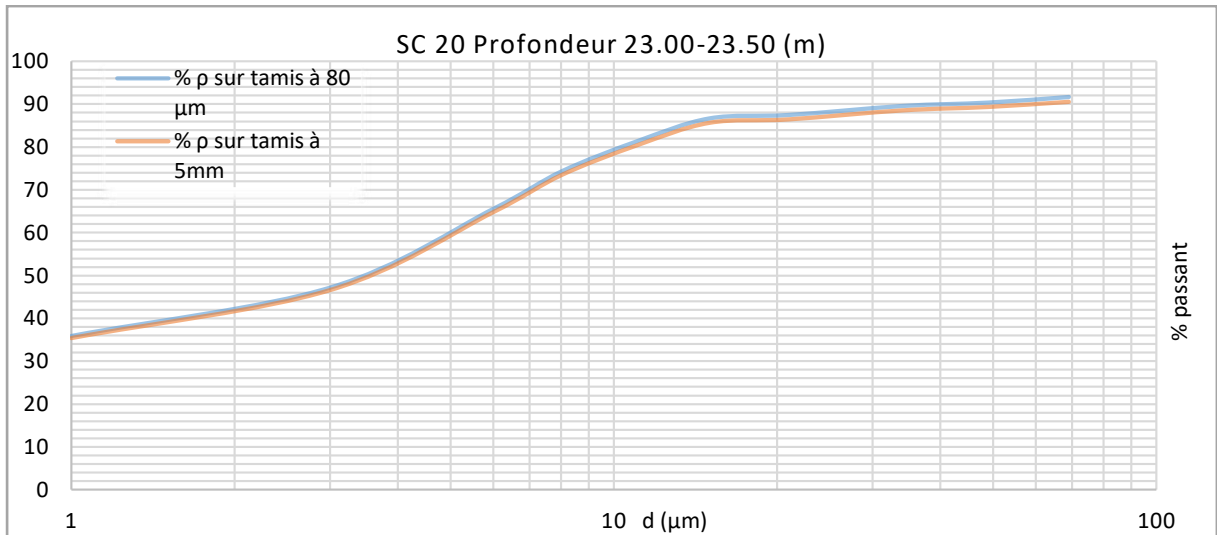


Figure 27 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 20 (23.00-23.50 m).

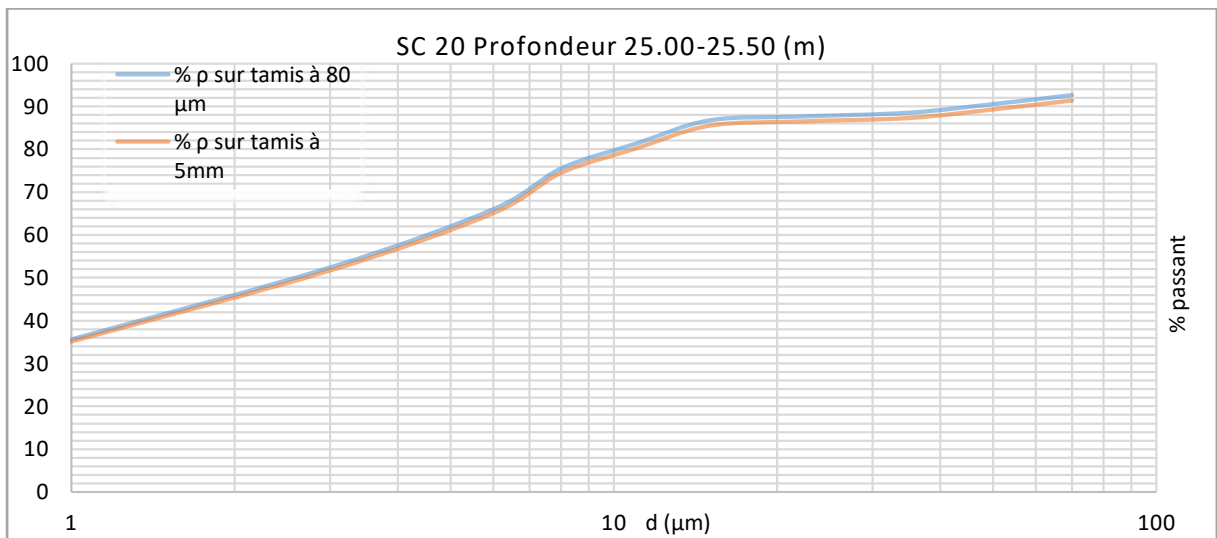


Figure 28 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 20 (25.00-25.50 m).

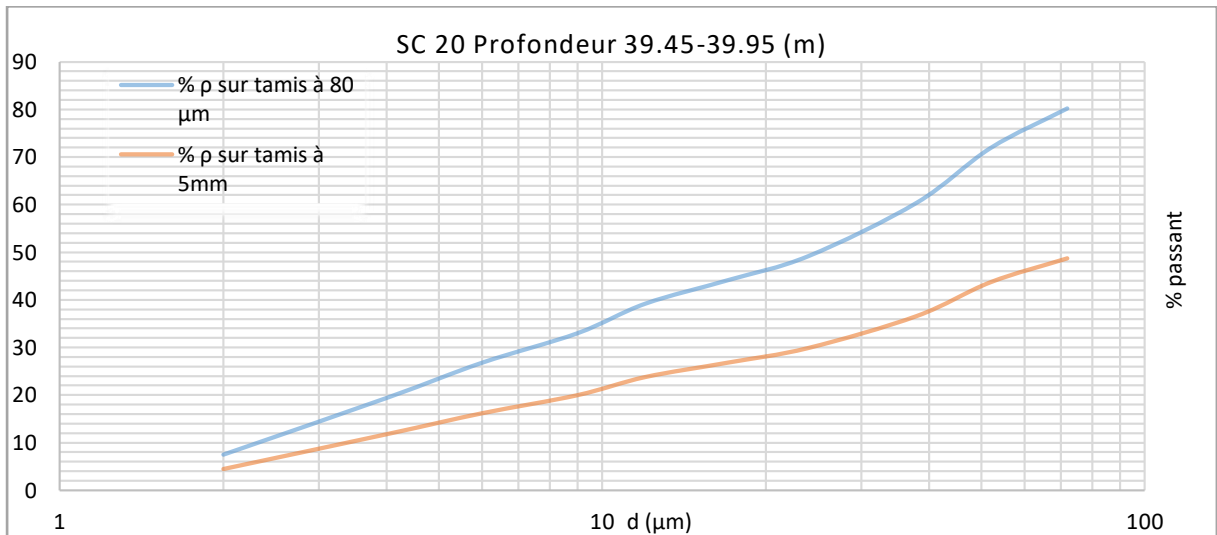


Figure 29 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 20 (39.45-39.95 m).

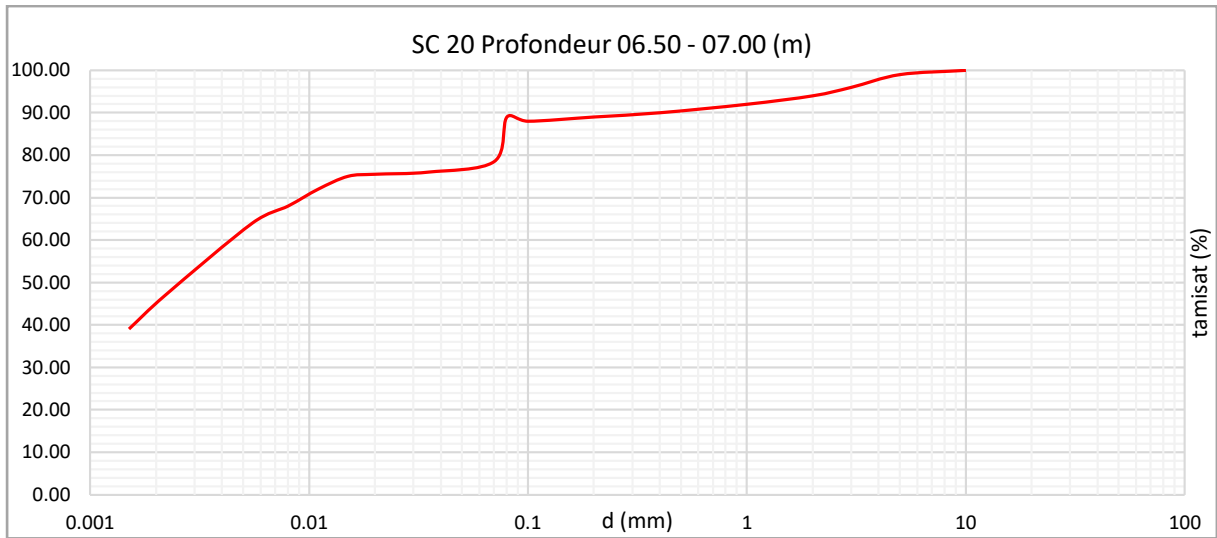


Figure 30 : Courbe granulométrique par tamisage SC 20 (06.50-07.00 m).

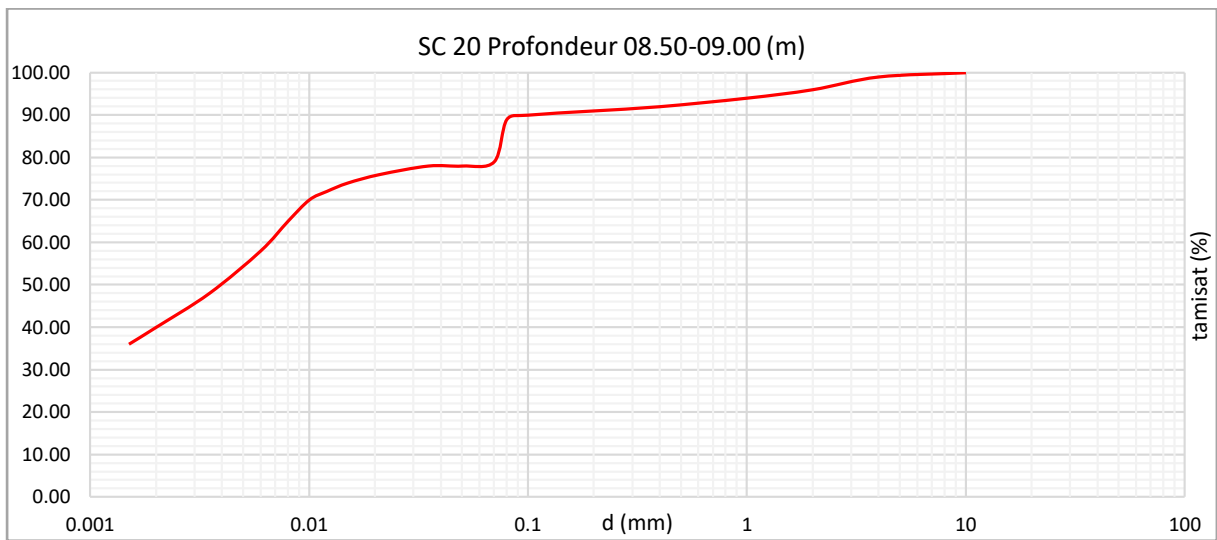


Figure 31 : Courbe granulométrique par tamisage SC 20 (08.50-09.00 m).

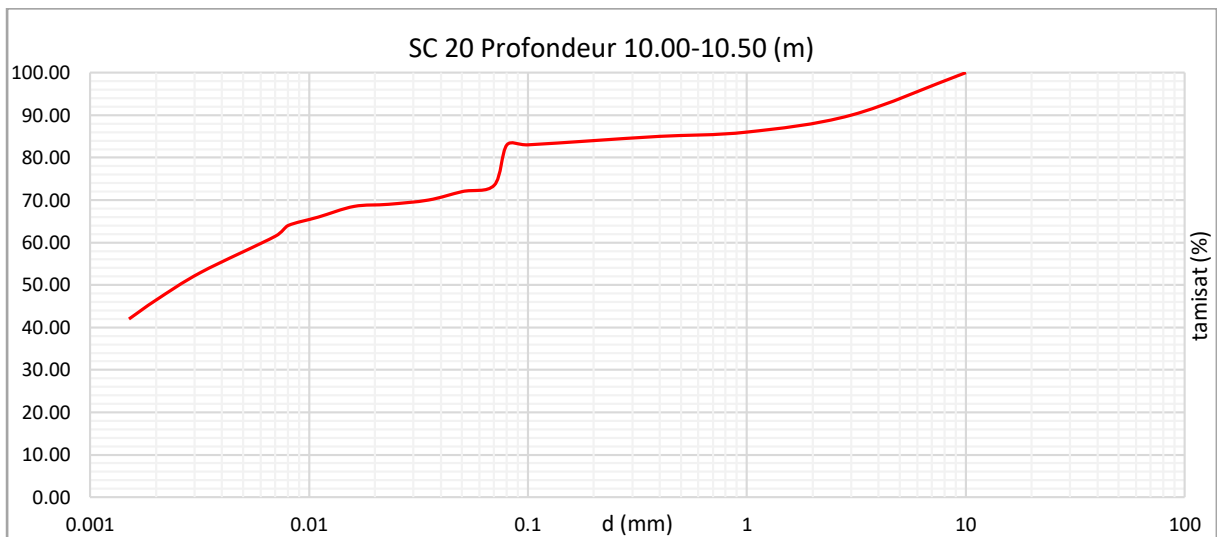


Figure 32 : Courbe granulométrique par tamisage SC 20 (10.00-10.50 m).

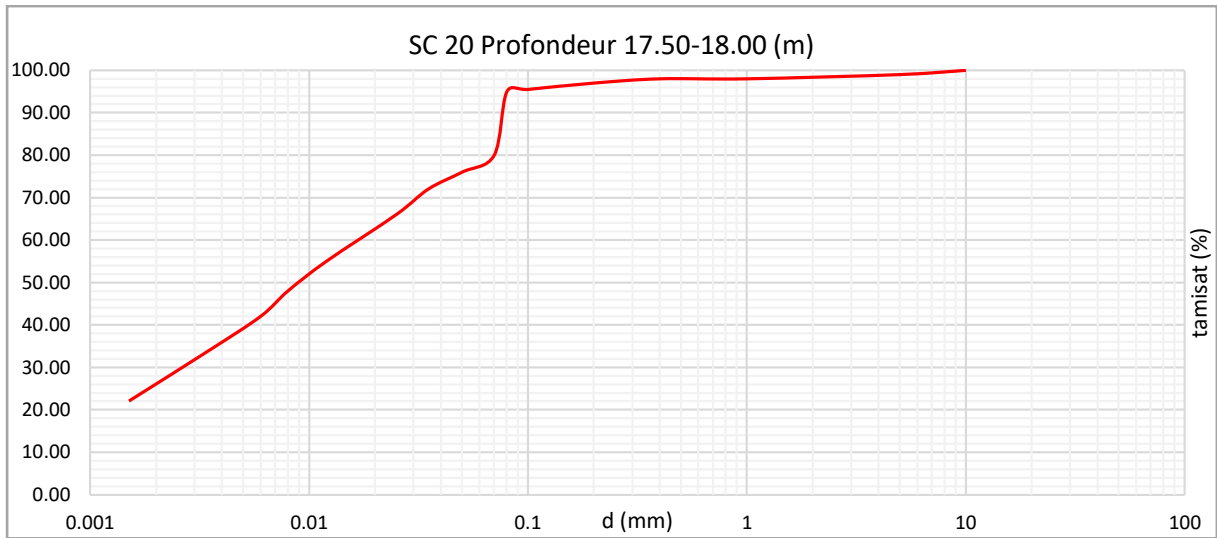


Figure 33 : Courbe granulométrique par tamisage SC 20 (17.50-18.00 m).

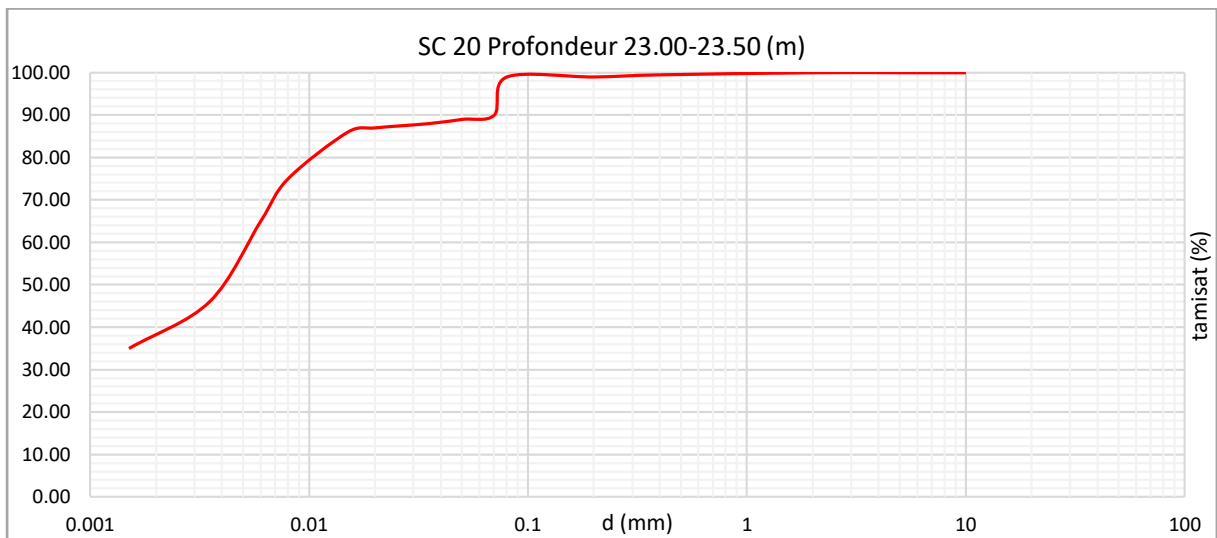


Figure 34 : Courbe granulométrique par tamisage SC 20 (23.00-23.50 m).

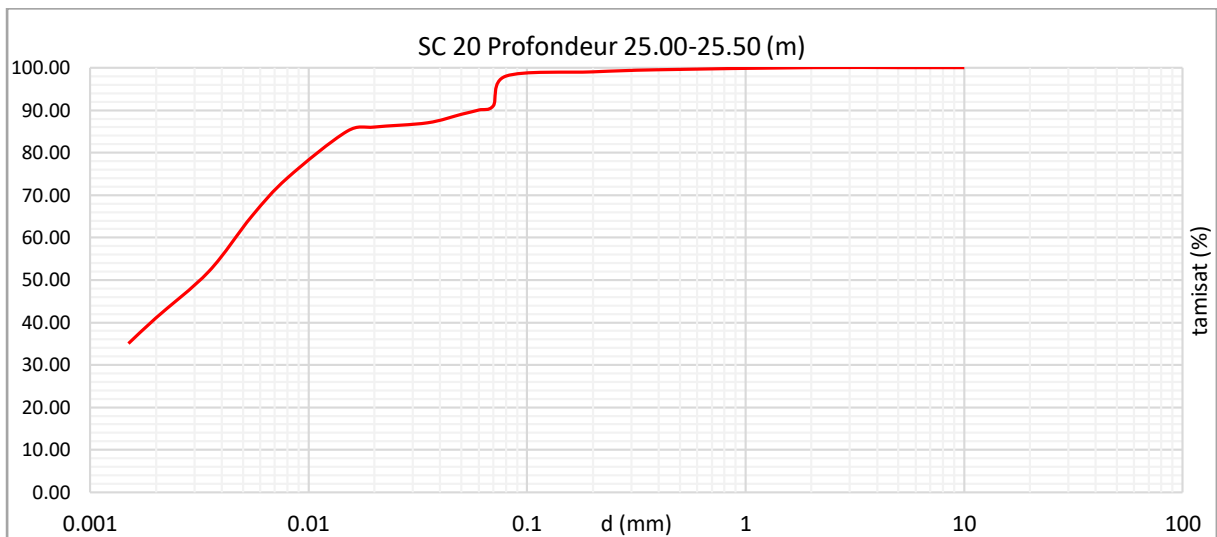


Figure 35 : Courbe granulométrique par tamisage SC 20 (25.00-25.50 m).

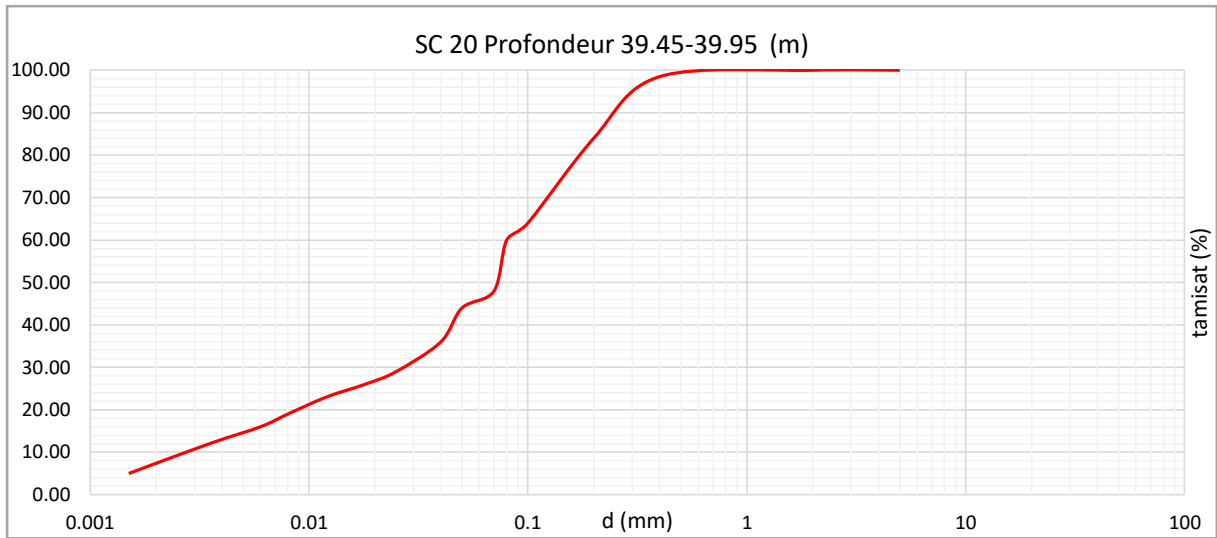


Figure 36 : Courbe granulométrique par tamisage SC 20 (39.45-39.95 m).

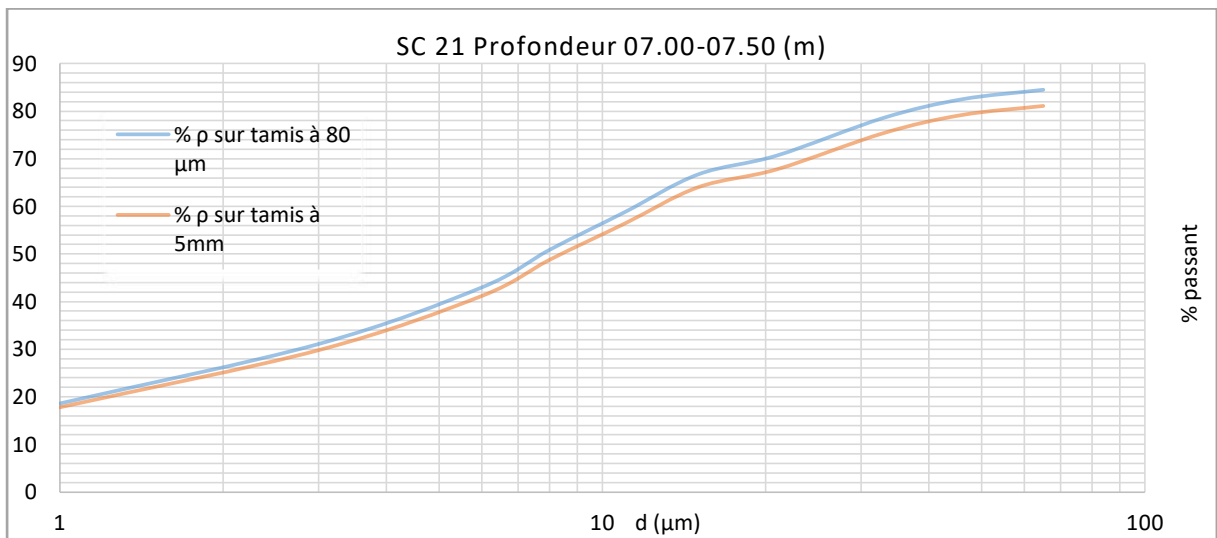


Figure 37 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 21 (07.00-07.50 m).

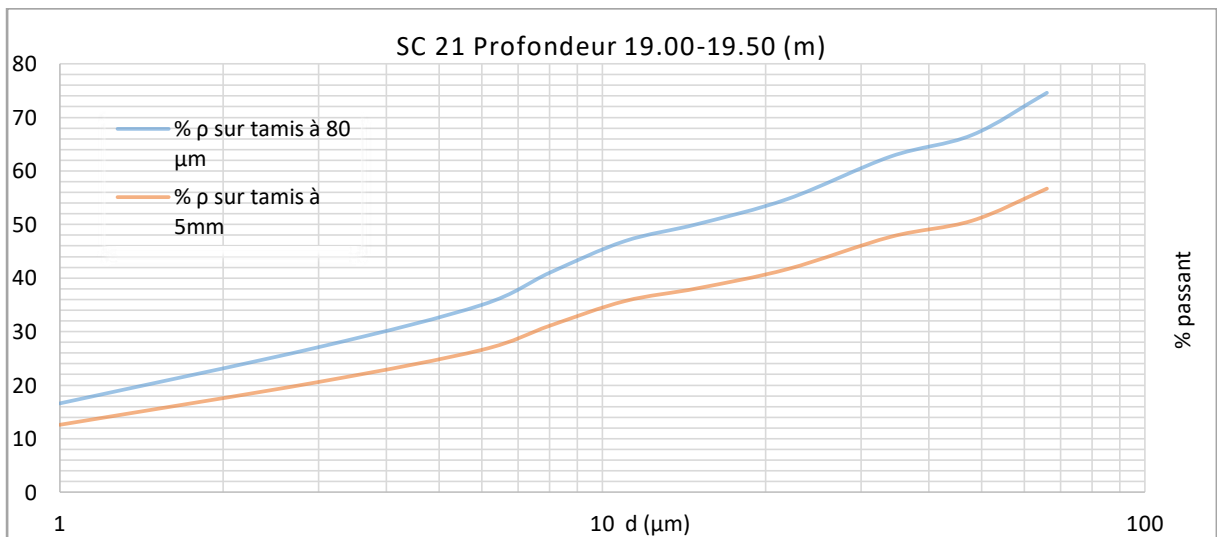


Figure 38 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 21 (19.00-19.50 m).

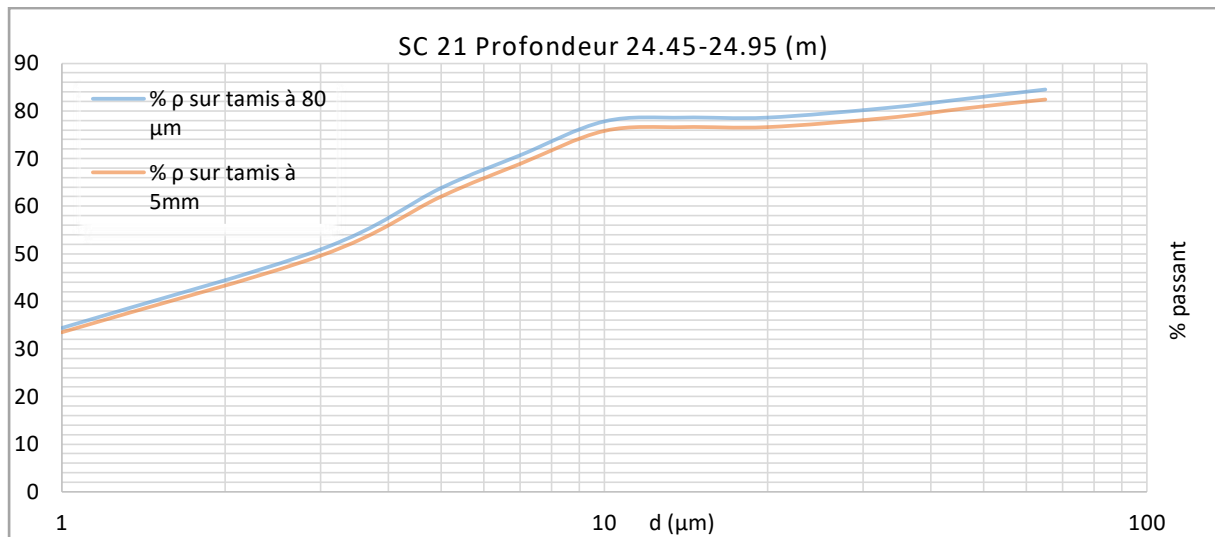


Figure 39 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 21 (24.45-24.95 m).

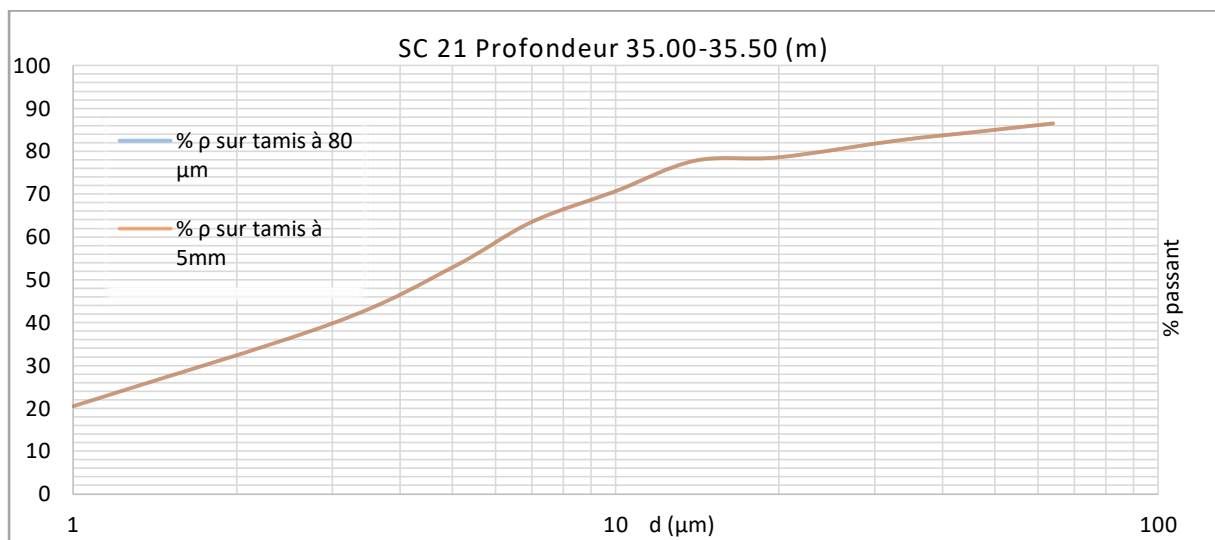


Figure 40 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 21 (35.00-35.50 m).

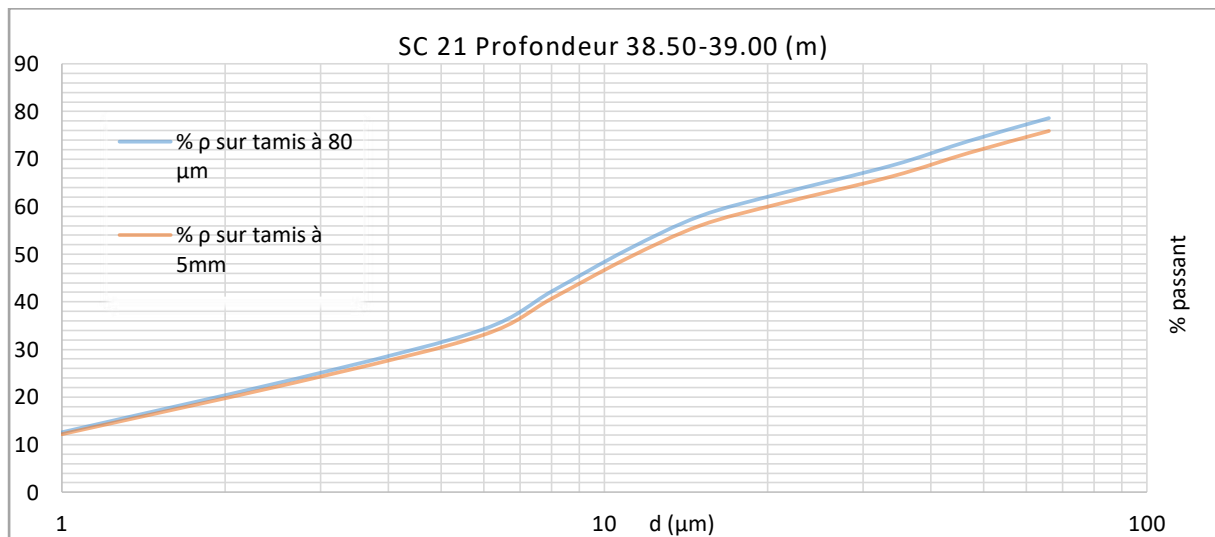


Figure 41 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 21 (38.50-39.00 m).

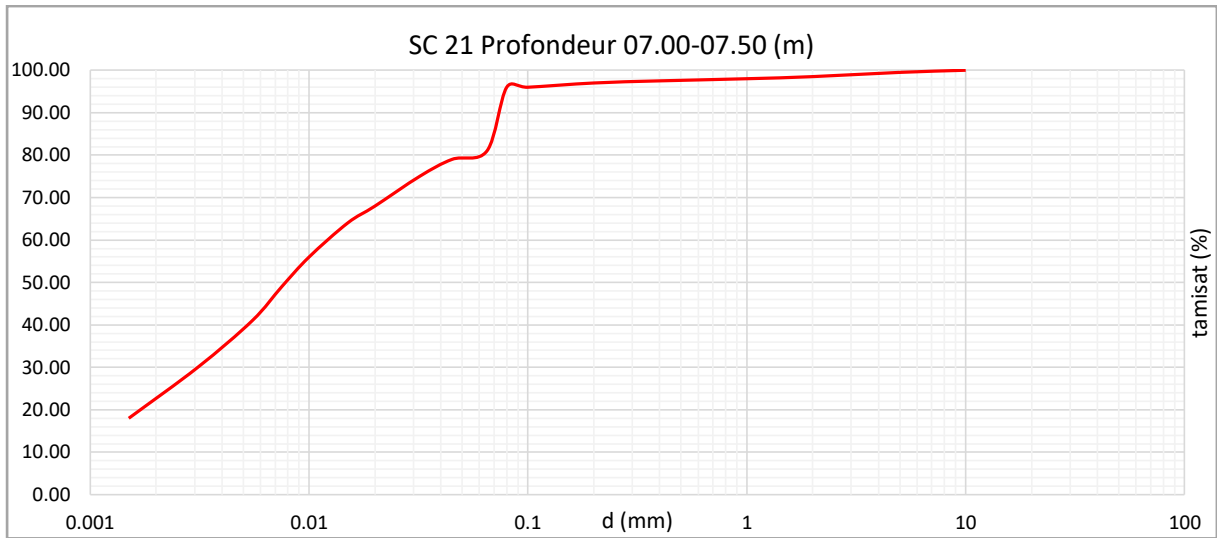


Figure 42 : Courbe granulométrique par tamisage SC 21 (07.00-07.50 m).

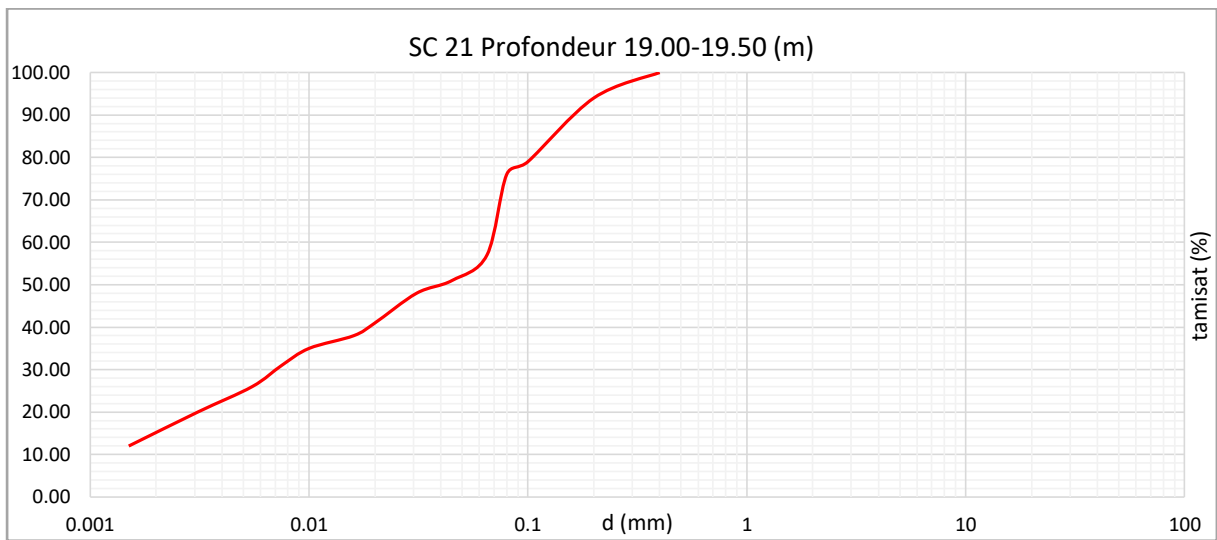


Figure 43 : Courbe granulométrique par tamisage SC 21 (19.00-19.50 m).

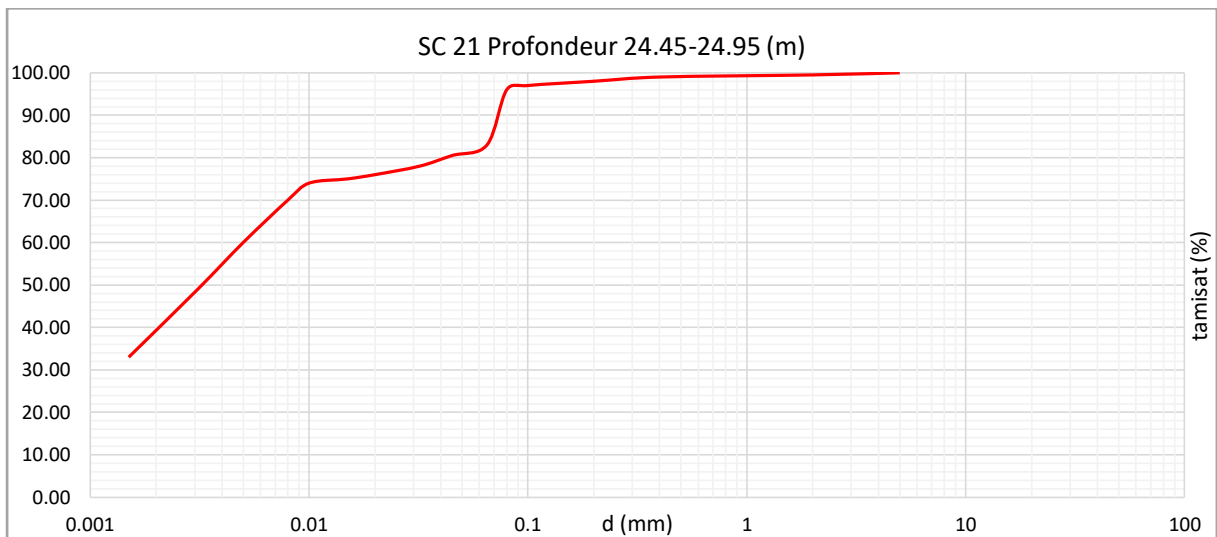


Figure 44 : Courbe granulométrique par tamisage SC 21 (24.45-24.95 m).

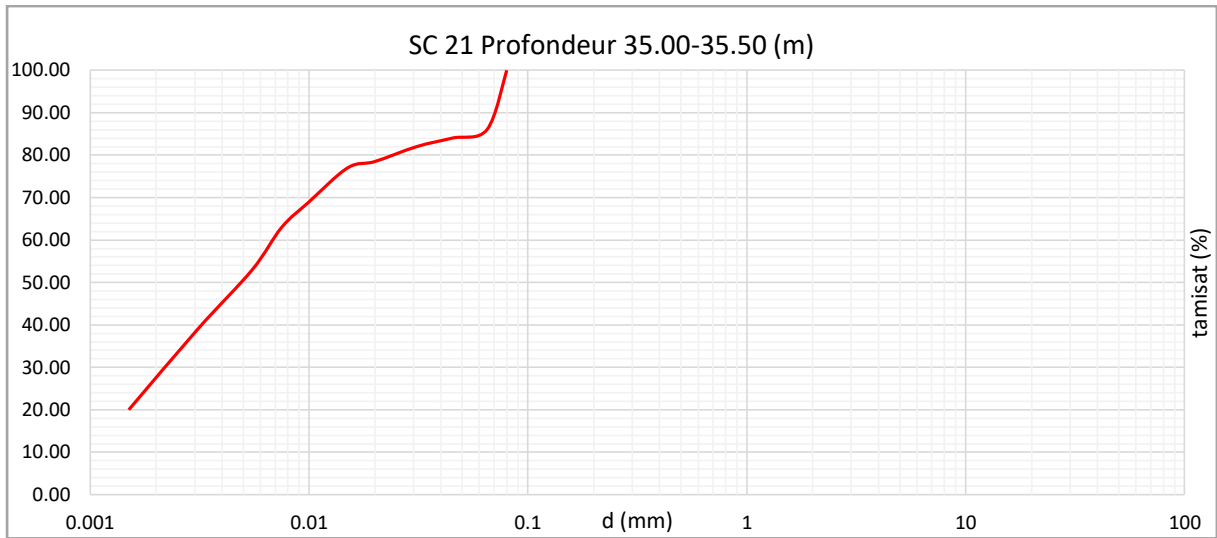


Figure 45 : Courbe granulométrique par tamisage SC 21 (35.00-35.50 m).

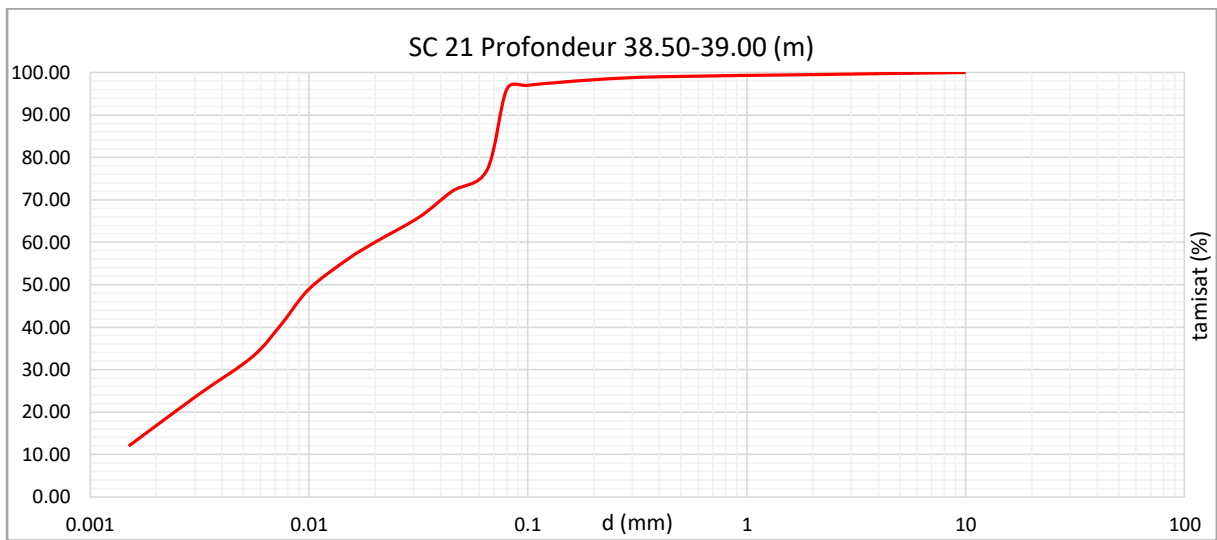


Figure 46 : Courbe granulométrique par tamisage SC 21 (38.50-39.00 m).

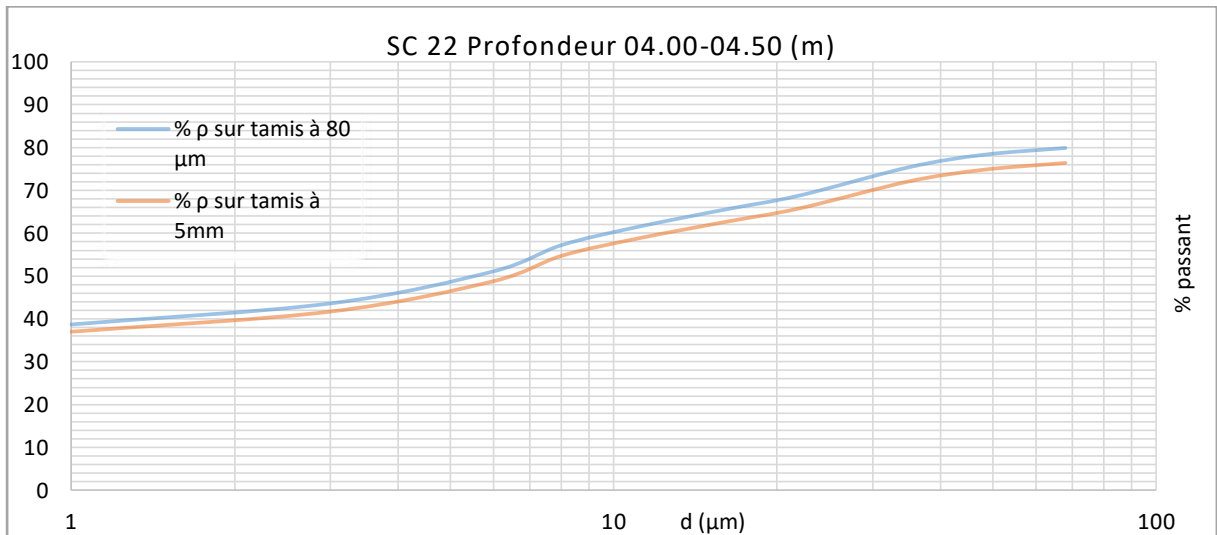


Figure 47 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 22 (04.00-04.50 m).

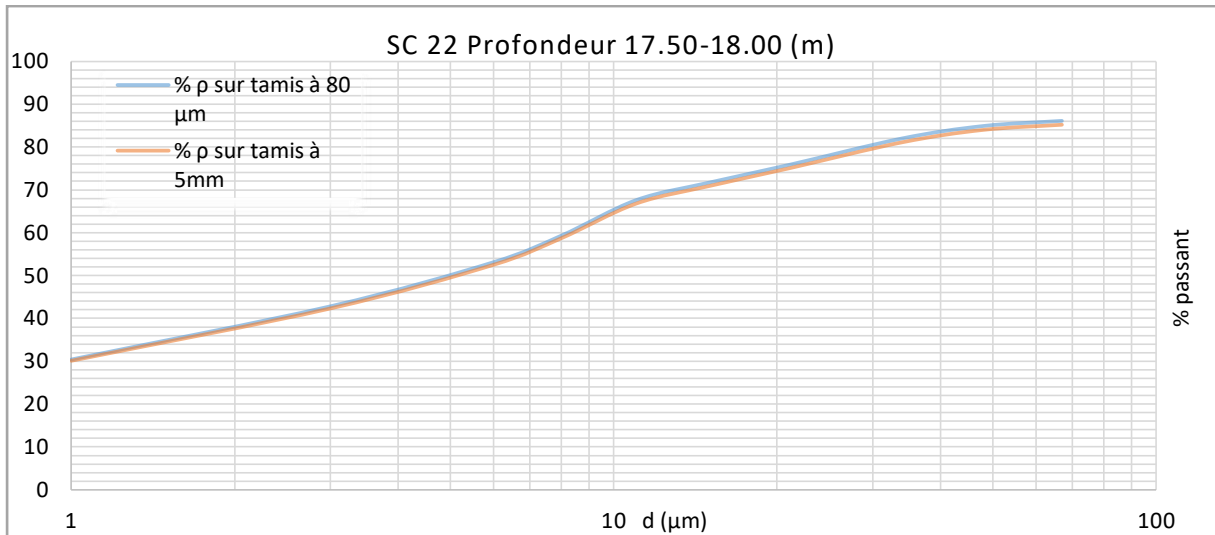


Figure 48 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 22 (17.50-18.00 m).

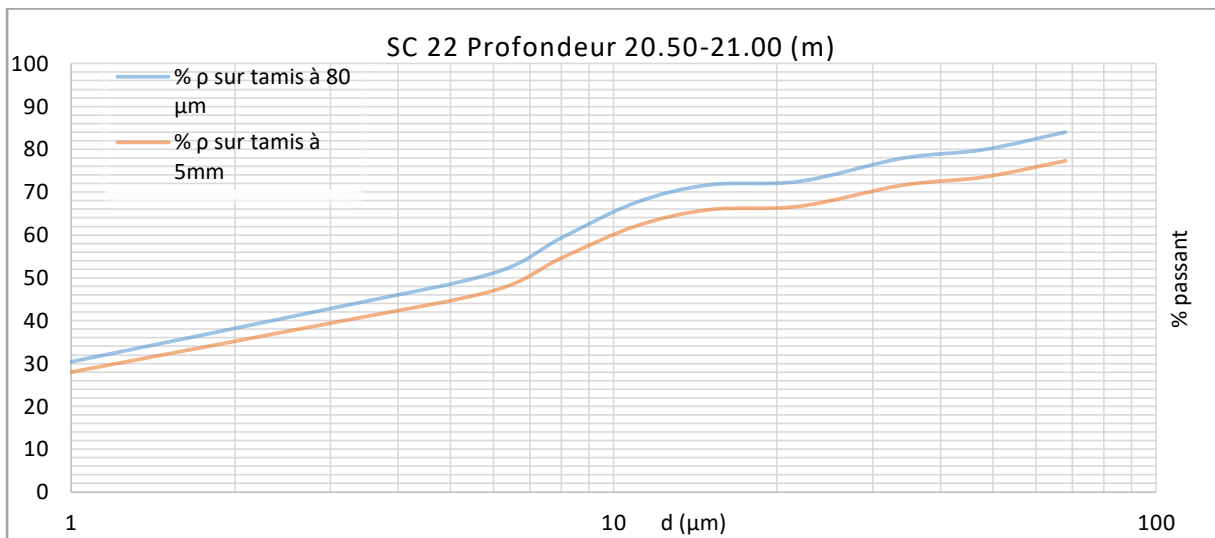


Figure 49 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 22 (20.50-21.00 m).

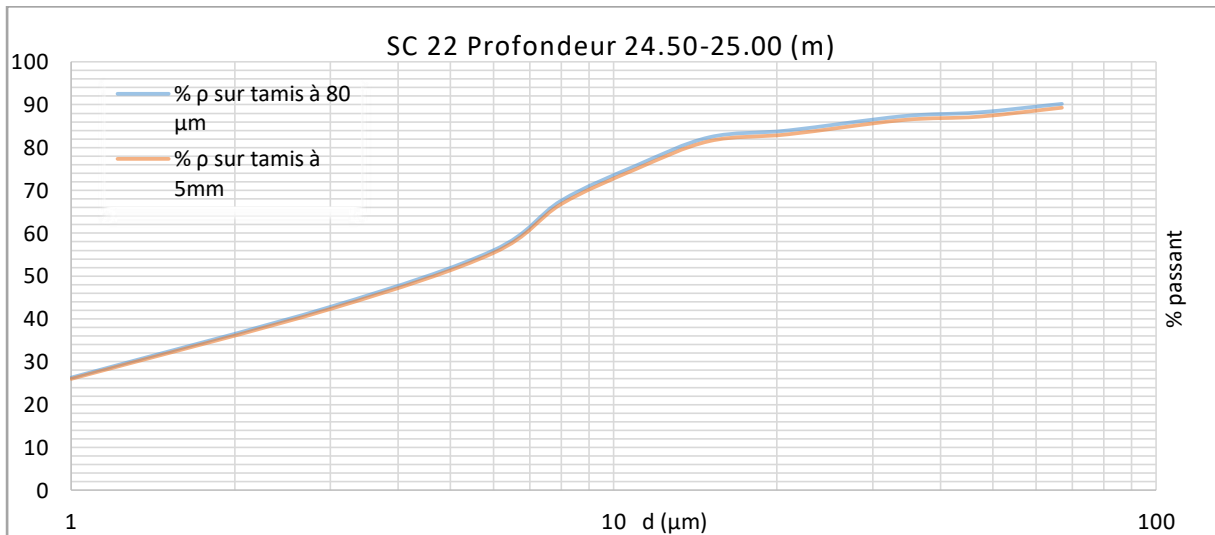


Figure 50 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 22 (24.50-25.00 m).

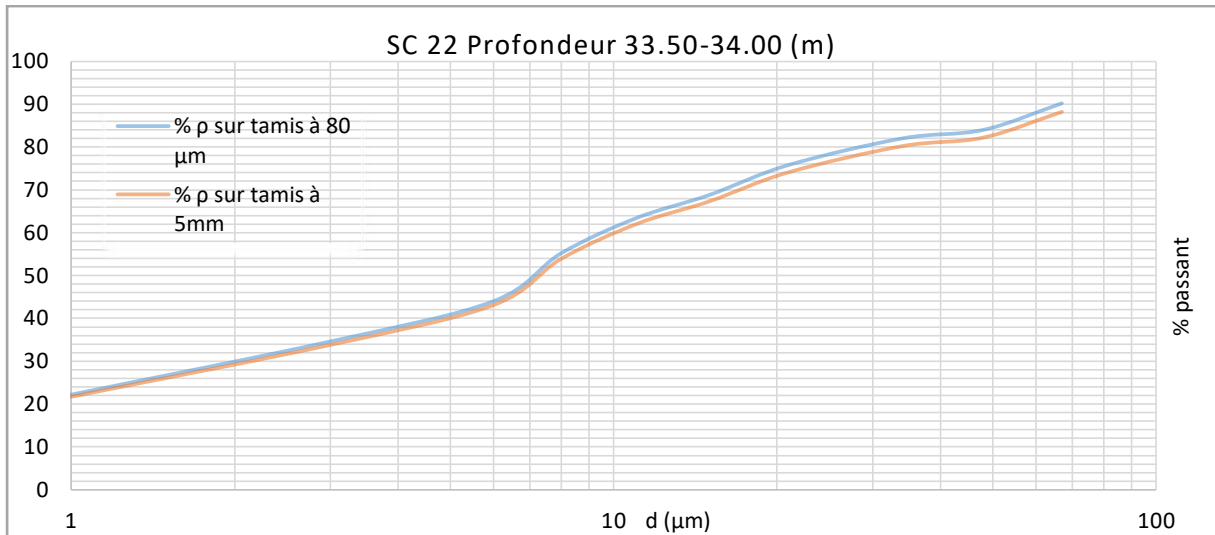


Figure 51 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 22 (33.50-34.00 m).

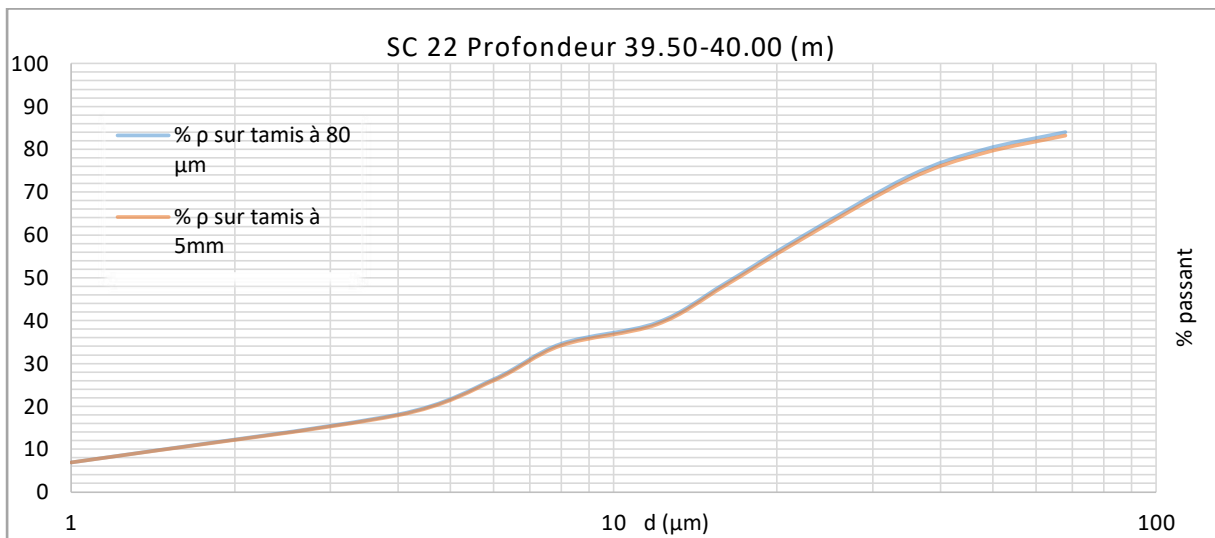


Figure 52 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 22 (39.50-40.00 m).

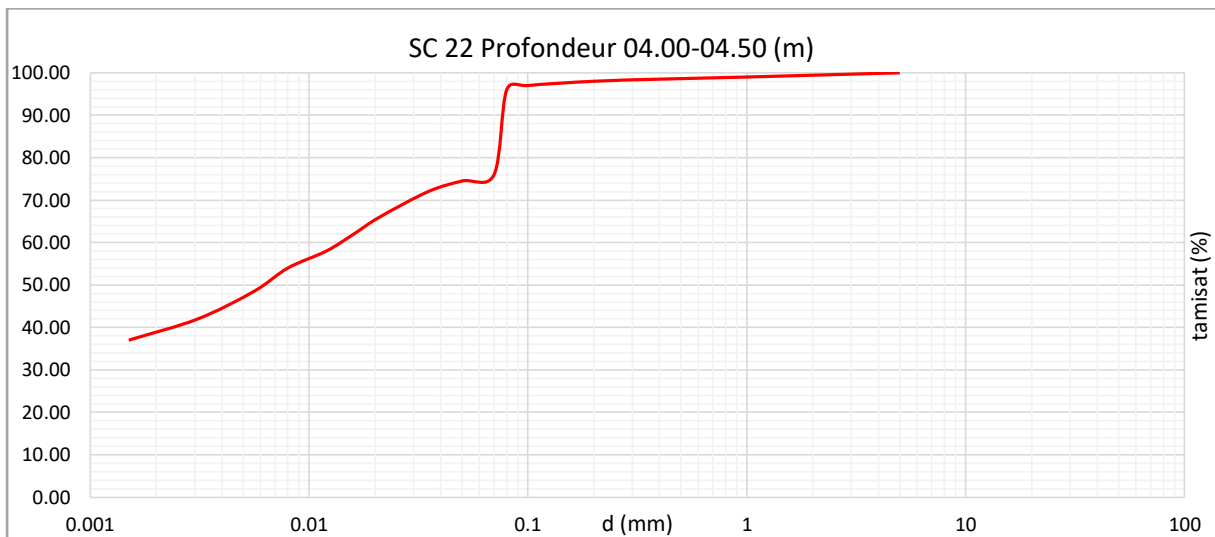


Figure 53 : Courbe granulométrique par tamisage SC 22 (04.00-04.50 m).

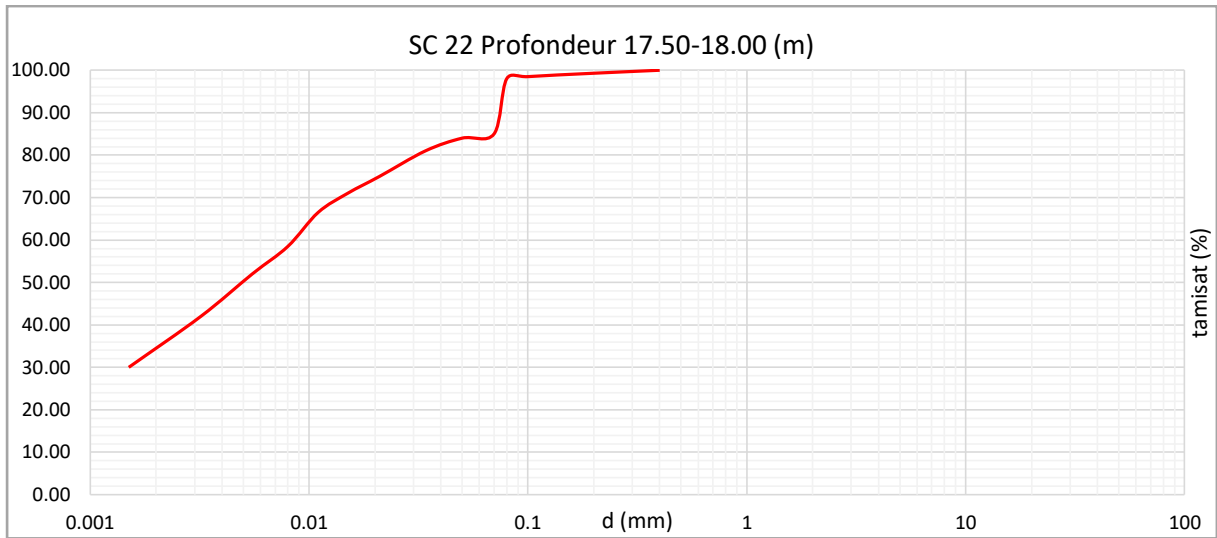


Figure 54 : Courbe granulométrique par tamisage SC 22 (17.50-18.00 m).

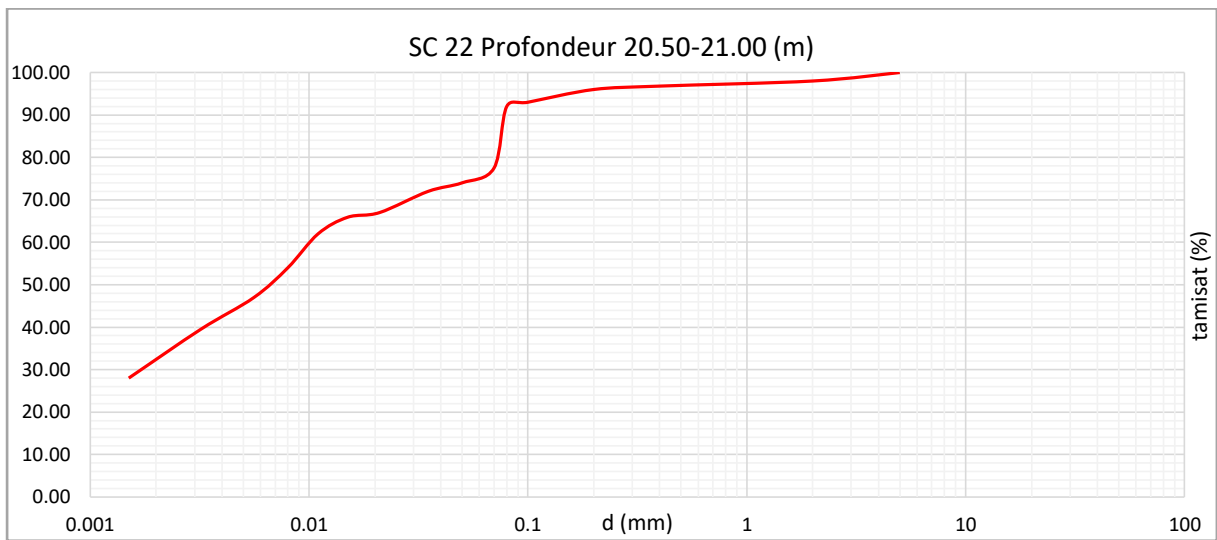


Figure 55 : Courbe granulométrique par tamisage SC 22 (20.50-21.00 m).

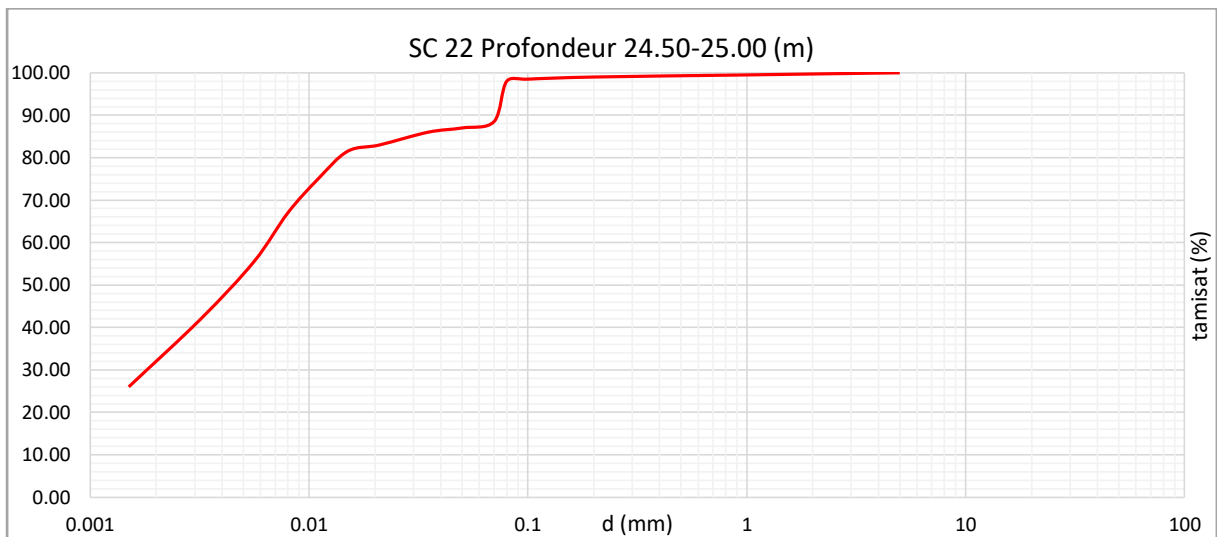


Figure 56 : Courbe granulométrique par tamisage SC 22 (24.50-25.00 m).

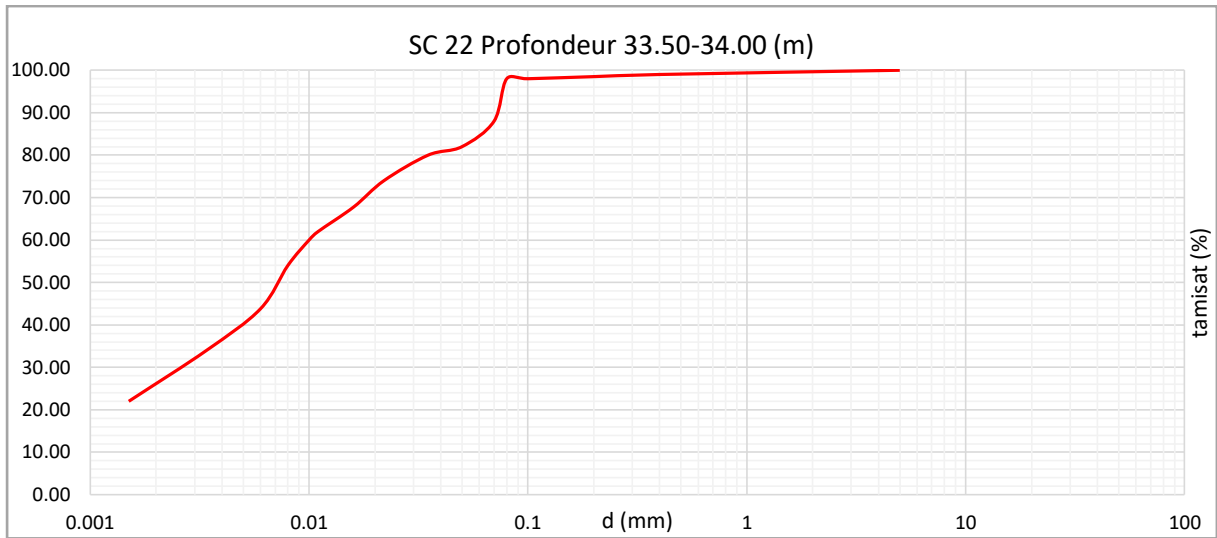


Figure 57 : Courbe granulométrique par tamisage SC 22 (33.50-34.00 m).

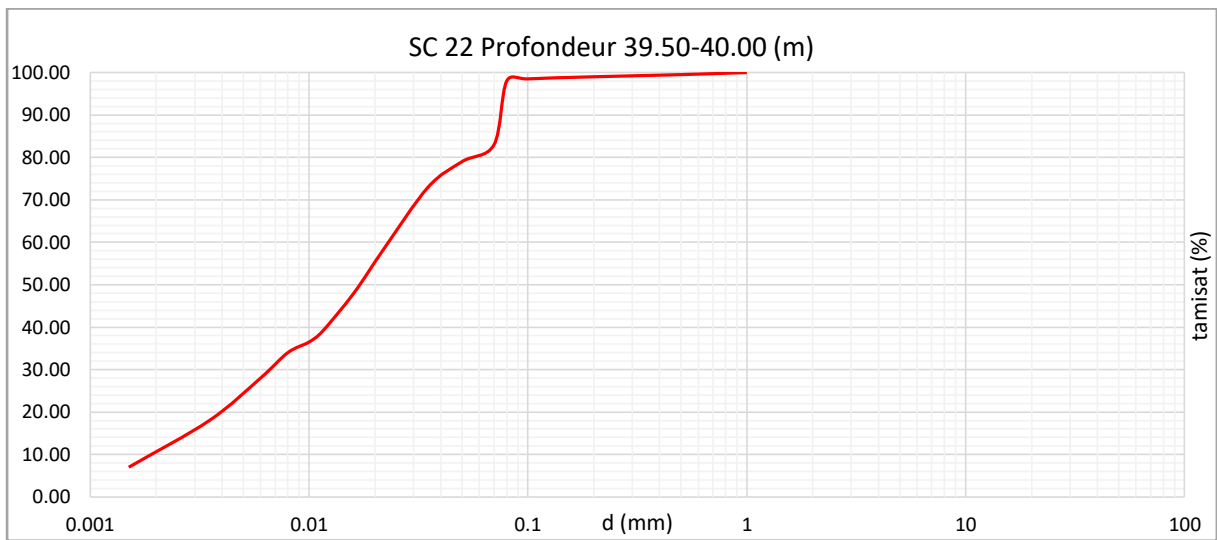


Figure 58 : Courbe granulométrique par tamisage SC 22 (39.50-40.00 m).

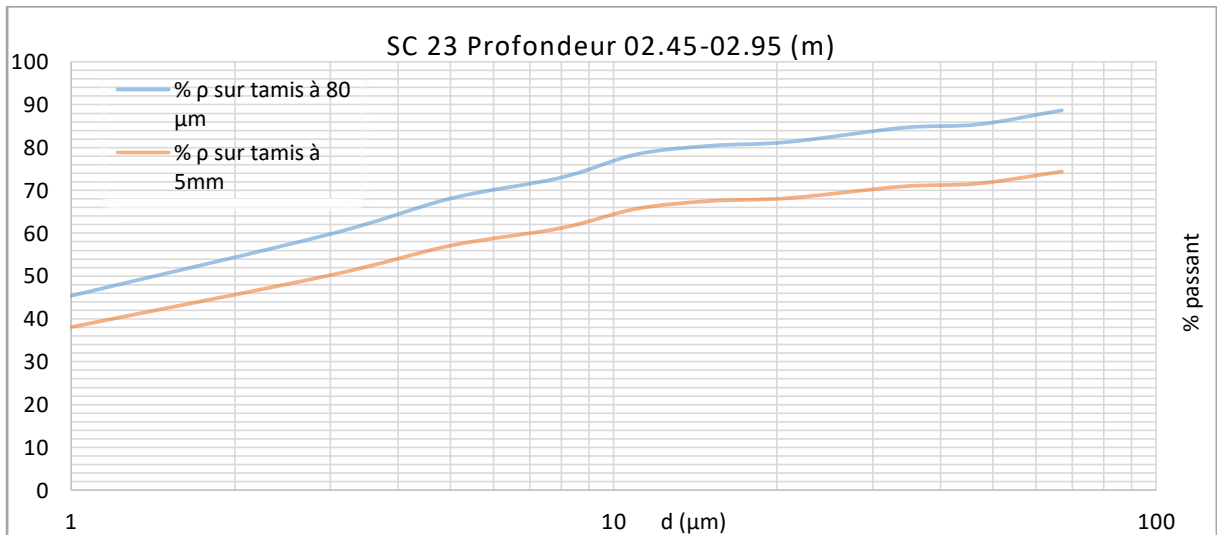


Figure 60 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 23 (02.45-02.95 m).

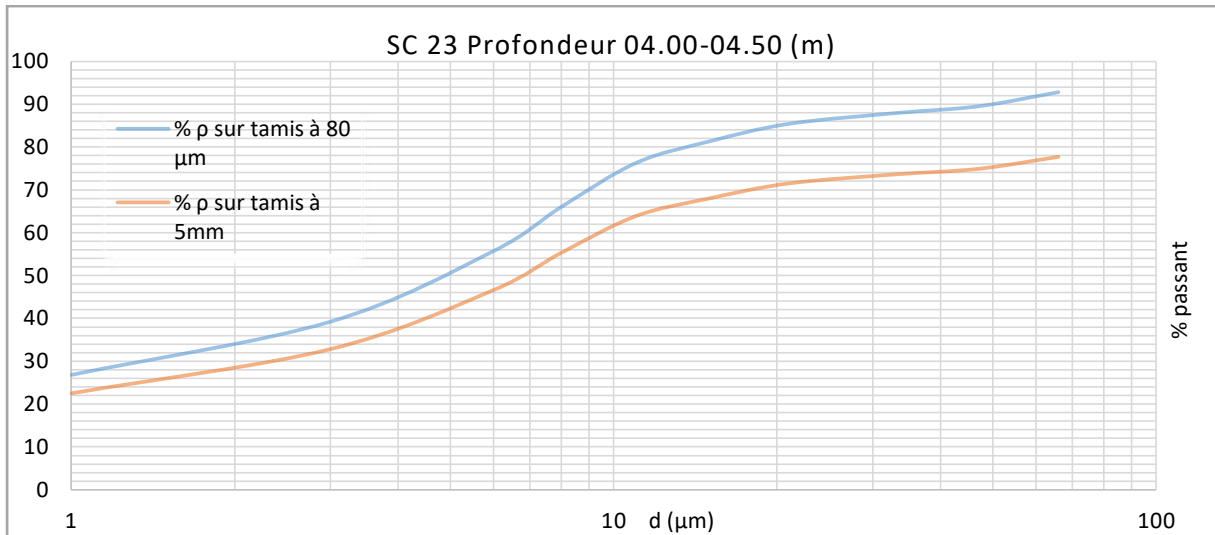


Figure 61 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 23 (04.00-04.50 m).

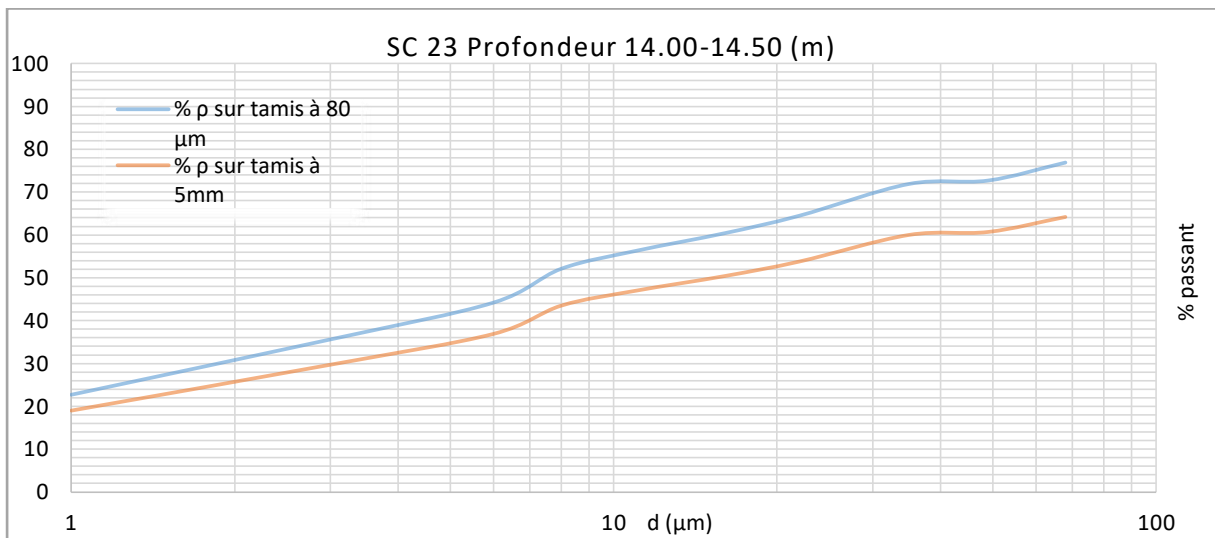


Figure 62 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 23 (14.00-14.50 m).

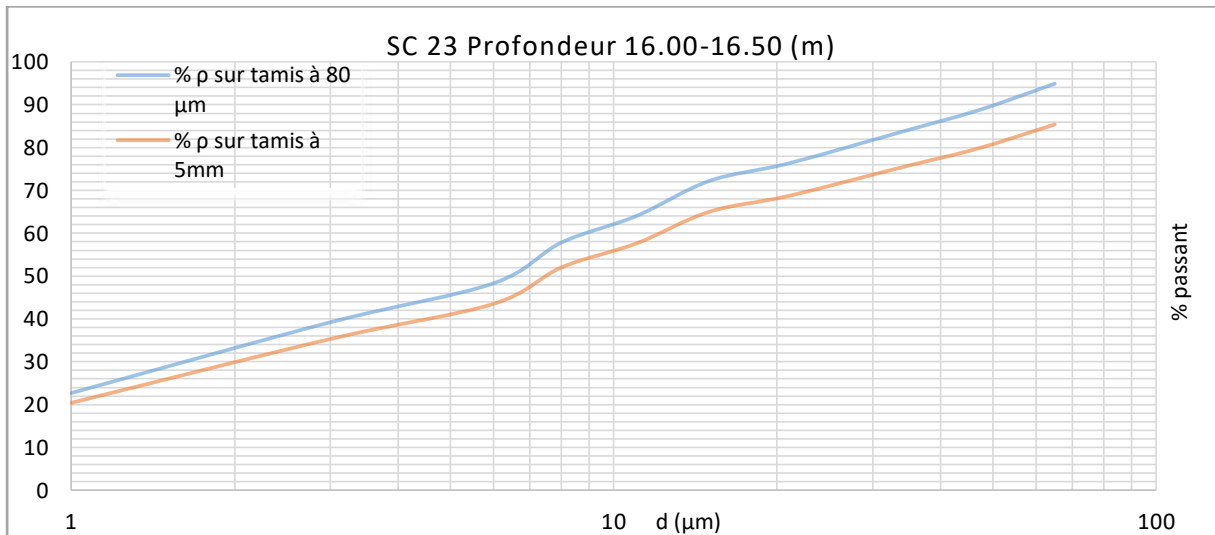


Figure 63 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 23 (16.00-16.50 m).

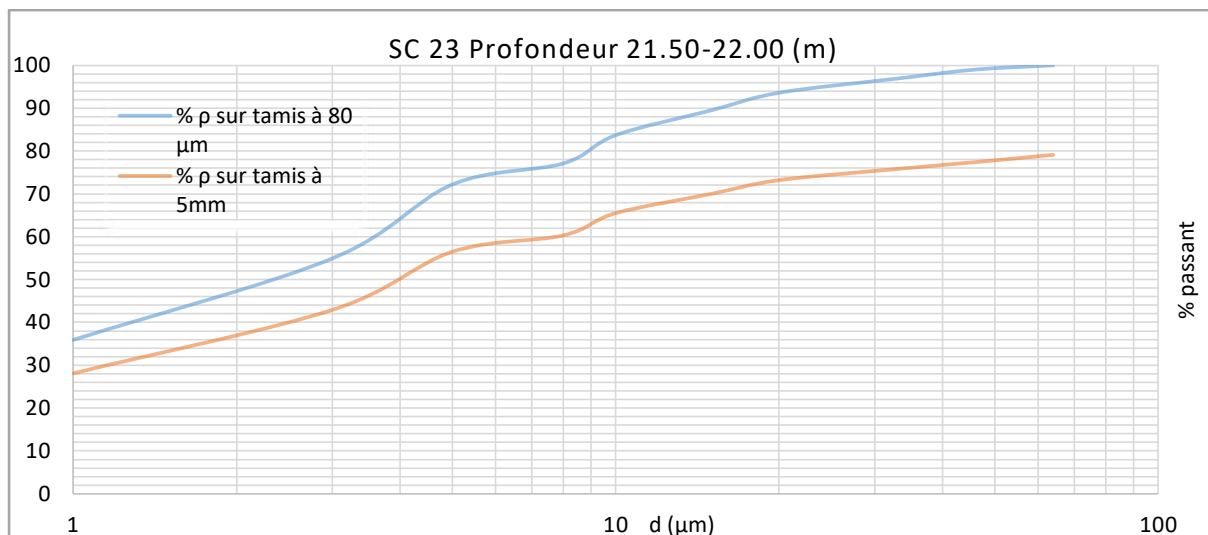


Figure 64 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 23 (21.50-22.00 m).

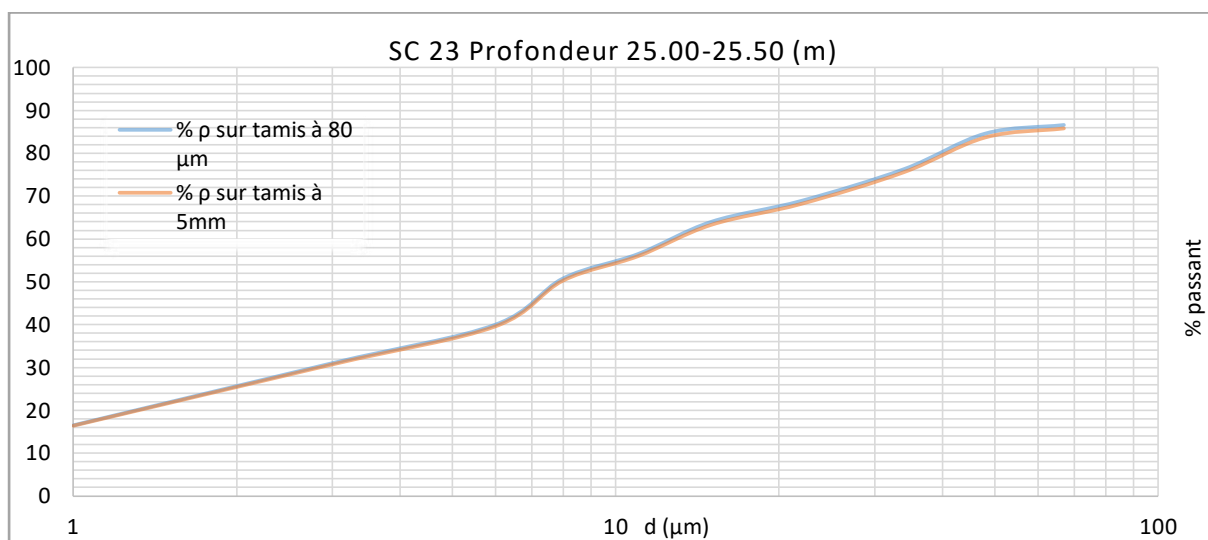


Figure 65 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 22 (25.00-25.50 m).

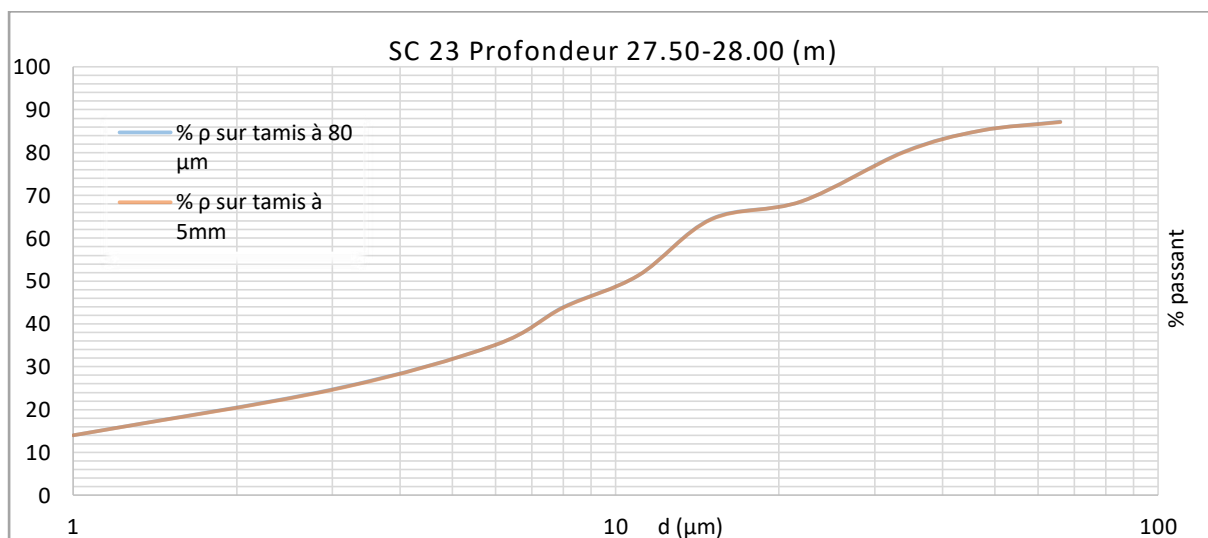


Figure 66 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 23 (27.50-28.00 m).

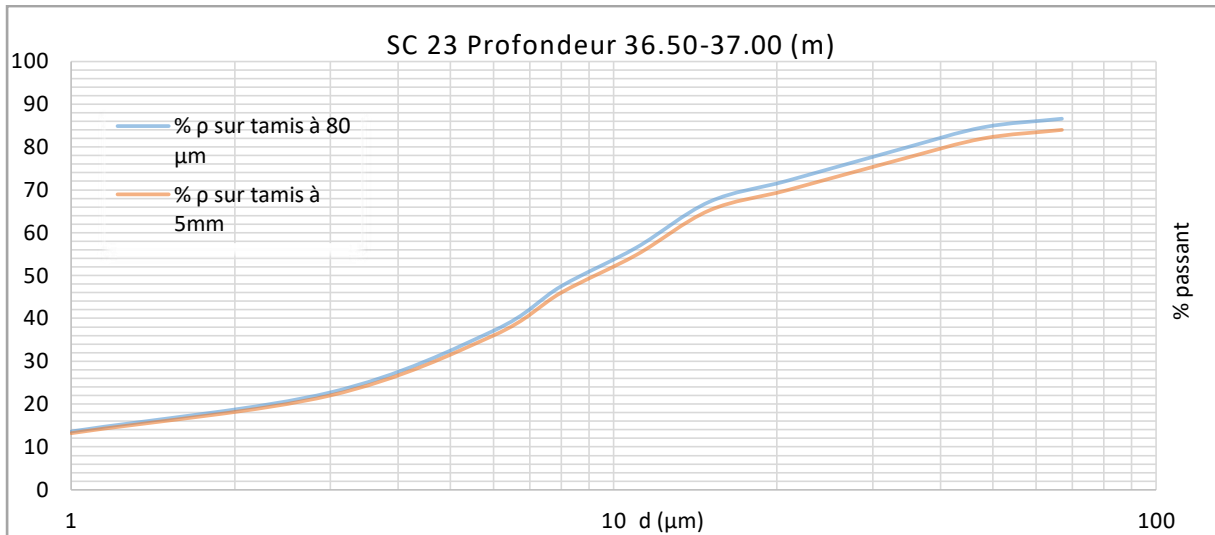


Figure 67 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 23 (36.50-37.00 m).

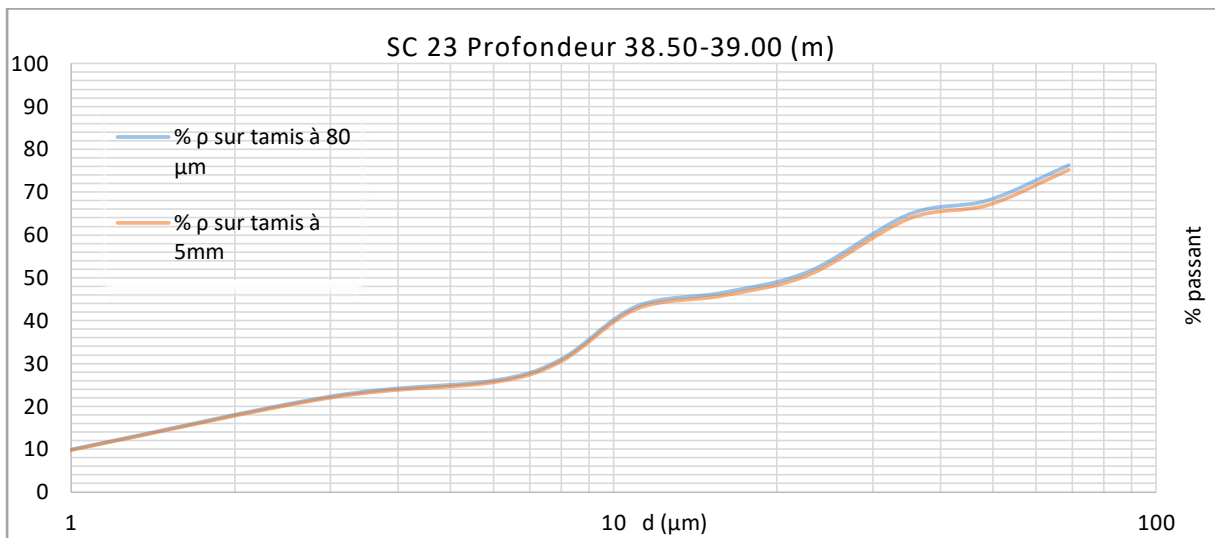


Figure 68 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 23 (38.50-39.00 m).

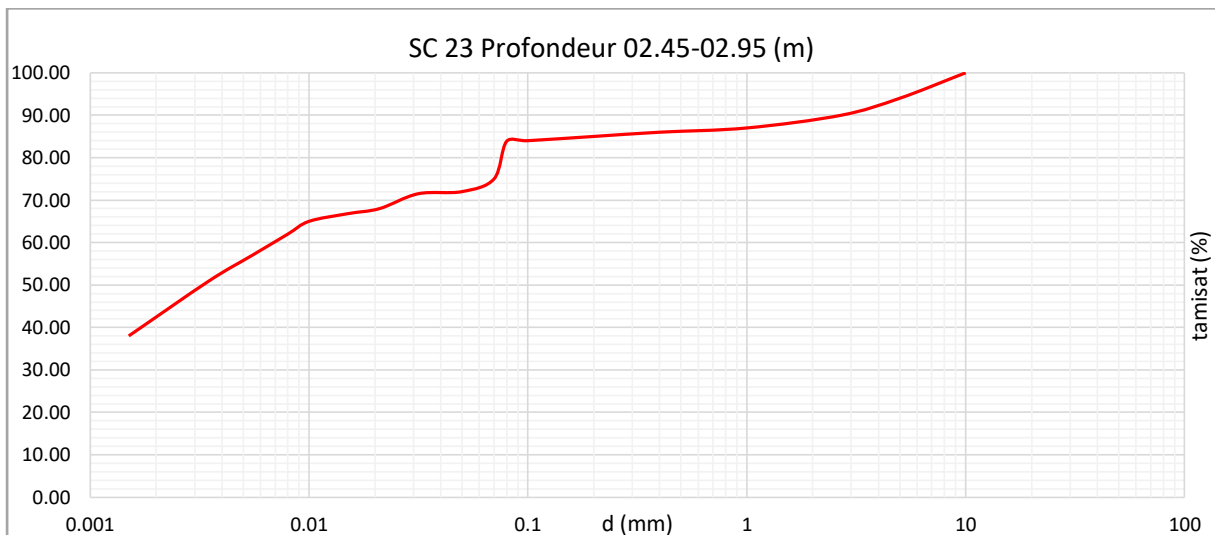


Figure 69 : Courbe granulométrique par tamisage SC 23 (02.45-02.95 m).

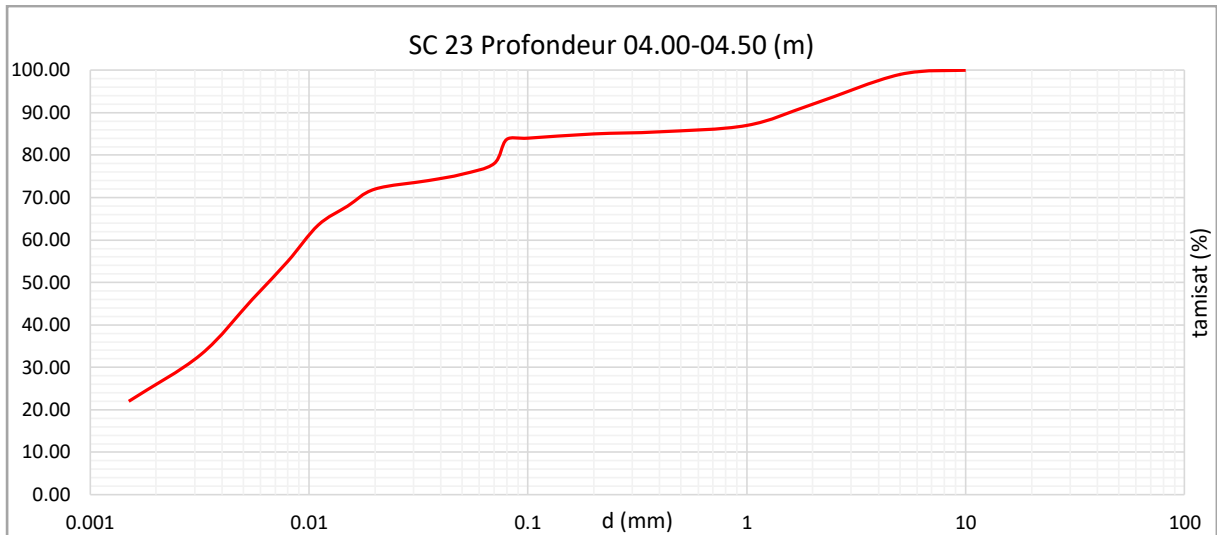


Figure 70 : Courbe granulométrique par tamisage SC 23 (04.00-04.50 m).

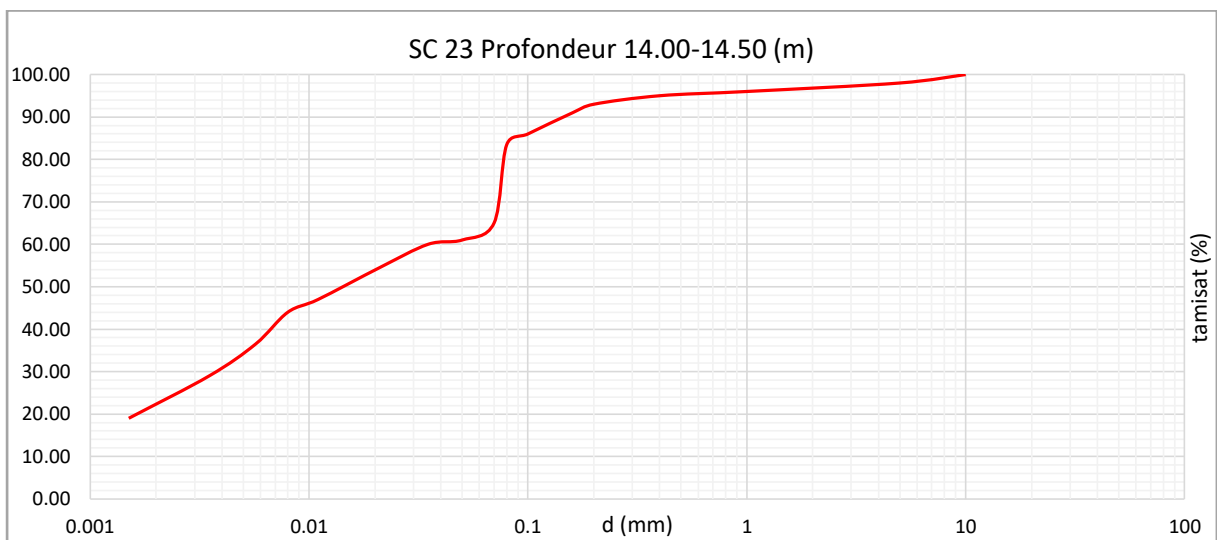


Figure 71 : Courbe granulométrique par tamisage SC 23 (14.00-14.50 m).

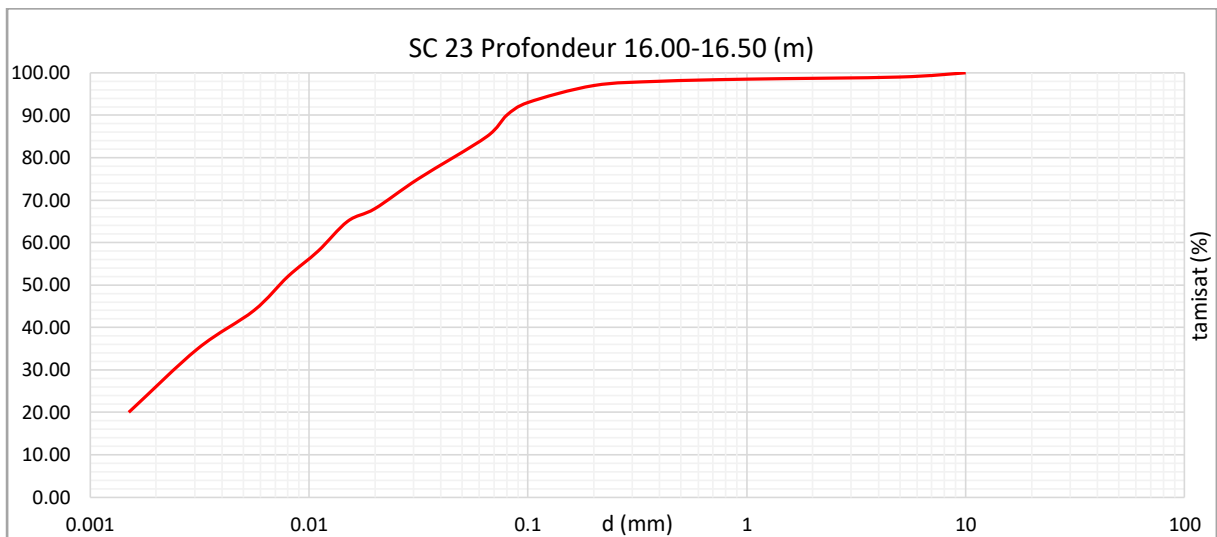


Figure 72 : Courbe granulométrique par tamisage SC 23 (16.00-16.50 m).

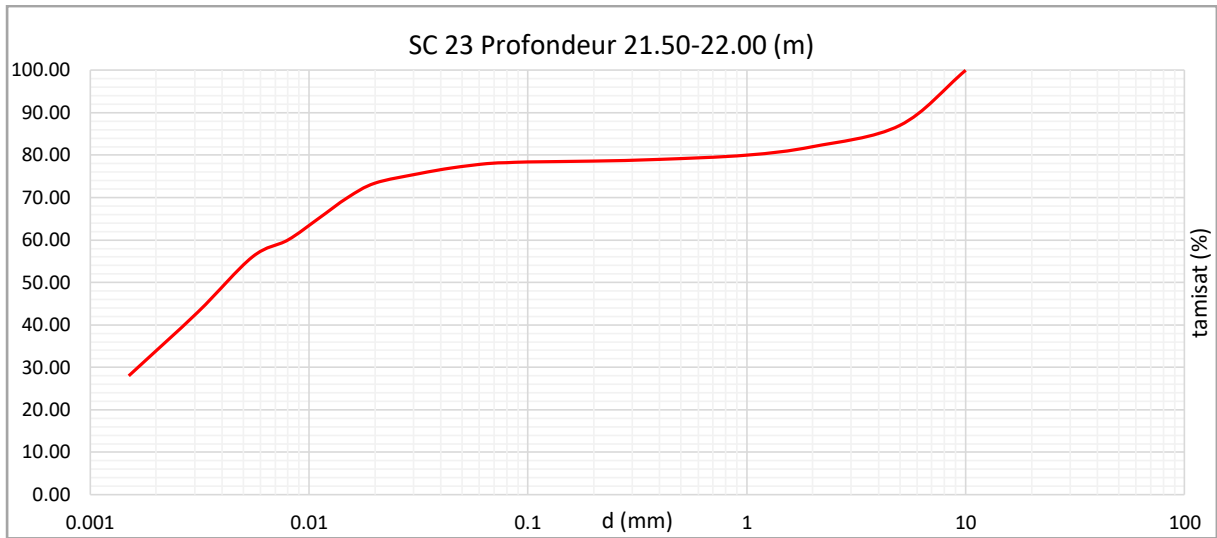


Figure 73 : Courbe granulométrique par tamisage SC 23 (21.50-22.00 m).

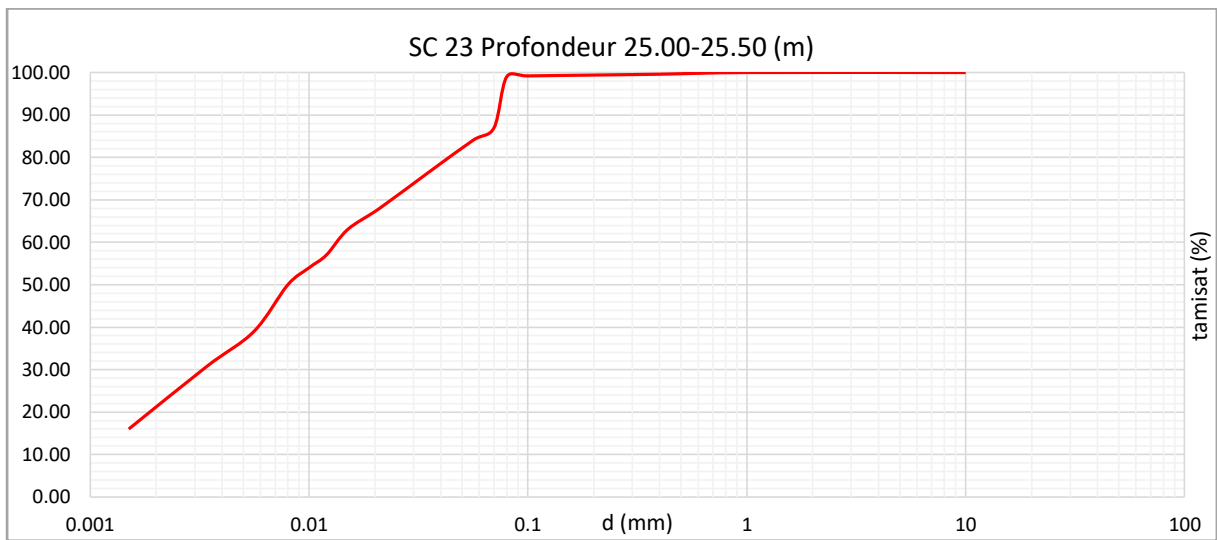


Figure 74 : Courbe granulométrique par tamisage SC 23 (25.00-25.50 m).

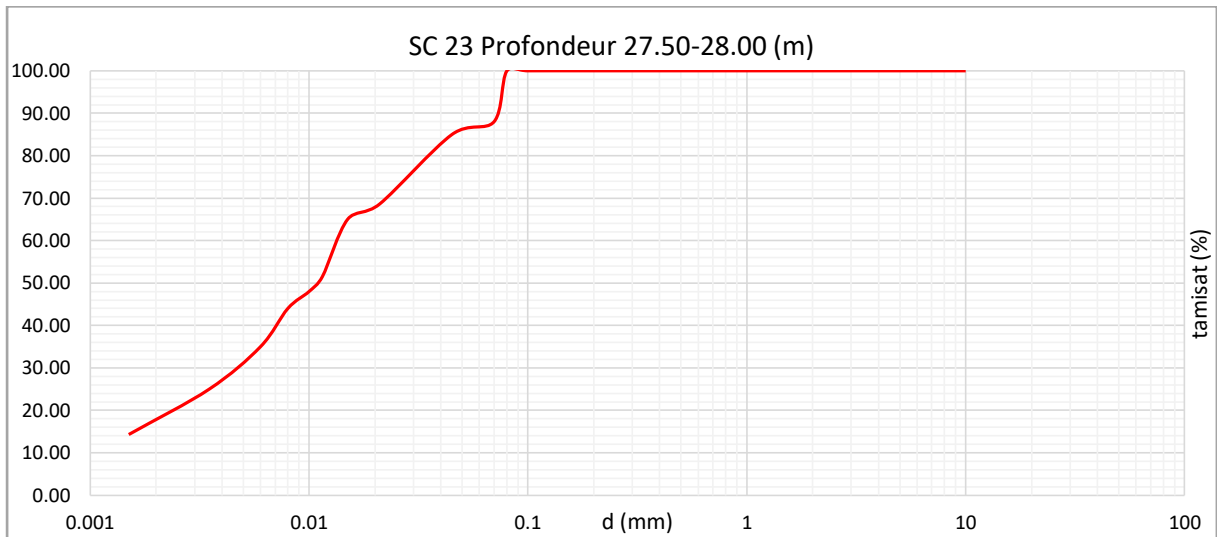


Figure 75 : Courbe granulométrique par tamisage SC 23 (27.50-28.00 m).

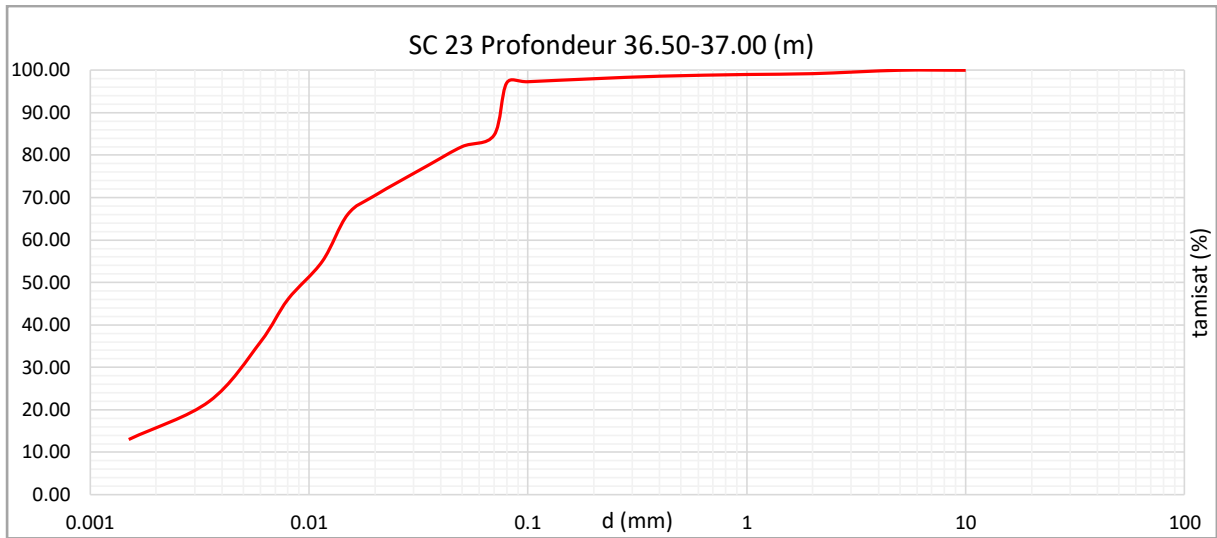


Figure 76 : Courbe granulométrique par tamisage SC 23 (36.50-37.00 m).

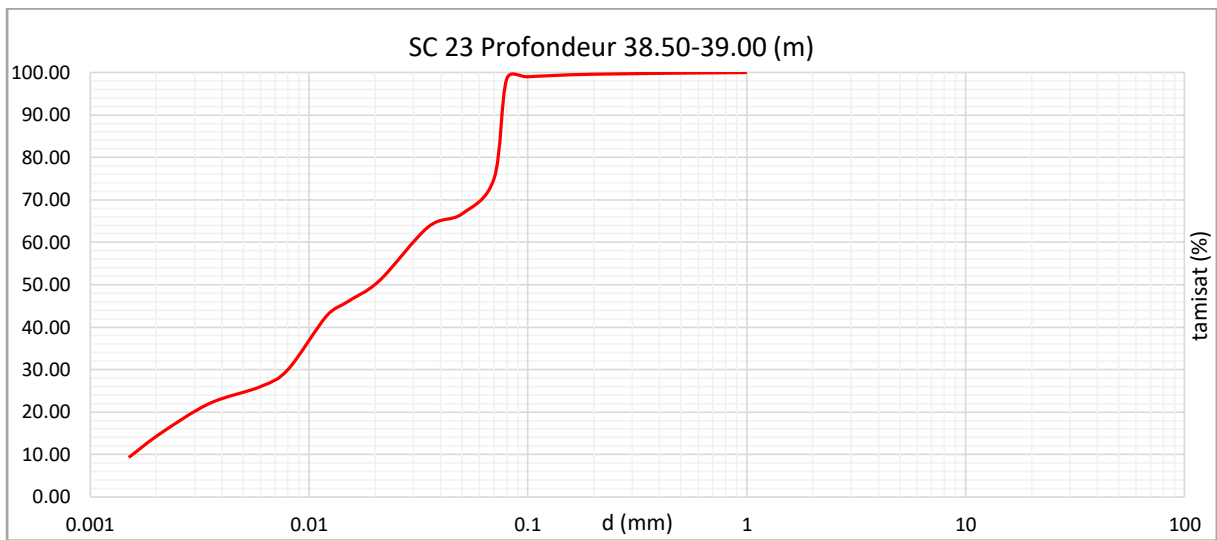


Figure 77 : Courbe granulométrique par tamisage SC 23 (38.50-39.00 m).

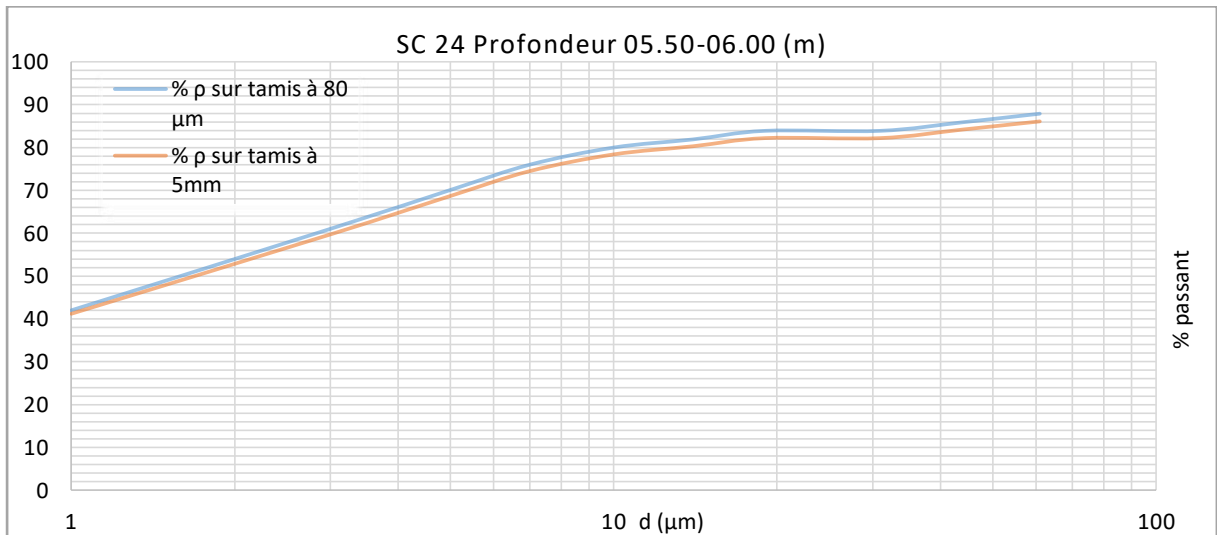


Figure 78 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 24 (05.50-06.00 m).

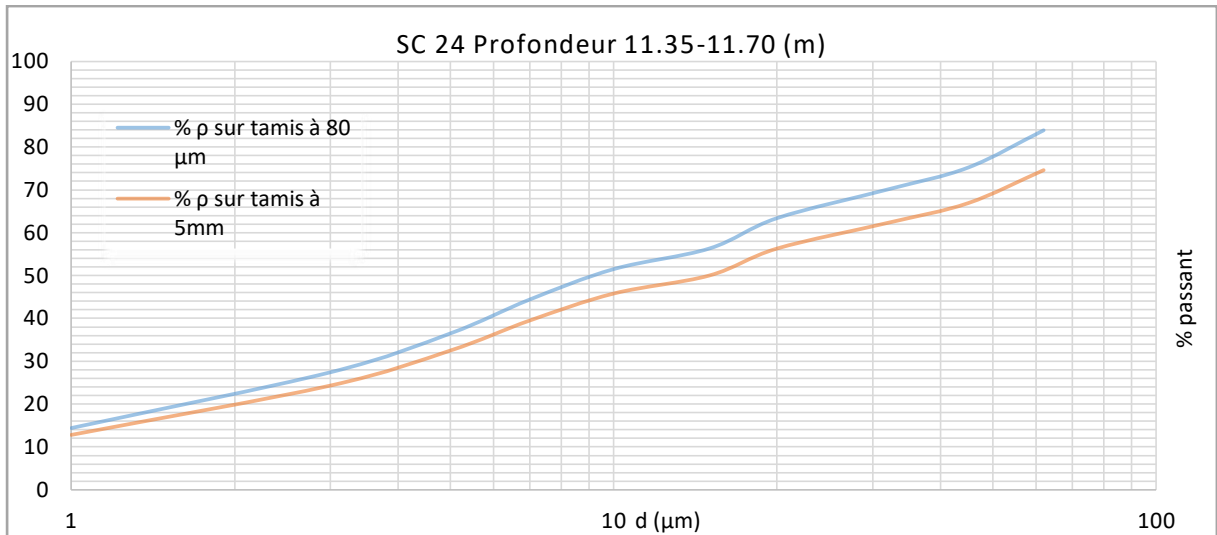


Figure 79 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 24 (11.35-11.70 m).

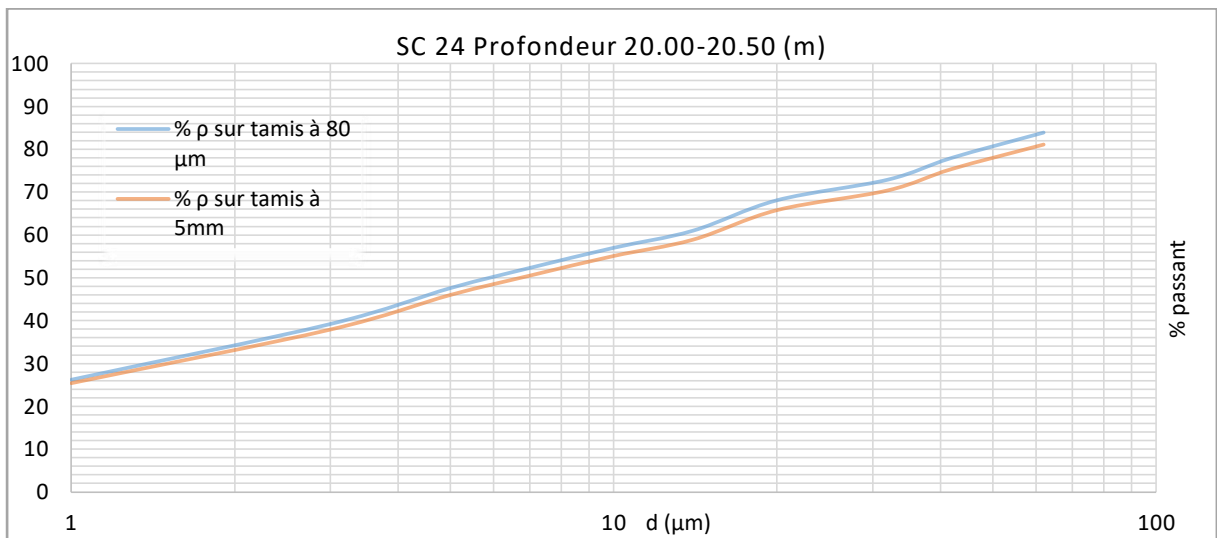


Figure 80 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 24 (20.00-20.50 m).

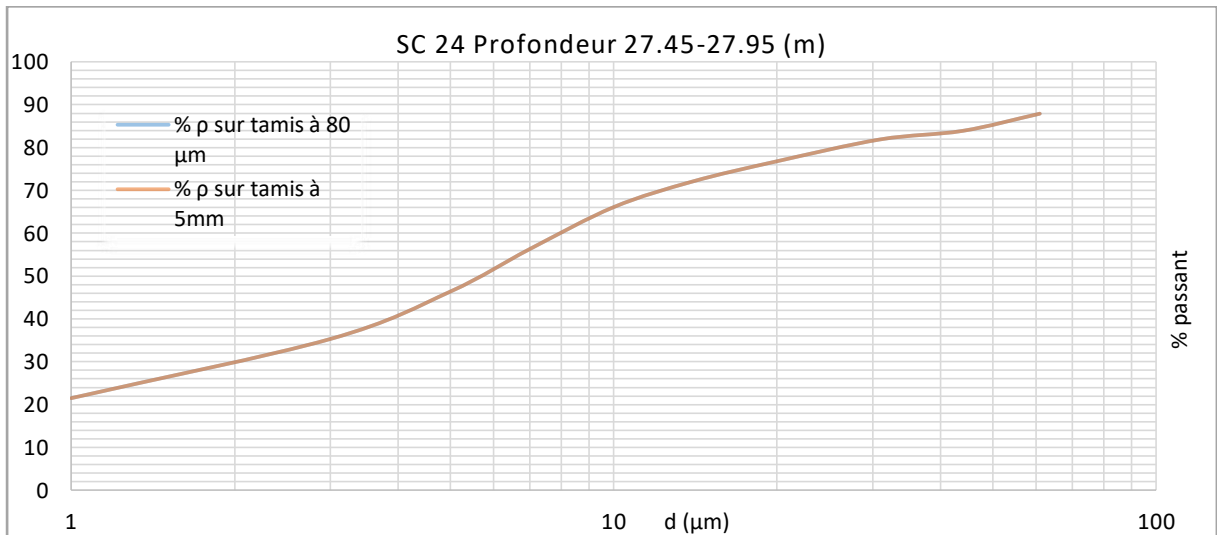


Figure 81 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 24 (27.45-27.95 m).

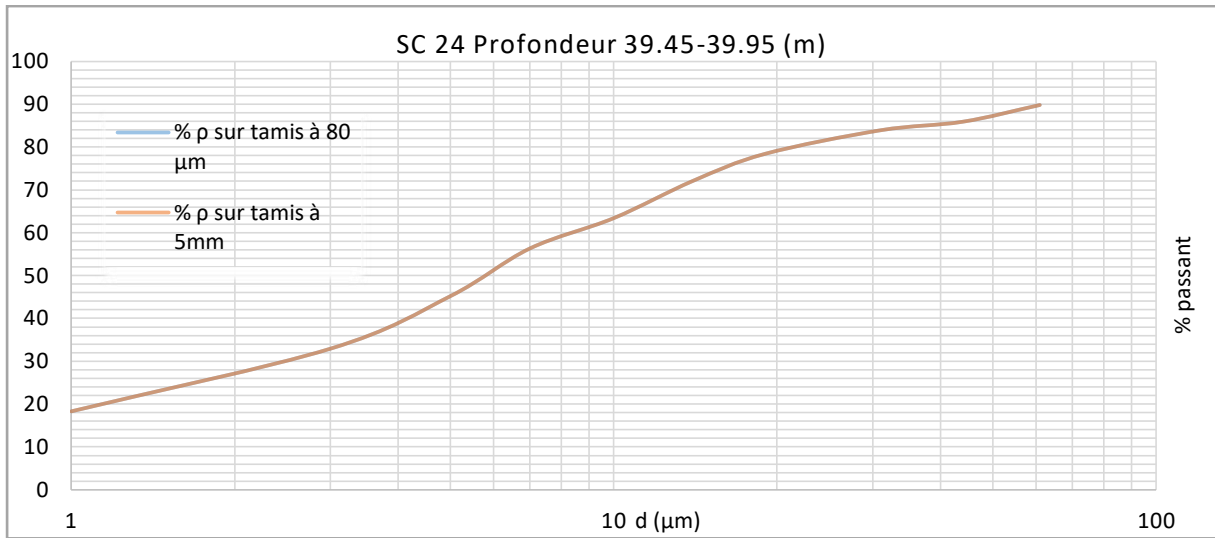


Figure 82 : Courbe granulométrique par sédimentation SC 24 (39.45-39.95 m).

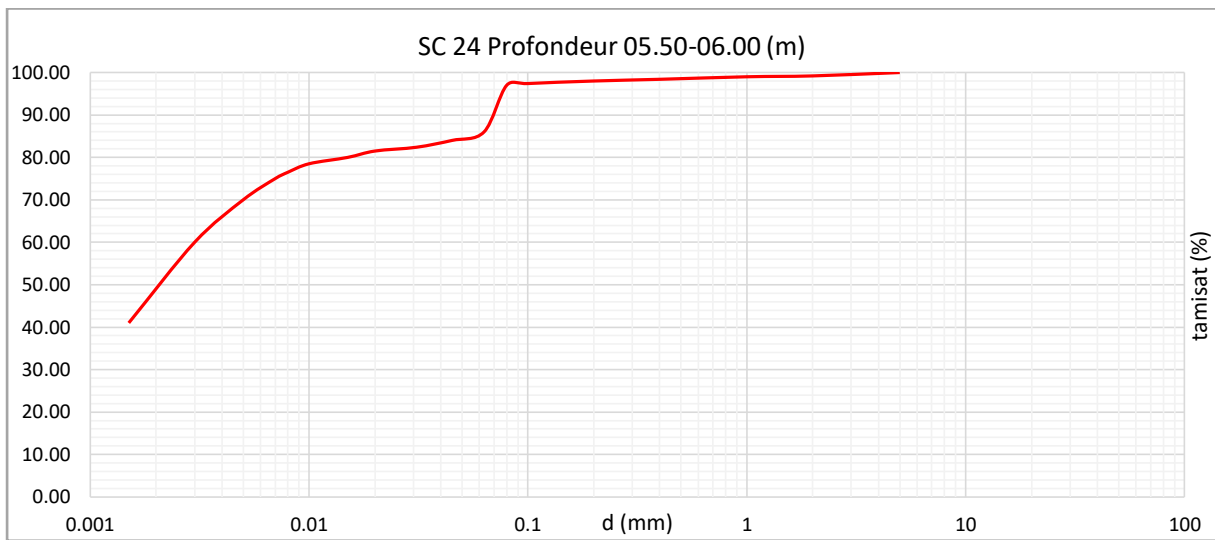


Figure 83 : Courbe granulométrique par tamisage SC 24 (05.50-06.00 m).

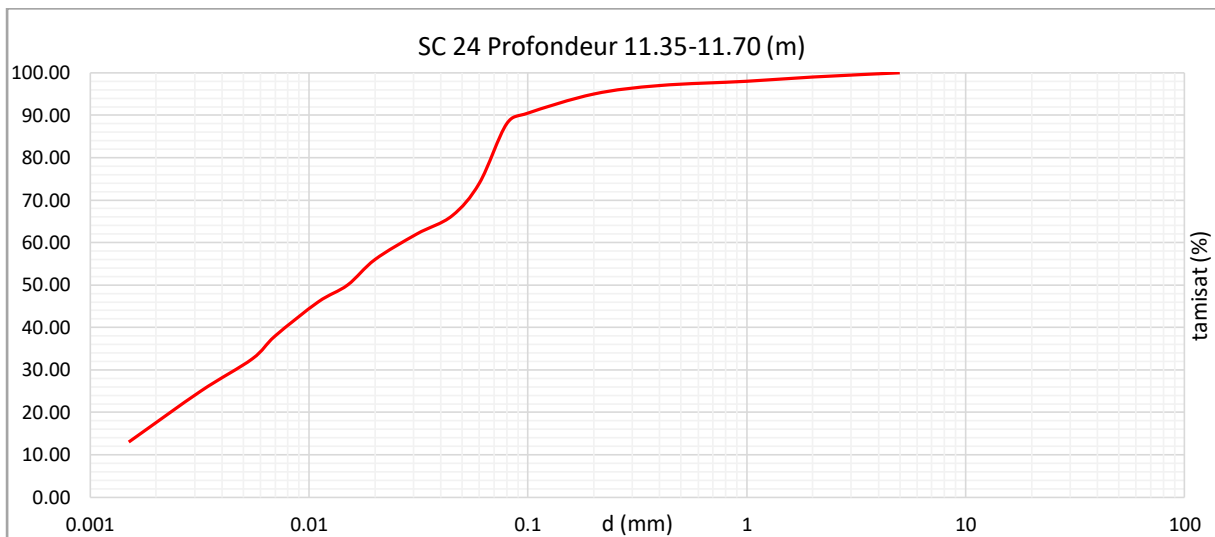


Figure 84 : Courbe granulométrique par tamisage SC 24 (11.35-11.70 m).

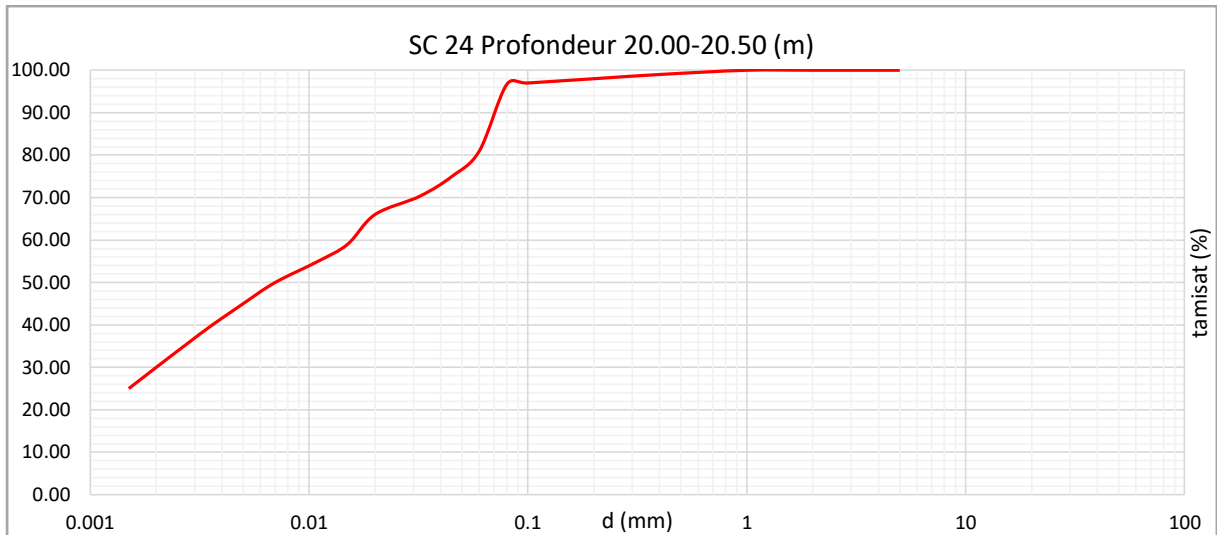


Figure 85 : Courbe granulométrique par tamisage SC 24 (20.00-20.50 m).

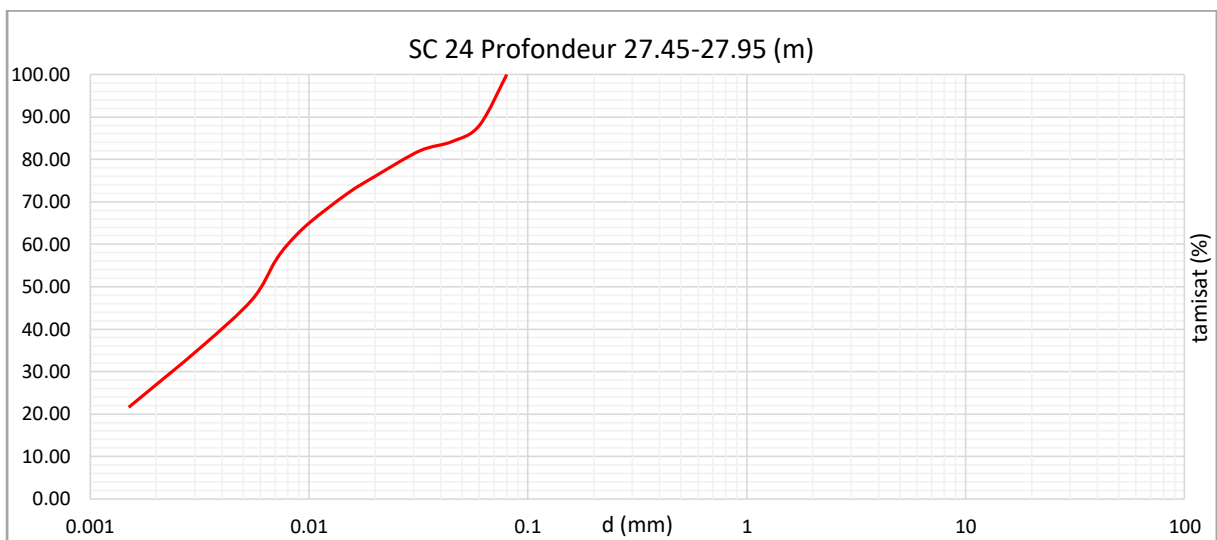


Figure 86 : Courbe granulométrique par tamisage SC 24 (27.45-27.95 m).

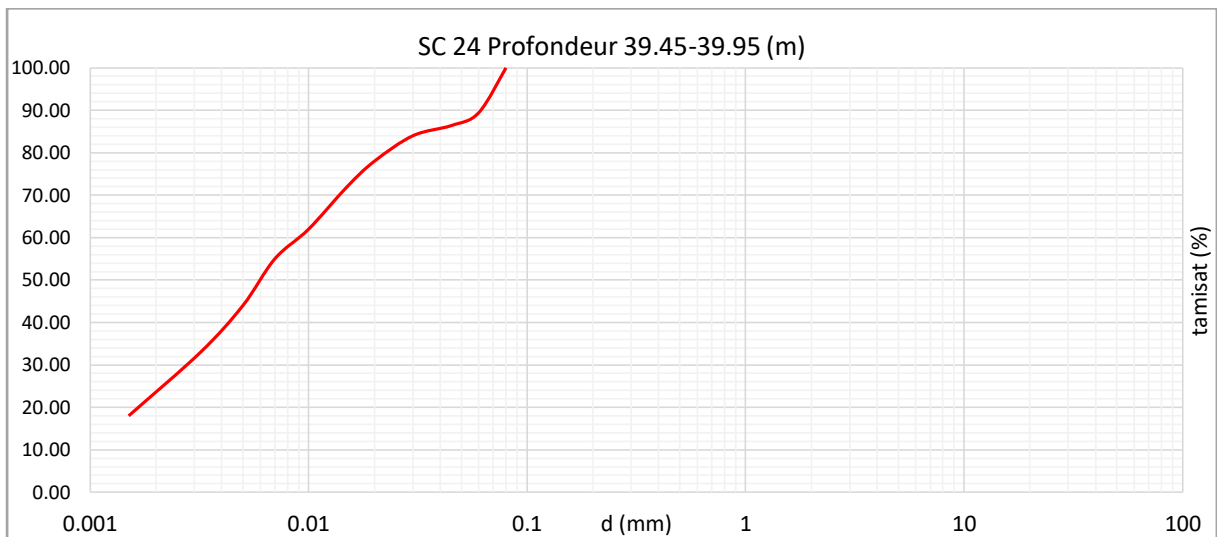


Figure 87 : Courbe granulométrique par tamisage SC 24 (39.45-39.95 m).

Annexe 04

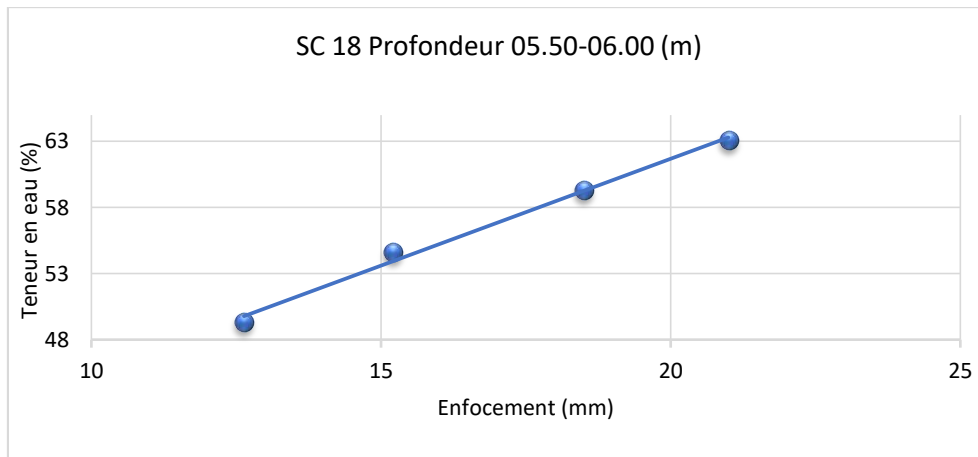


Figure 1 : Résultats de la limite de liquidité (SC 18 profondeur 05.50-06.00).

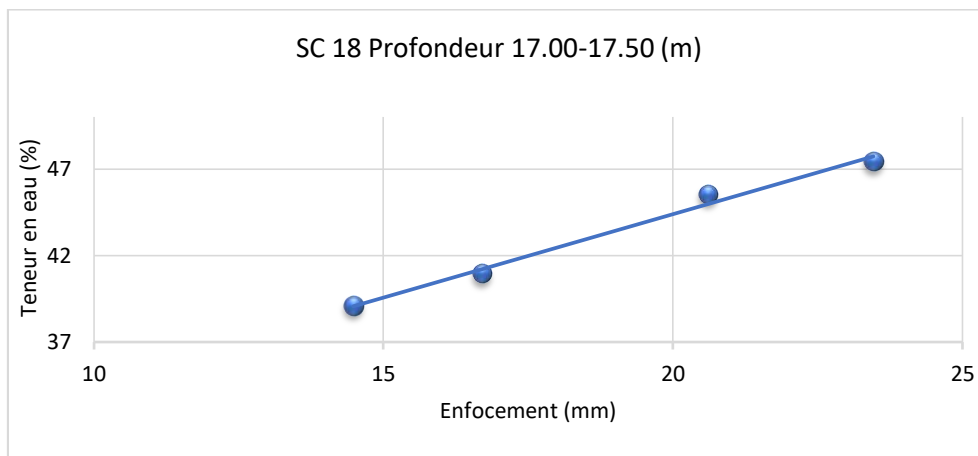


Figure 2 : Résultats de la limite de liquidité (SC 18 profondeur 17.00-17.50).

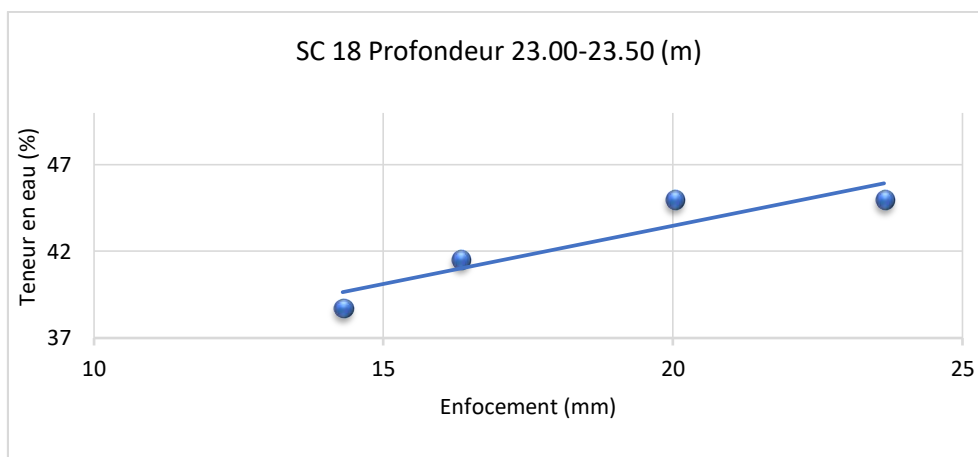


Figure 3 : Résultats de la limite de liquidité (SC 18 profondeur 23.00-23.50).

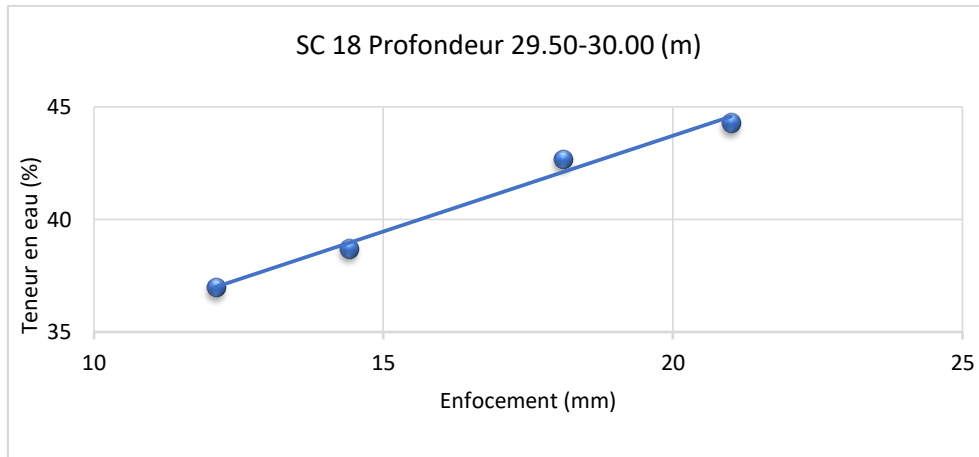


Figure 4 : Résultats de la limite de liquidité (SC 18 profondeur 29.50-30.00).

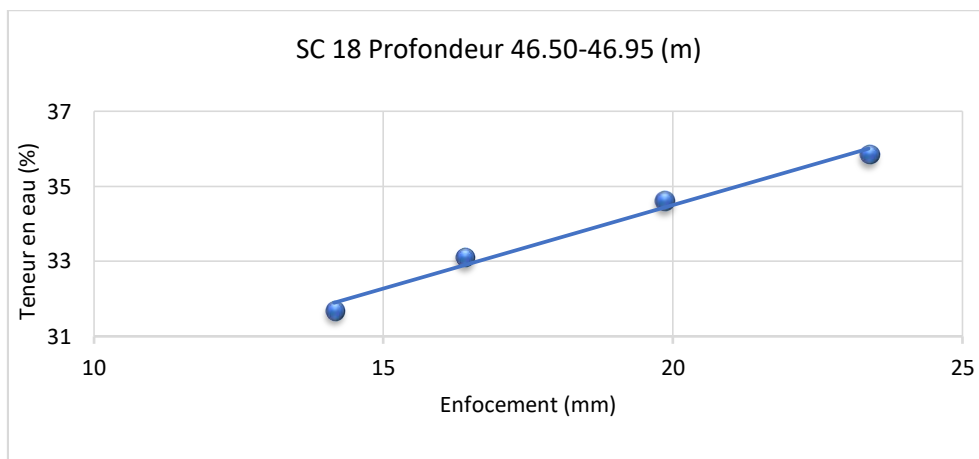


Figure 5 : Résultats de la limite de liquidité (SC 18 profondeur 46.50-46.95).

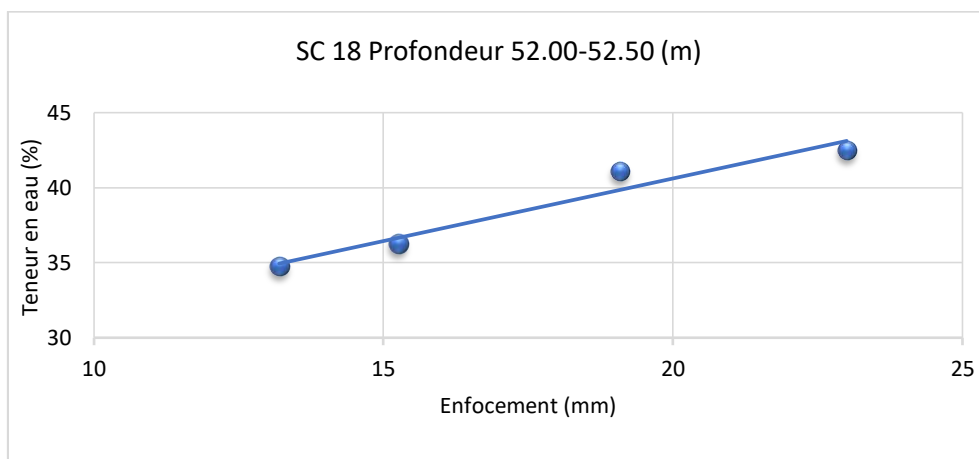


Figure 6 : Résultats de la limite de liquidité (SC 18 profondeur 52.00-52.50).

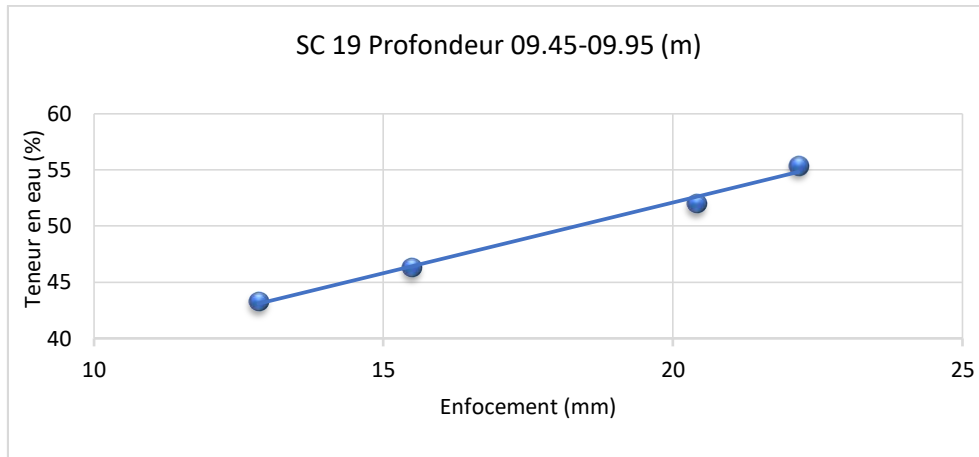


Figure 7 : Résultats de la limite de liquidité (SC 19 profondeur 09.45-09.95).

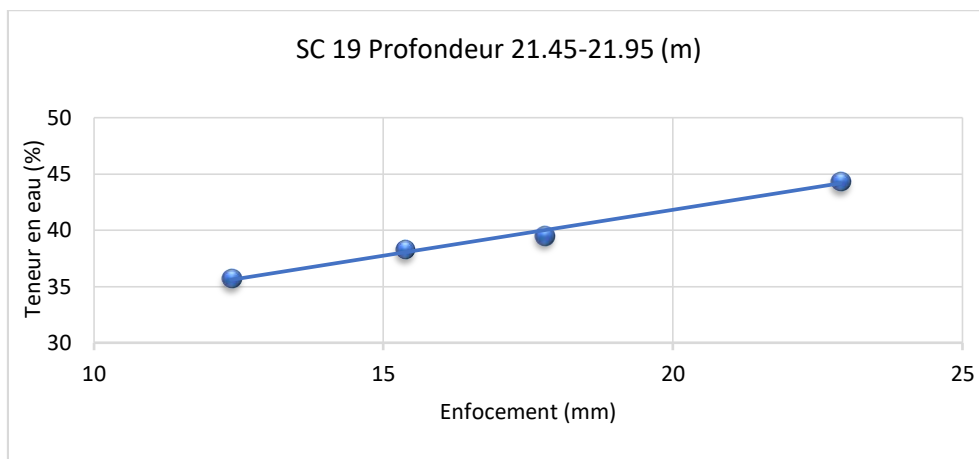


Figure 8 : Résultats de la limite de liquidité (SC 19 profondeur 21.45-21.95).

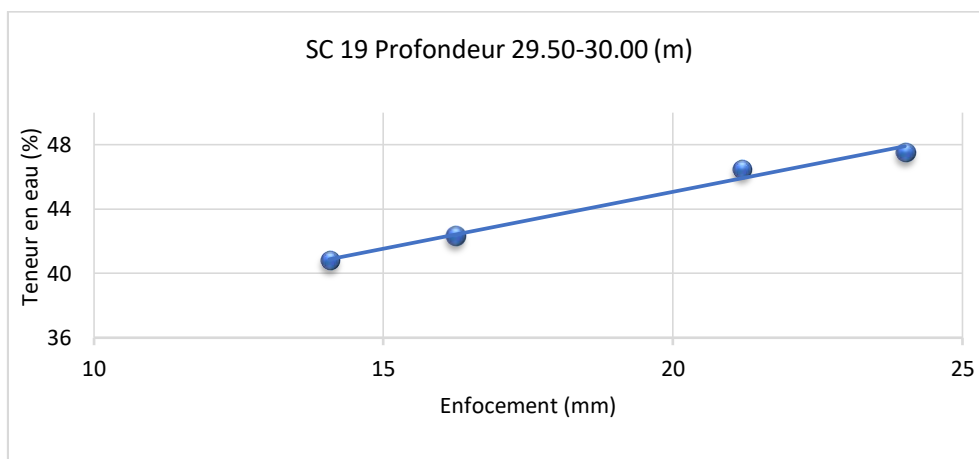


Figure 9 : Résultats de la limite de liquidité (SC 19 profondeur 29.50-30.00).

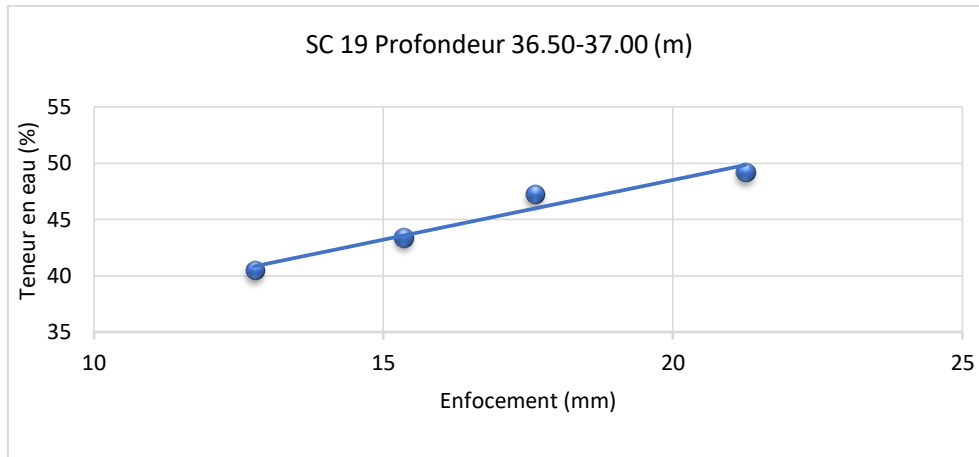


Figure 10 : Résultats de la limite de liquidité (SC 19 profondeur 36.50-37.00).

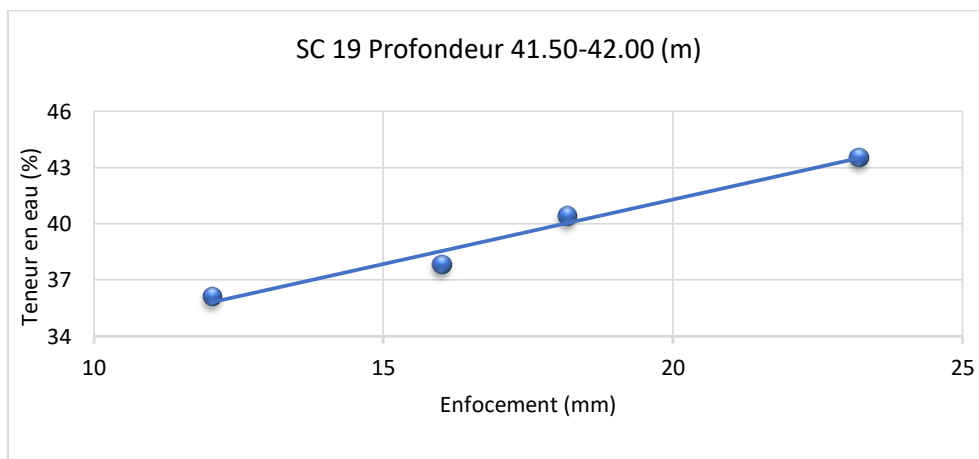


Figure 11 : Résultats de la limite de liquidité (SC 19 profondeur 41.50-42.00).

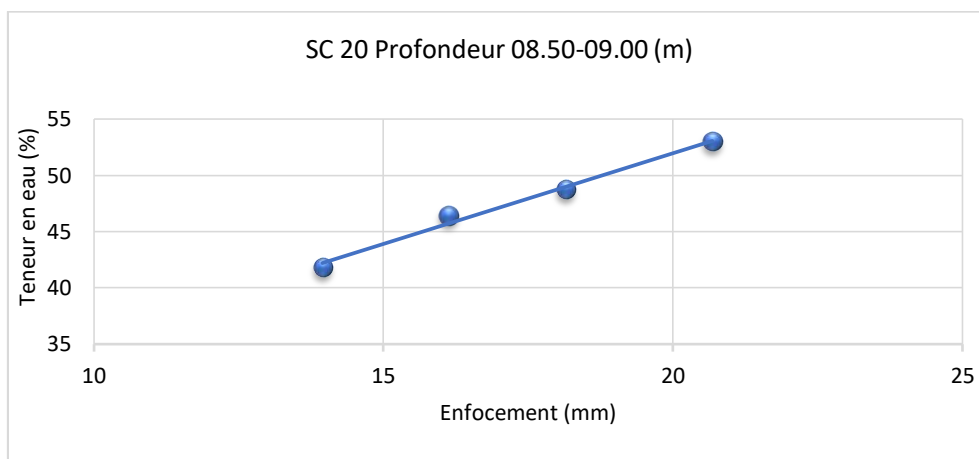


Figure 12 : Résultats de la limite de liquidité (SC 20 profondeur 08.50-09.00).

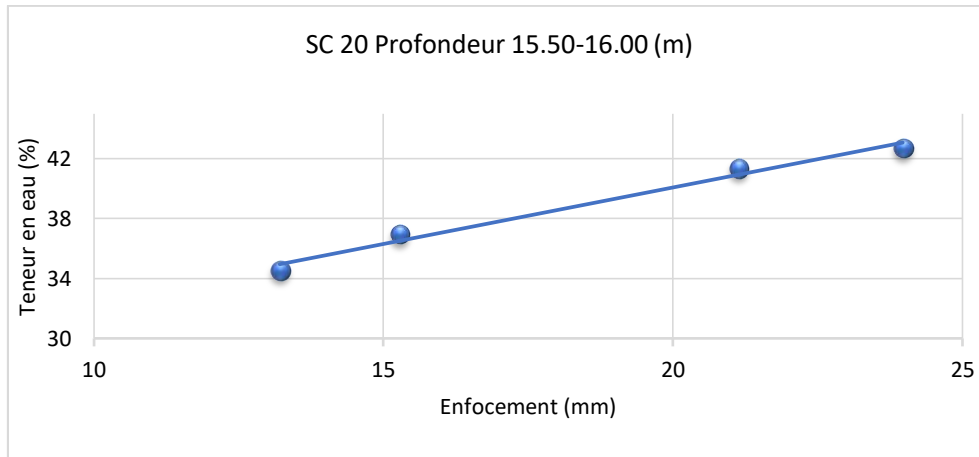


Figure 13 : Résultats de la limite de liquidité (SC 20 profondeur 15.50-16.00).

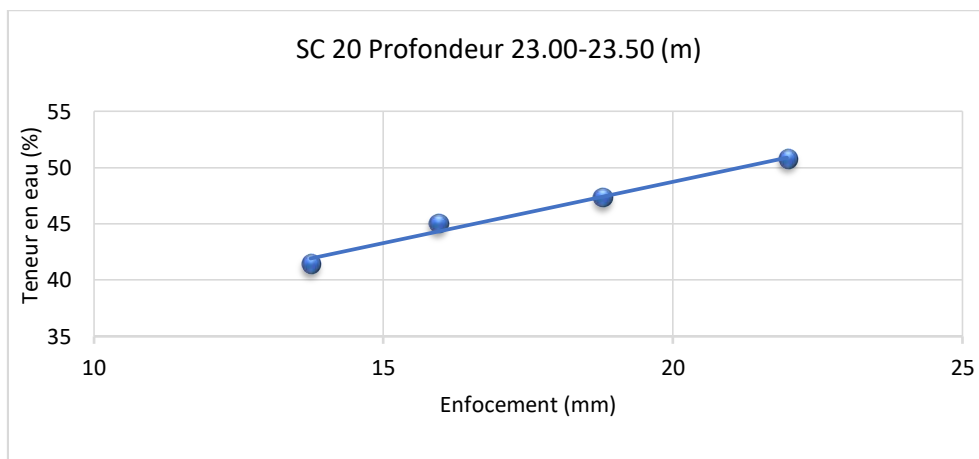


Figure 14 : Résultats de la limite de liquidité (SC 20 profondeur 23.00-23.50).

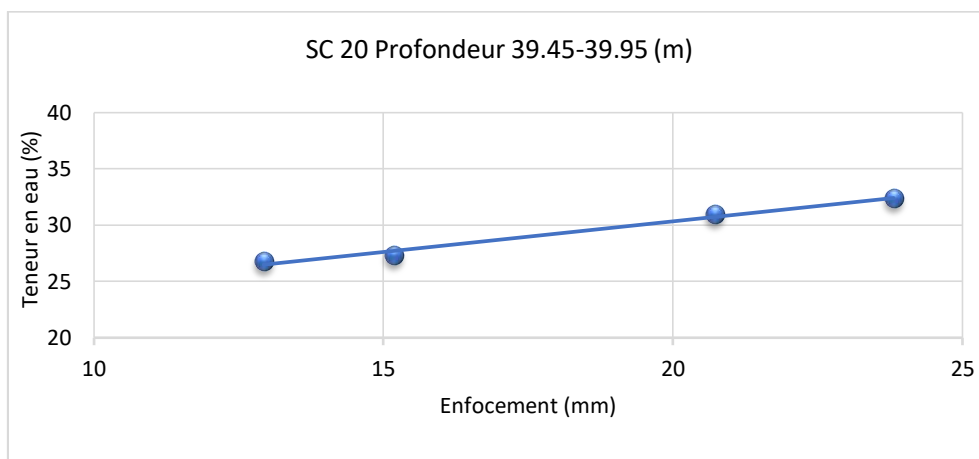


Figure 15 : Résultats de la limite de liquidité (SC 20 profondeur 39.45-39.95).

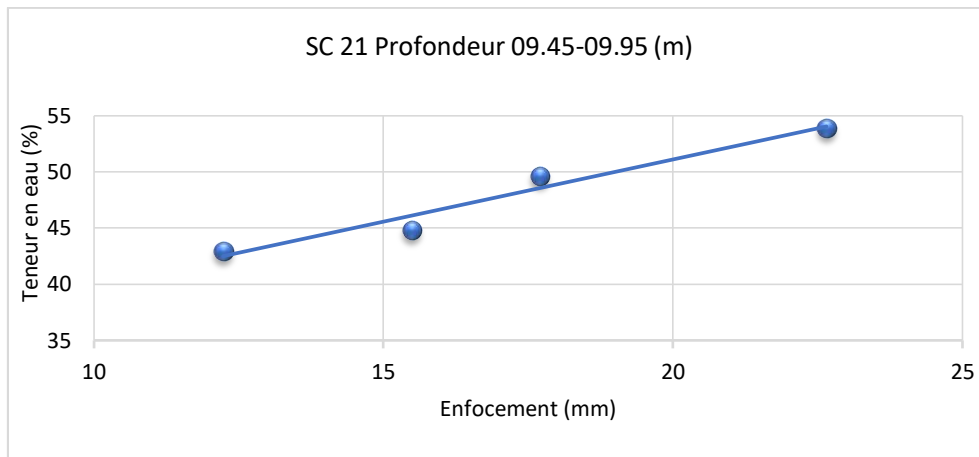


Figure 16 : Résultats de la limite de liquidité (SC 21 profondeur 09.45-09.95).

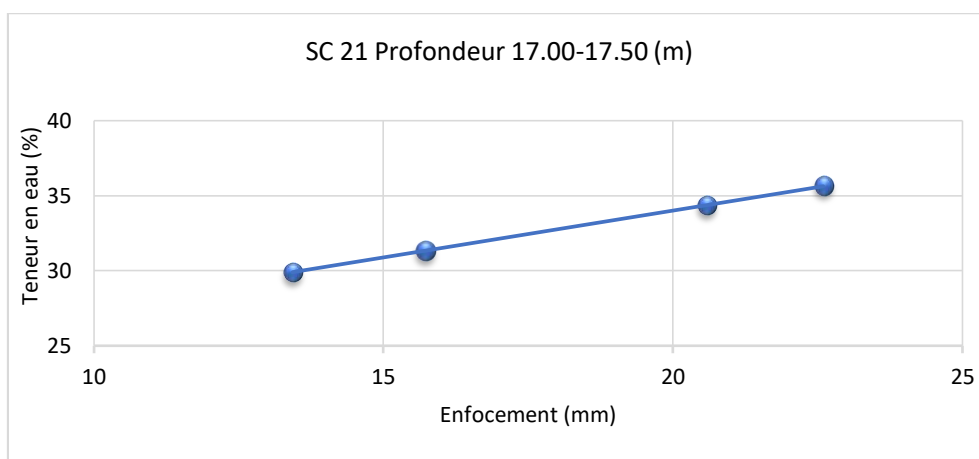


Figure 17 : Résultats de la limite de liquidité (SC 21 profondeur 17.00-17.50).

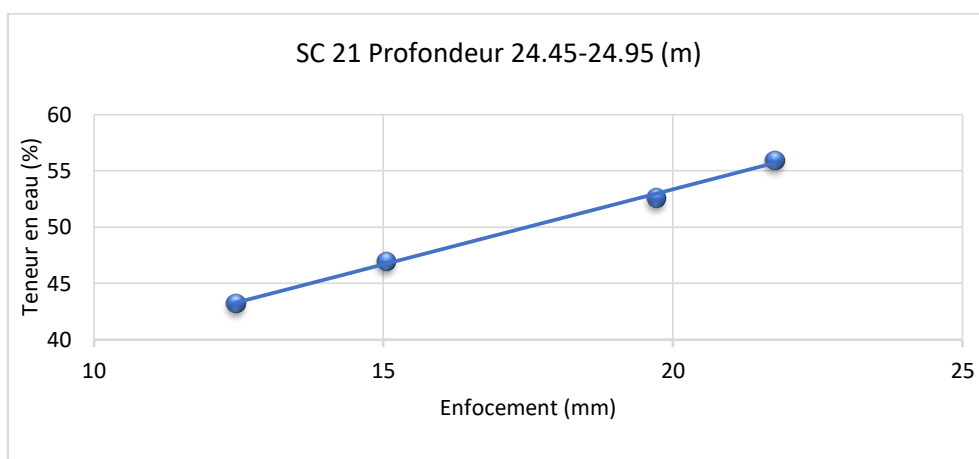


Figure 18 : Résultats de la limite de liquidité (SC 21 profondeur 24.45-24.95).

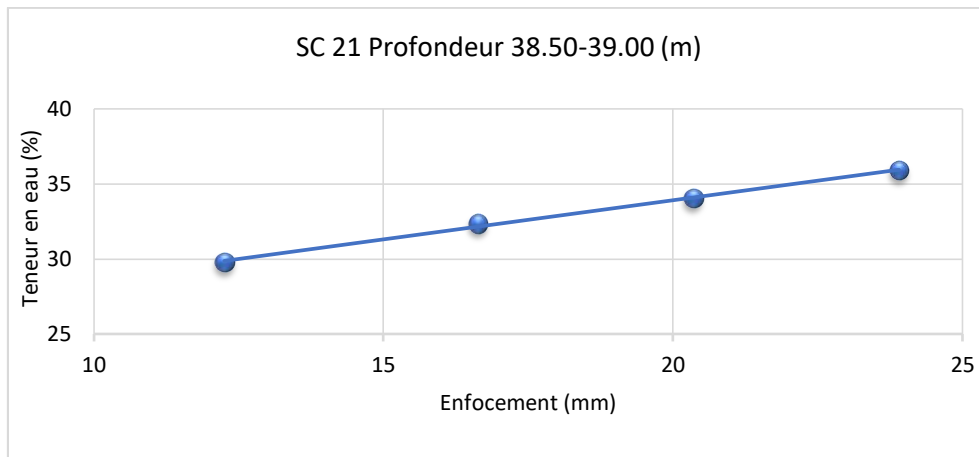


Figure 19 : Résultats de la limite de liquidité (SC 21 profondeur 38.50-39.00).

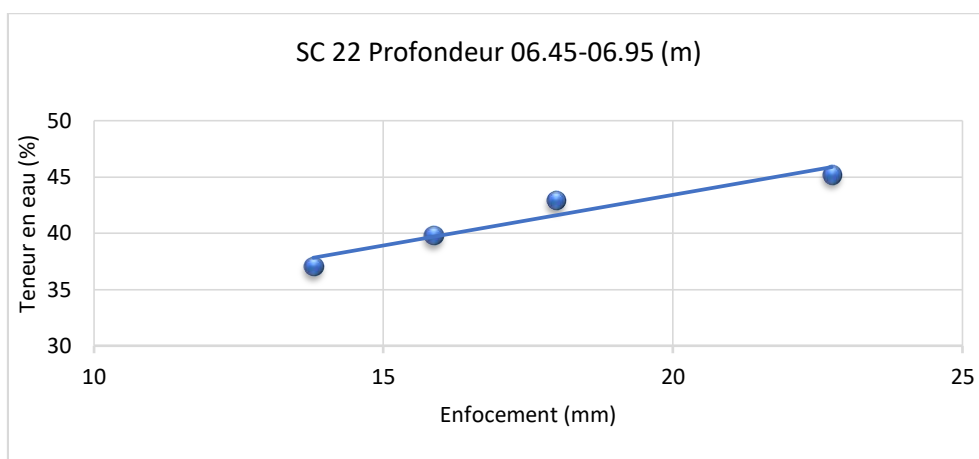


Figure 20 : Résultats de la limite de liquidité (SC 22 profondeur 06.45-06.95).

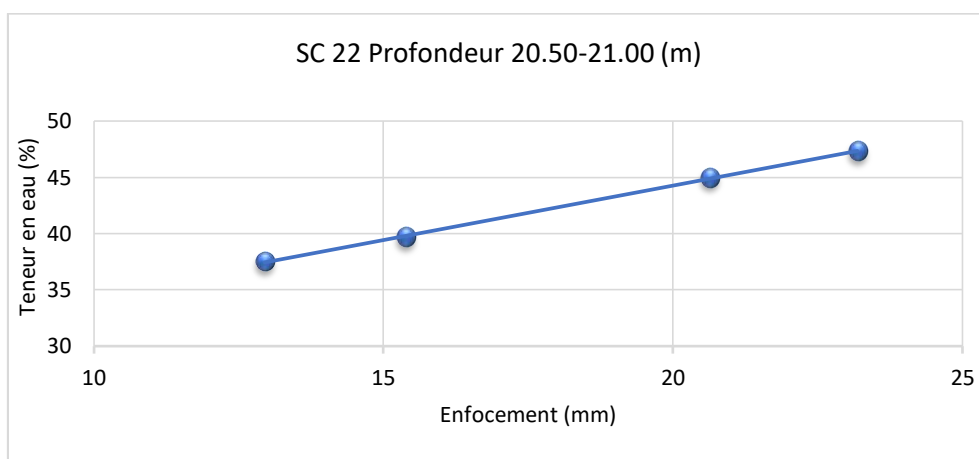


Figure 21 : Résultats de la limite de liquidité (SC 22 profondeur 20.50-21.00).

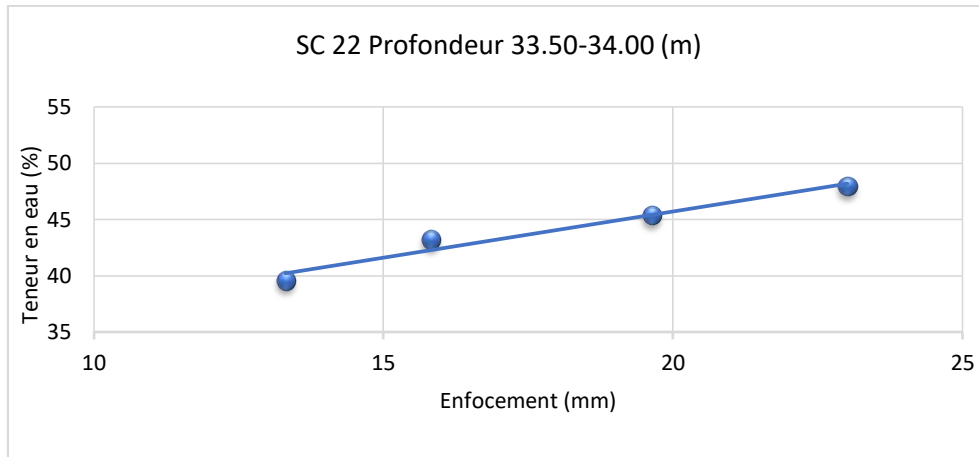


Figure 22 : Résultats de la limite de liquidité (SC 22 profondeur 33.50-34.00).

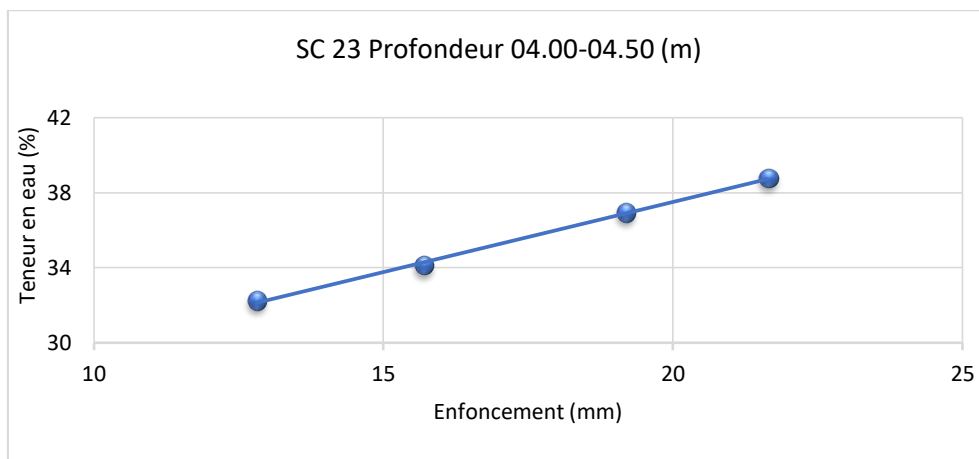


Figure 23 : Résultats de la limite de liquidité (SC 23 profondeur 04.00-04.50).

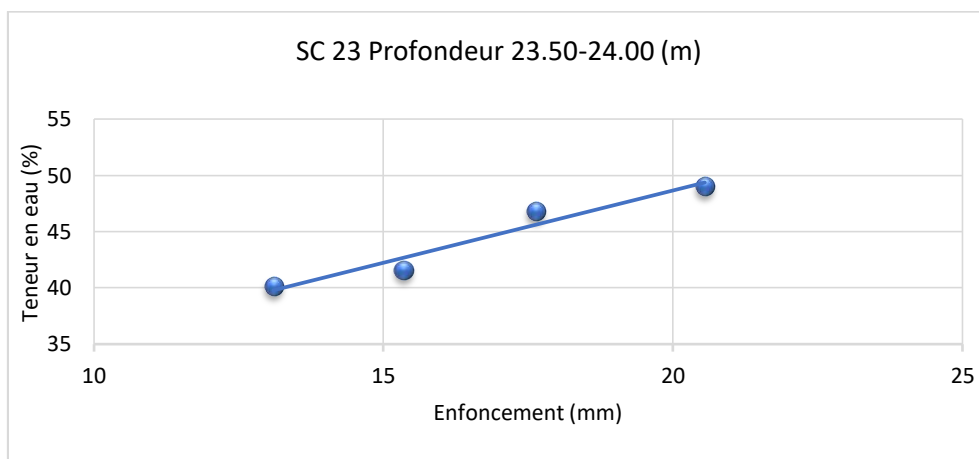


Figure 24 : Résultats de la limite de liquidité (SC 23 profondeur 23.50-24.00).

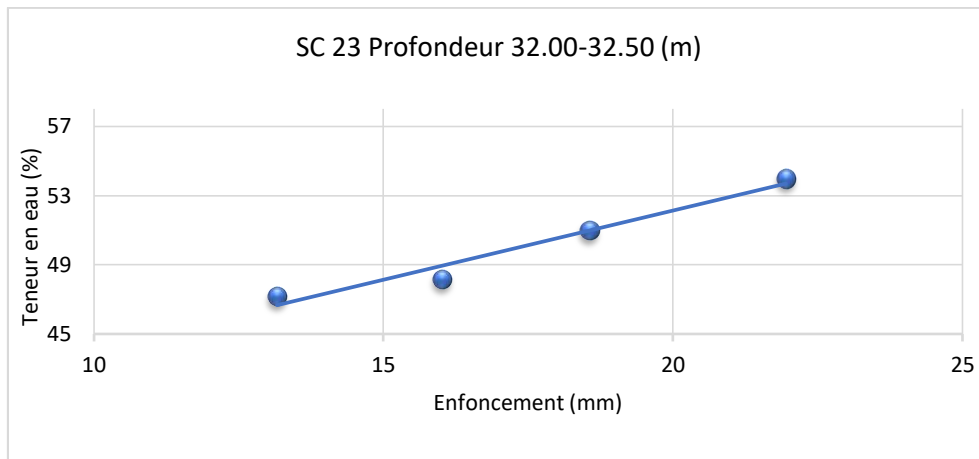


Figure 25 : Résultats de la limite de liquidité (SC 23 profondeur 32.00-32.50).

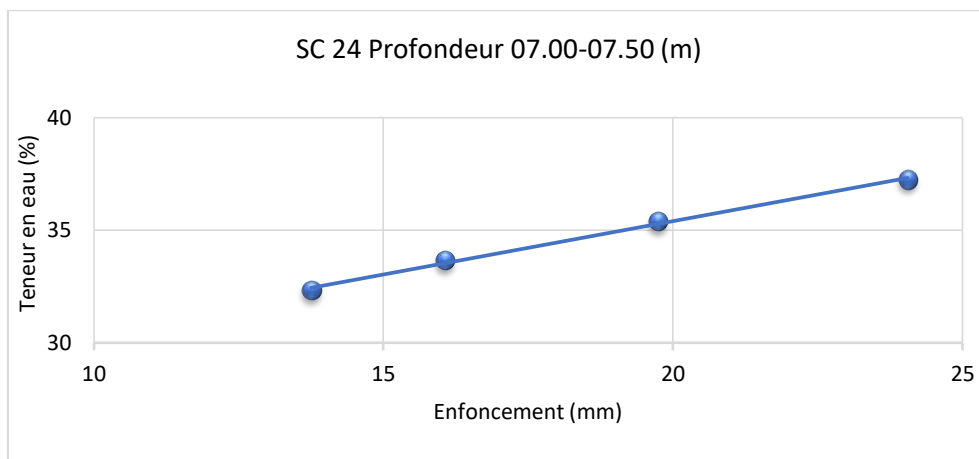


Figure 26 : Résultats de la limite de liquidité (SC 24 profondeur 07.00-07.50).

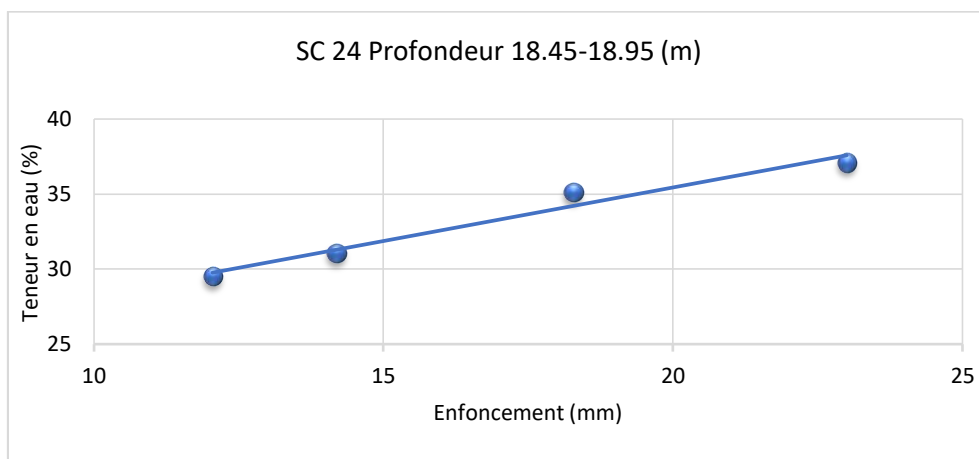


Figure 27 : Résultats de la limite de liquidité (SC 24 profondeur 18.45-18.95).

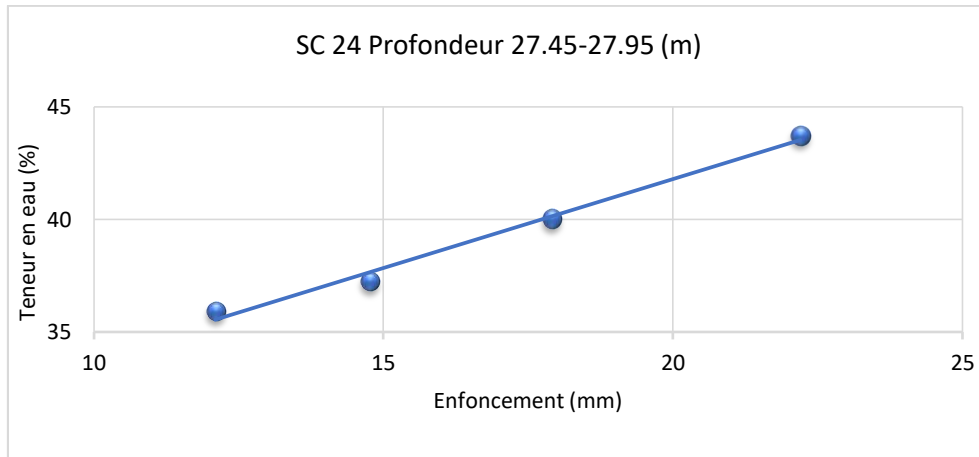


Figure 28 : Résultats de la limite de liquidité (SC 24 profondeur 27.45-27.95).

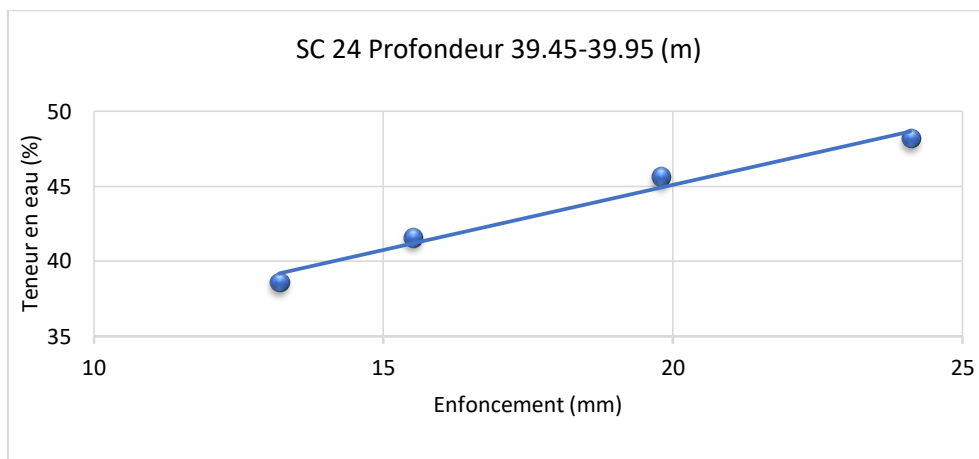


Figure 30 : Résultats de la limite de liquidité (SC 24 profondeur 39.45-39.95).

Annexe 05

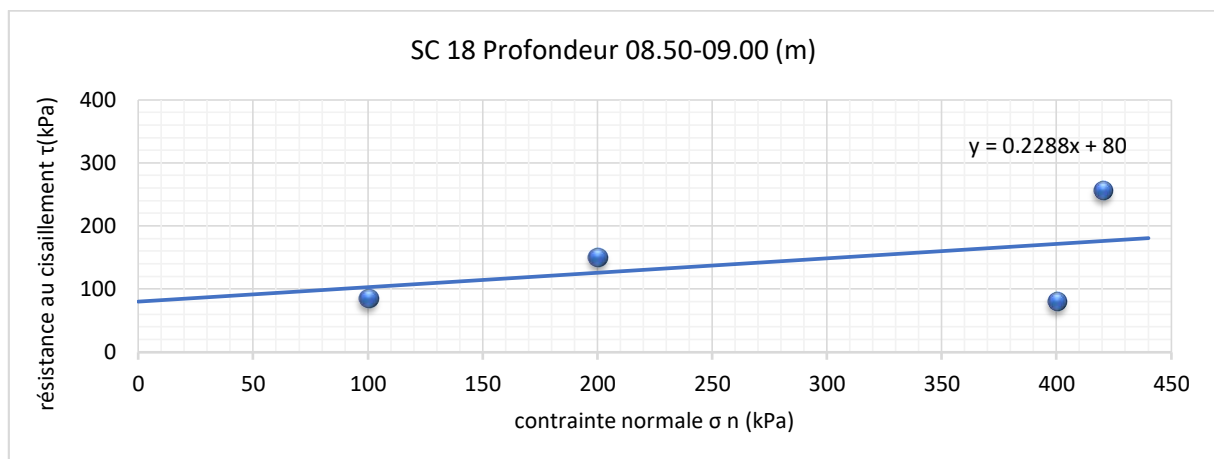


Figure 1 : Courbe intrinsèque résistance au cisaillement/contrainte normale (SC18 :08.50-09.00).

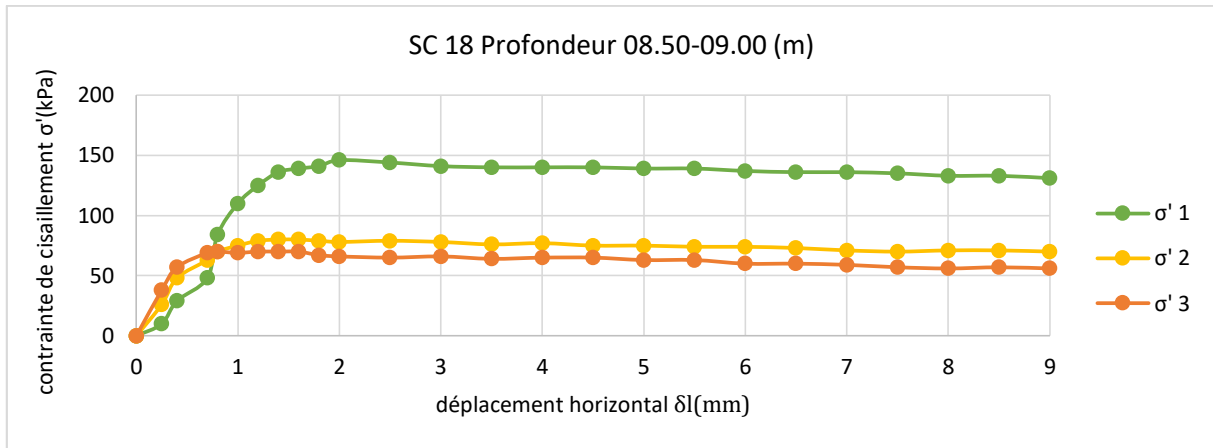


Figure 2 : Courbe intrinsèque contrainte de cisaillement/déplacement horizontal (SC18 :08.50-09.00).

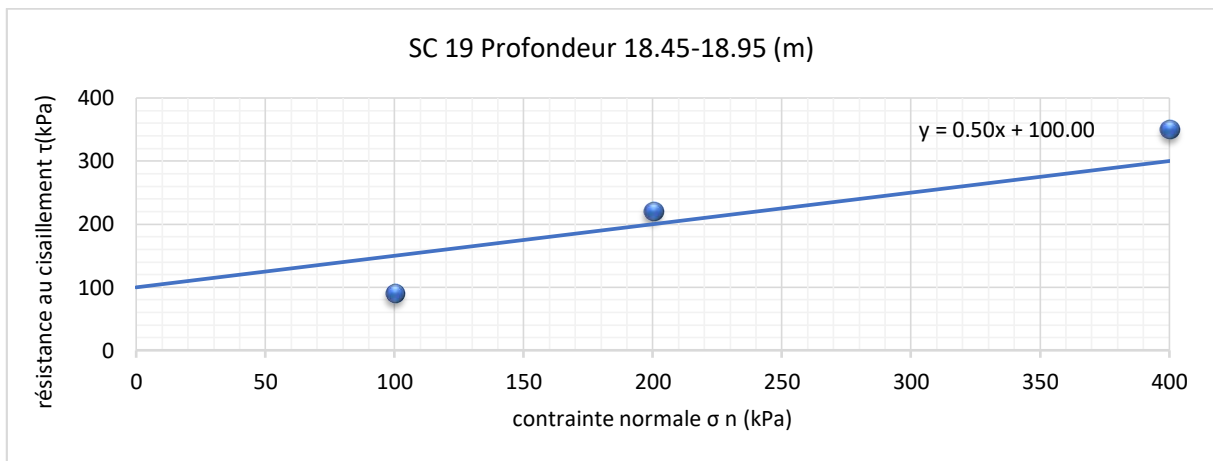


Figure 3 : Courbe intrinsèque résistance au cisaillement/contrainte normale (SC19 :18.45-18.95).

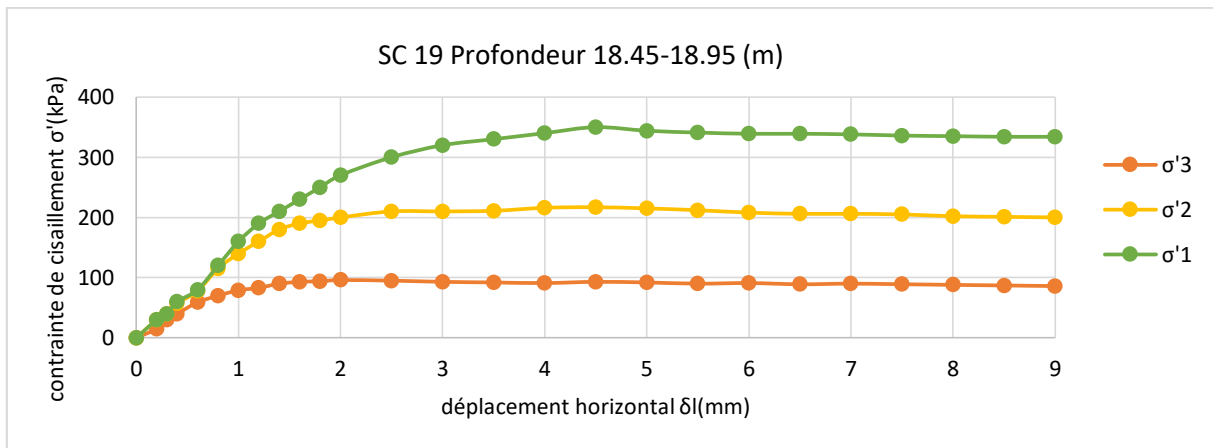


Figure 4 : Courbe intrinsèque contrainte de cisaillement/déplacement horizontal (SC19 :18.45-18.95).

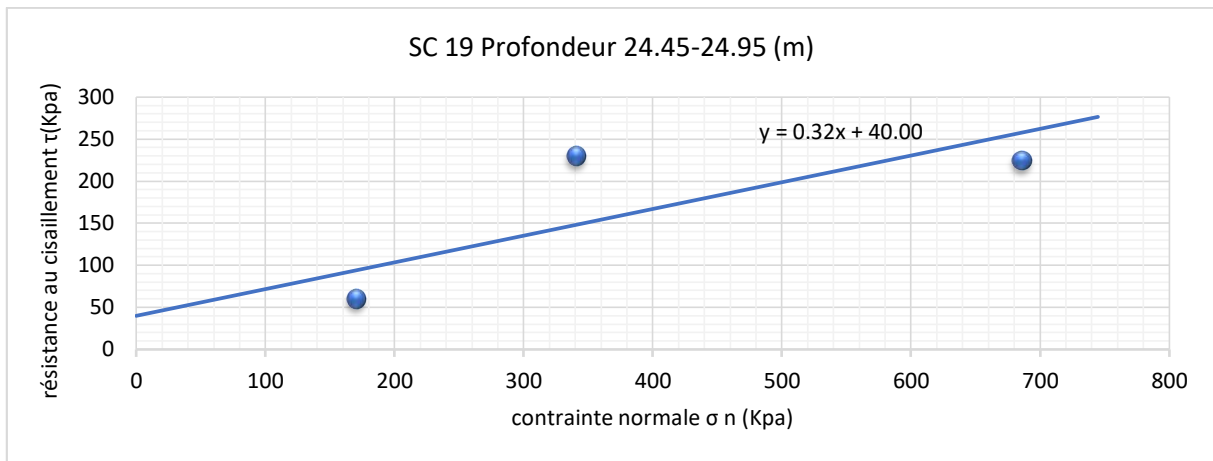


Figure 5 : Courbe intrinsèque résistance au cisaillement/contrainte normale (SC19 :24.45-24.95).

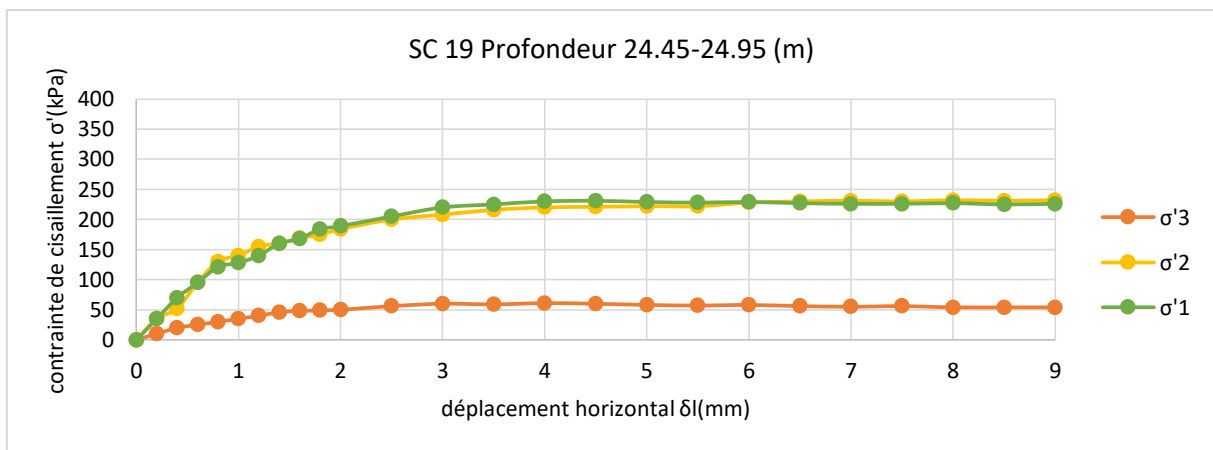


Figure 6 : Courbe intrinsèque contrainte de cisaillement/déplacement horizontal (SC19 :24.45-24.95).

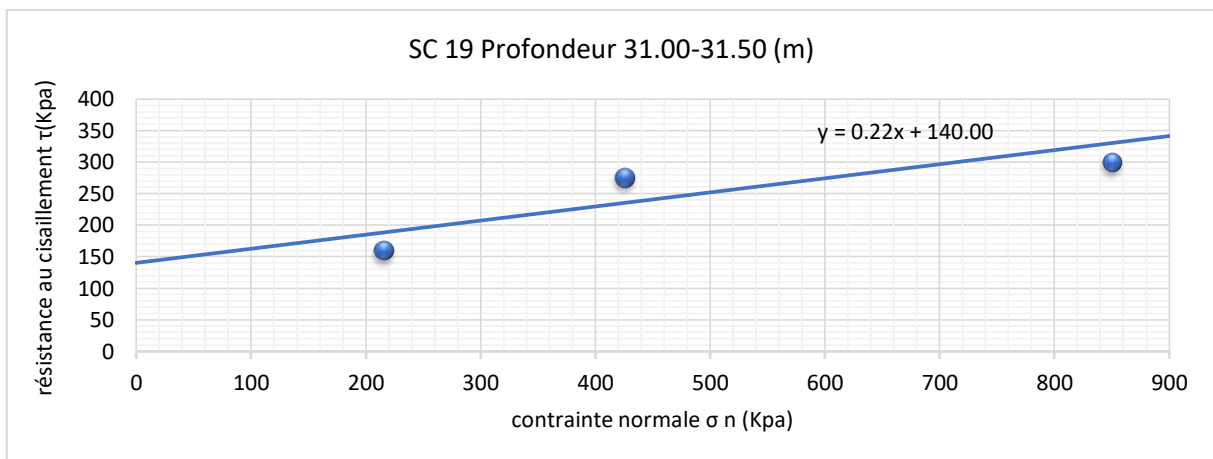


Figure 7 : Courbe intrinsèque résistance au cisaillement/contrainte normale (SC19 :31.00-31.50).

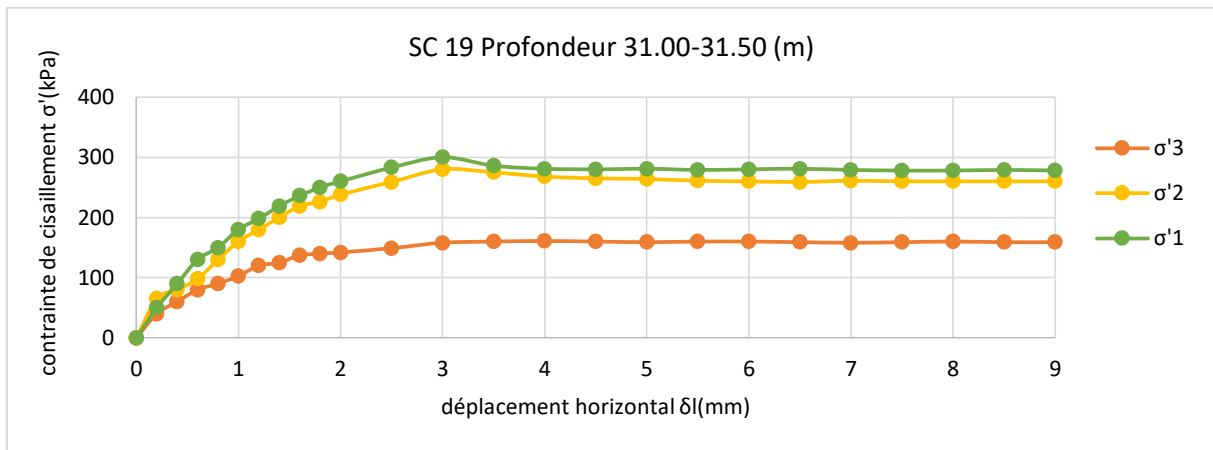


Figure 8 : Courbe intrinsèque contrainte de cisaillement/déplacement horizontal (SC19 :31.00-31.50).

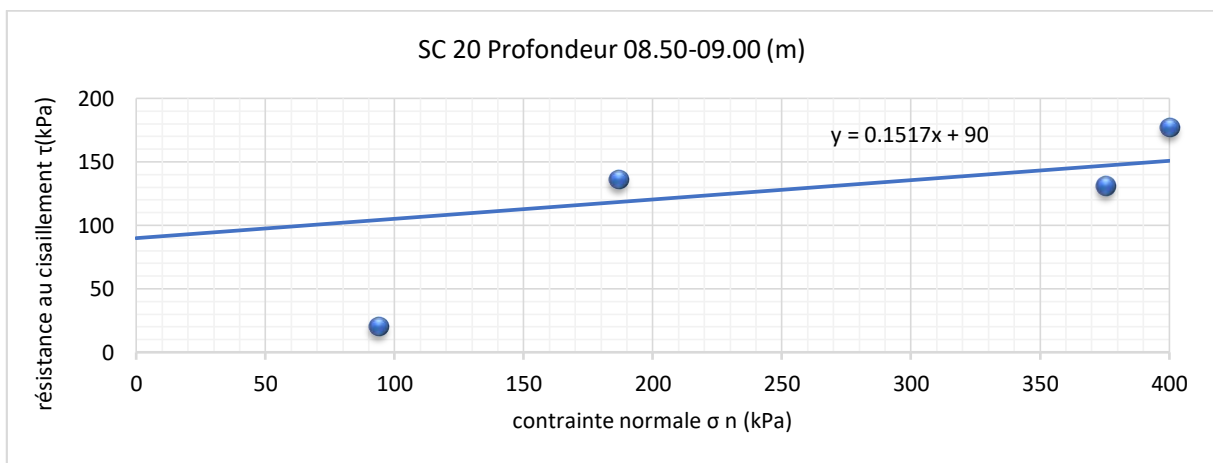


Figure 9 : Courbe intrinsèque résistance au cisaillement/contrainte normale (SC20 :08.50-09.00).

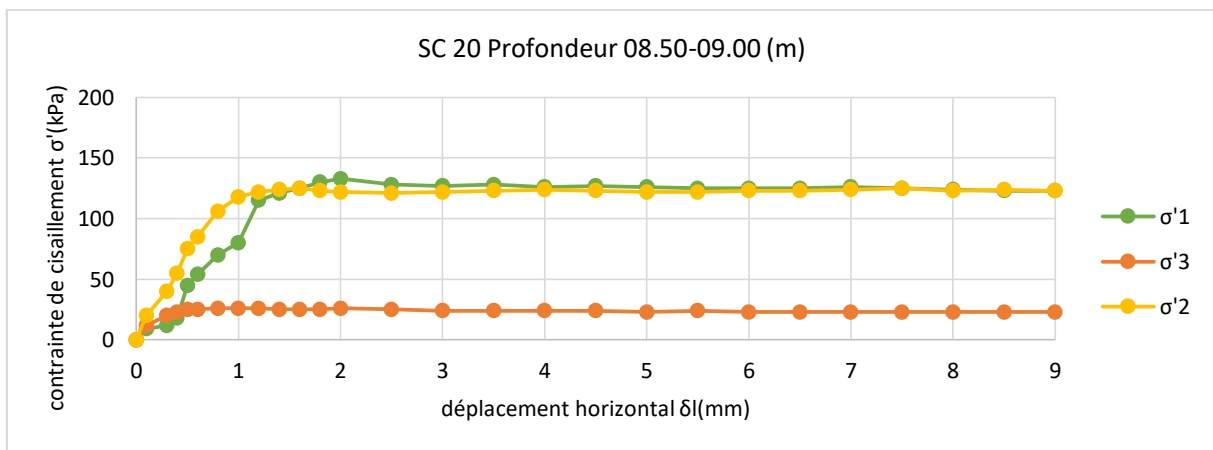


Figure 10 : Courbe intrinsèque contrainte de cisaillement/déplacement horizontal (SC20 :08.50-09.00).

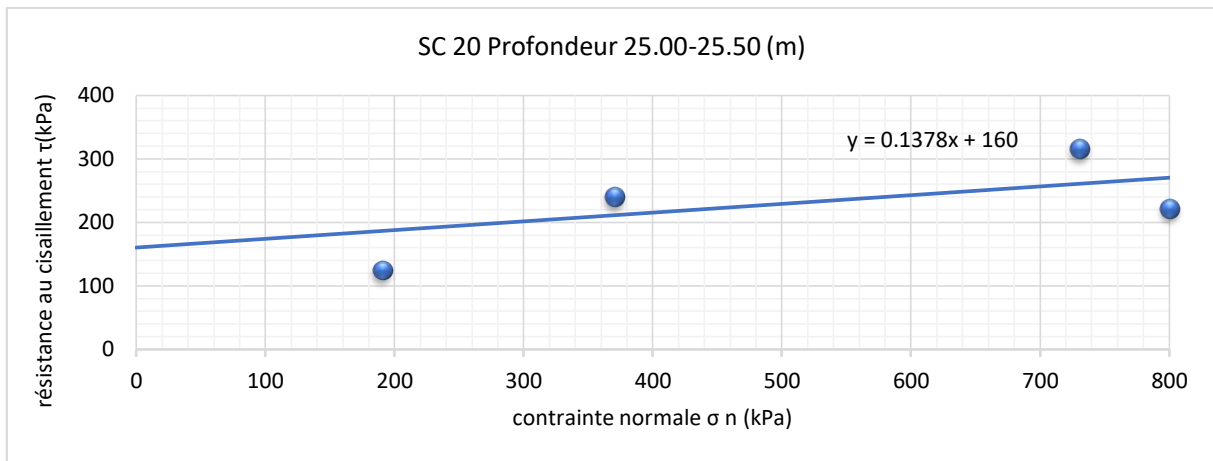


Figure 11 : Courbe intrinsèque résistance au cisaillement/contrainte normale (SC20 :25.00-25.50).

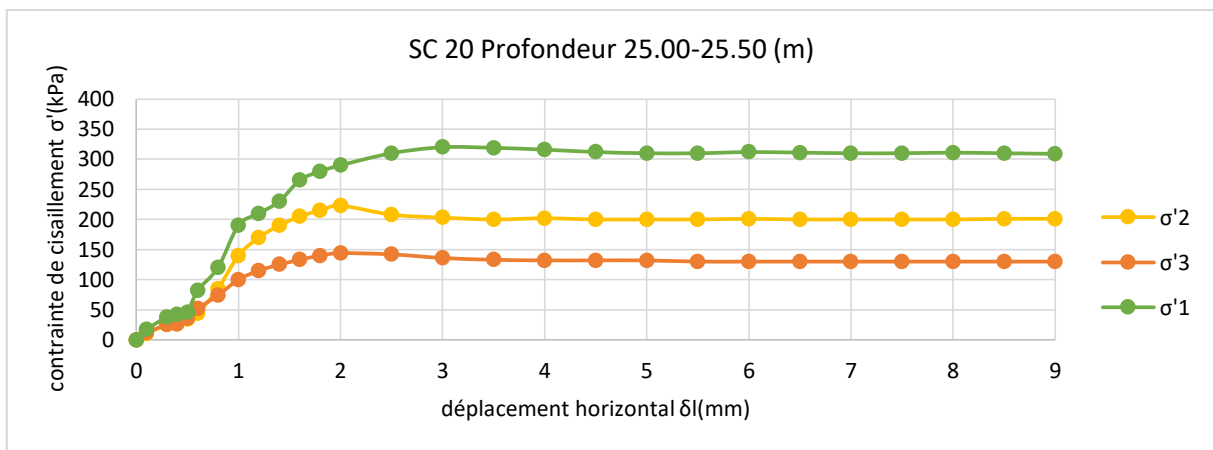


Figure 12 : Courbe intrinsèque contrainte de cisaillement/déplacement horizontal (SC20 :25.00-25.50).

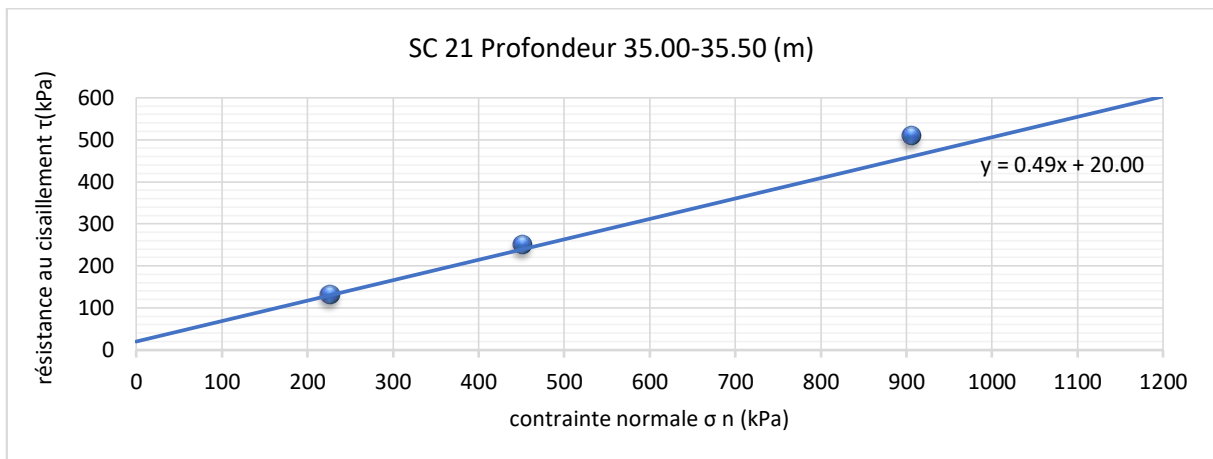


Figure 13 : Courbe intrinsèque résistance au cisaillement/contrainte normale (SC21 :35.00-35.50).

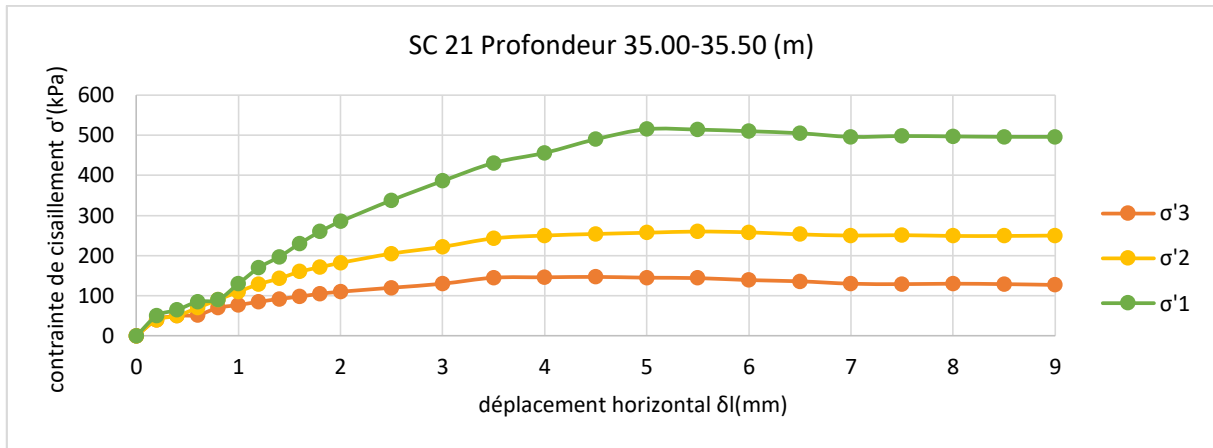


Figure 14 : Courbe intrinsèque contrainte de cisaillement/déplacement horizontal (SC21 :35.00-35.50).

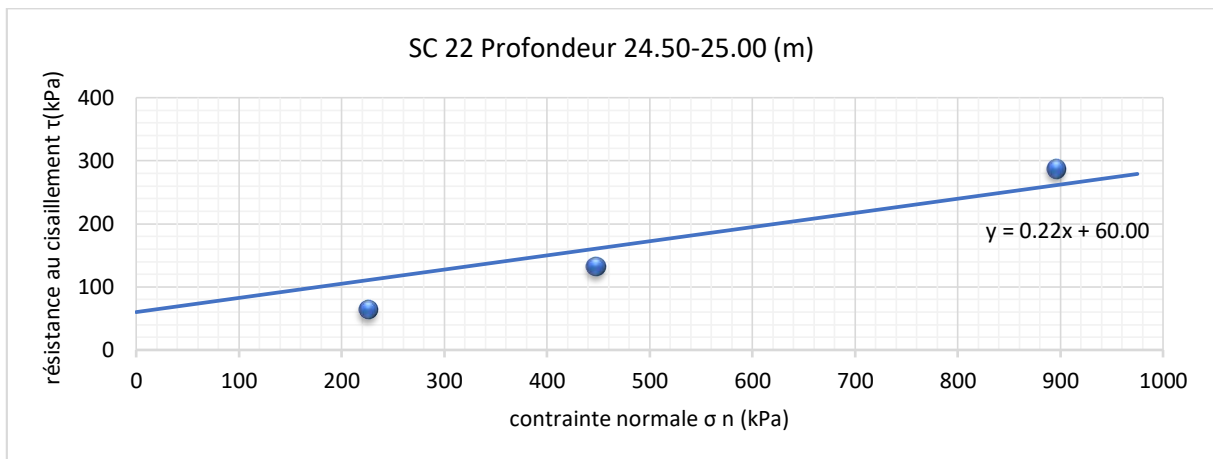


Figure 15 : Courbe intrinsèque résistance au cisaillement/contrainte normale (SC22 :24.50-25.00).

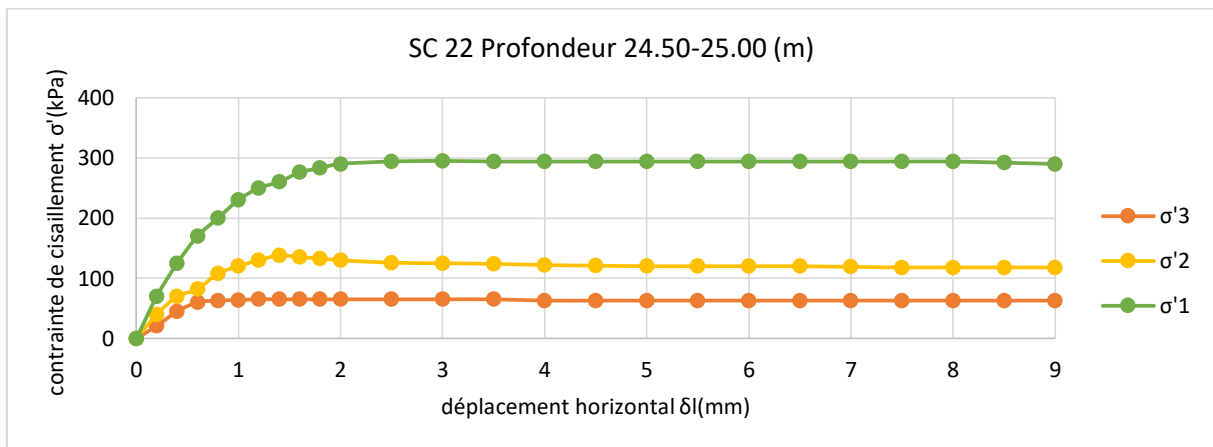


Figure 16 : Courbe intrinsèque contrainte de cisaillement/déplacement horizontal (SC22 :24.50-25.00).

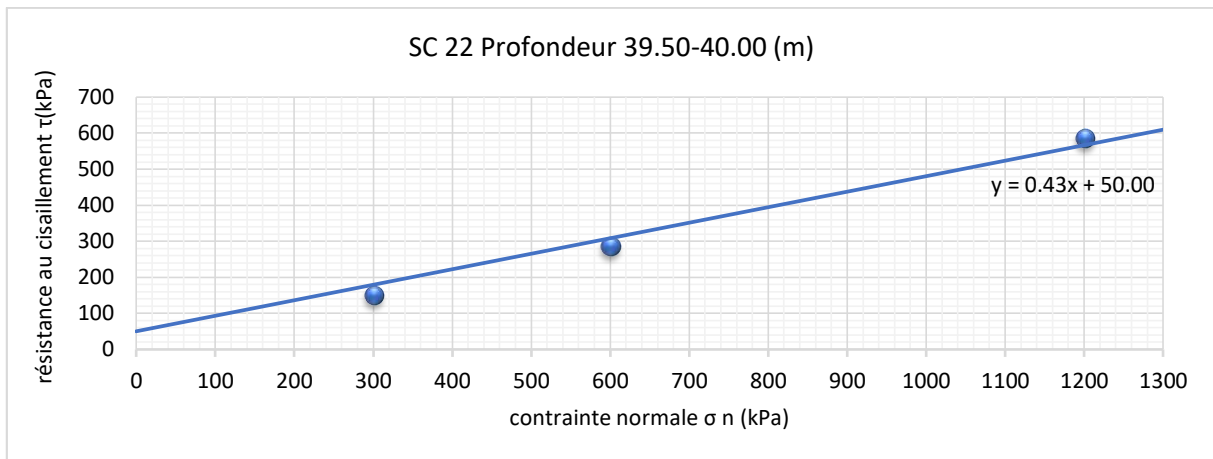


Figure 17 : Courbe intrinsèque résistance au cisaillement/contrainte normale (SC22 :39.50-40.00).

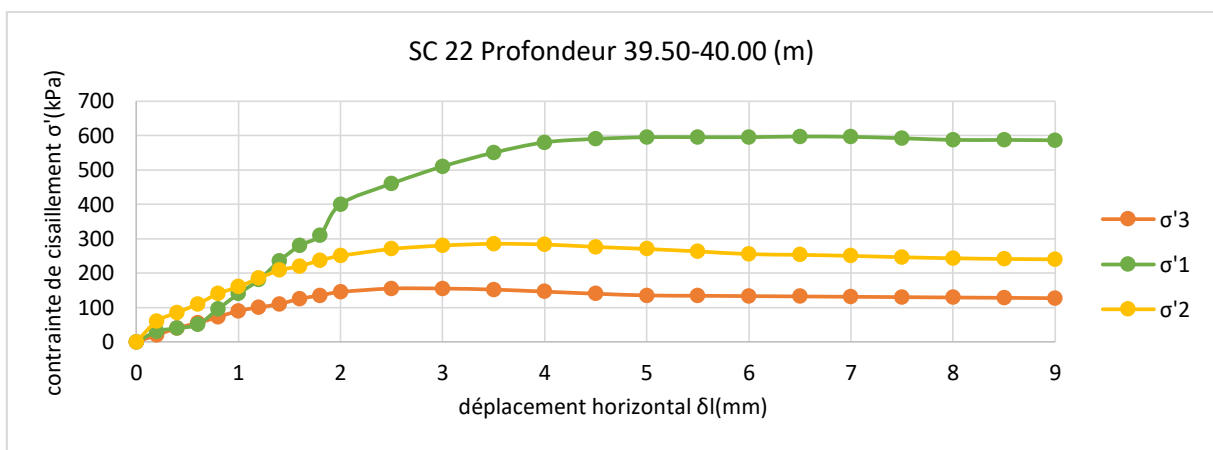


Figure 18 : Courbe intrinsèque contrainte de cisaillement/déplacement horizontal (SC22 :39.50-40.00).

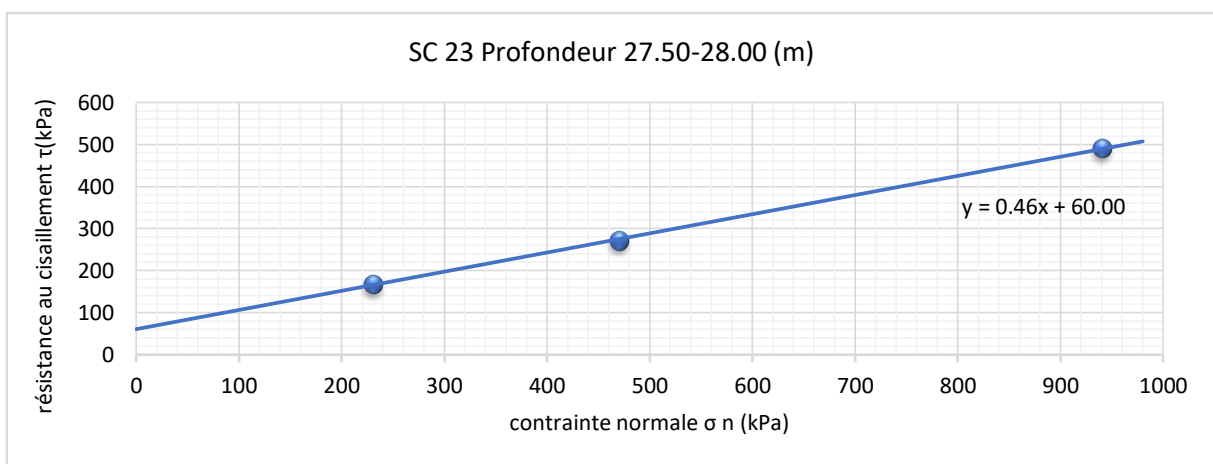


Figure 19 : Courbe intrinsèque résistance au cisaillement/contrainte normale (SC23 :27.50-28.00).

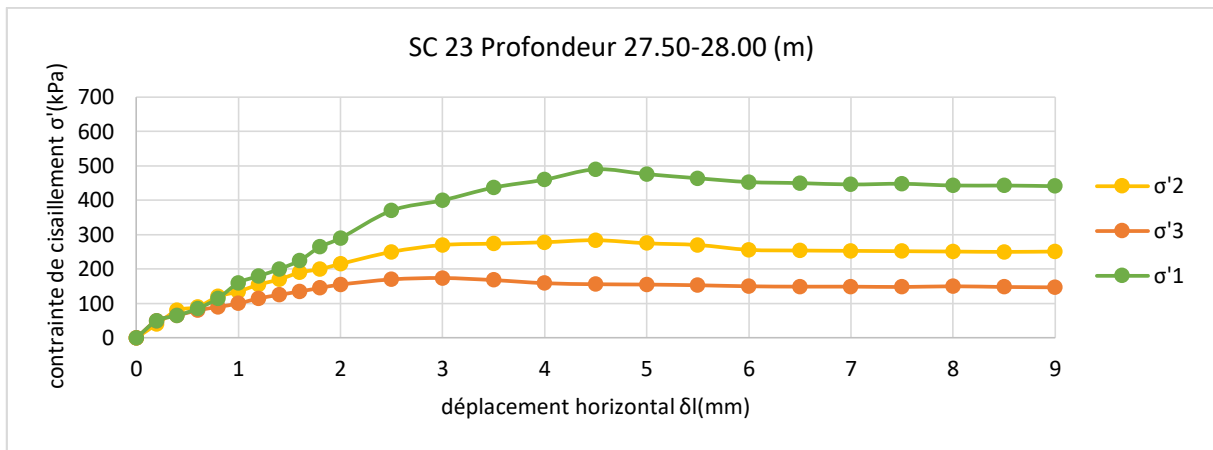


Figure 20 : Courbe intrinsèque contrainte de cisaillement/déplacement horizontal (SC23 :27.50-28.00).

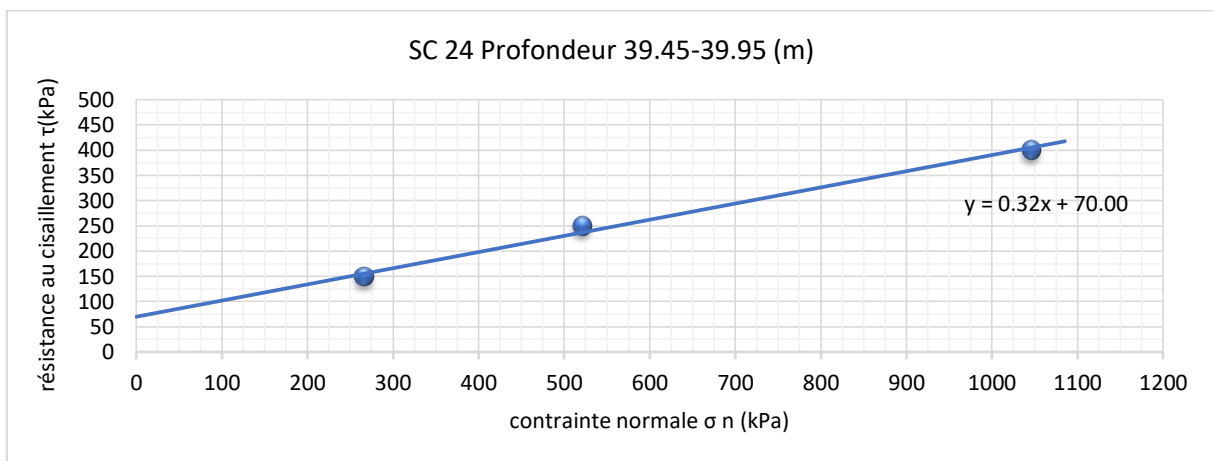


Figure 21 : Courbe intrinsèque résistance au cisaillement/contrainte normale (SC24 :39.45-39.95).

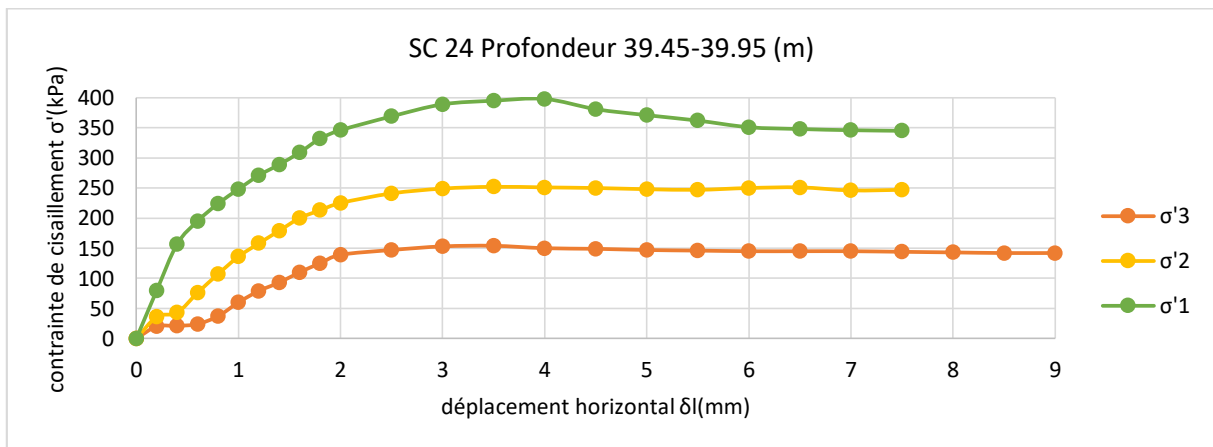


Figure 22 : Courbe intrinsèque contrainte de cisaillement/déplacement horizontal (SC24 :39.45-39.95).

Annexe 06

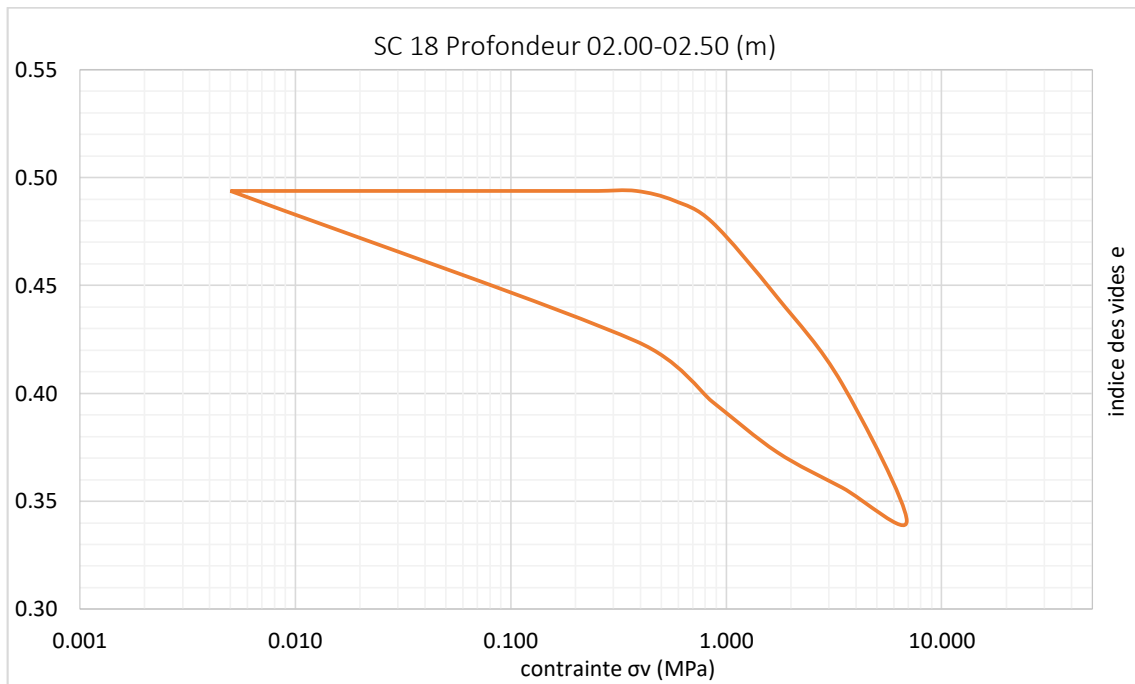


Figure 1 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 18 : 02.00-02.50).

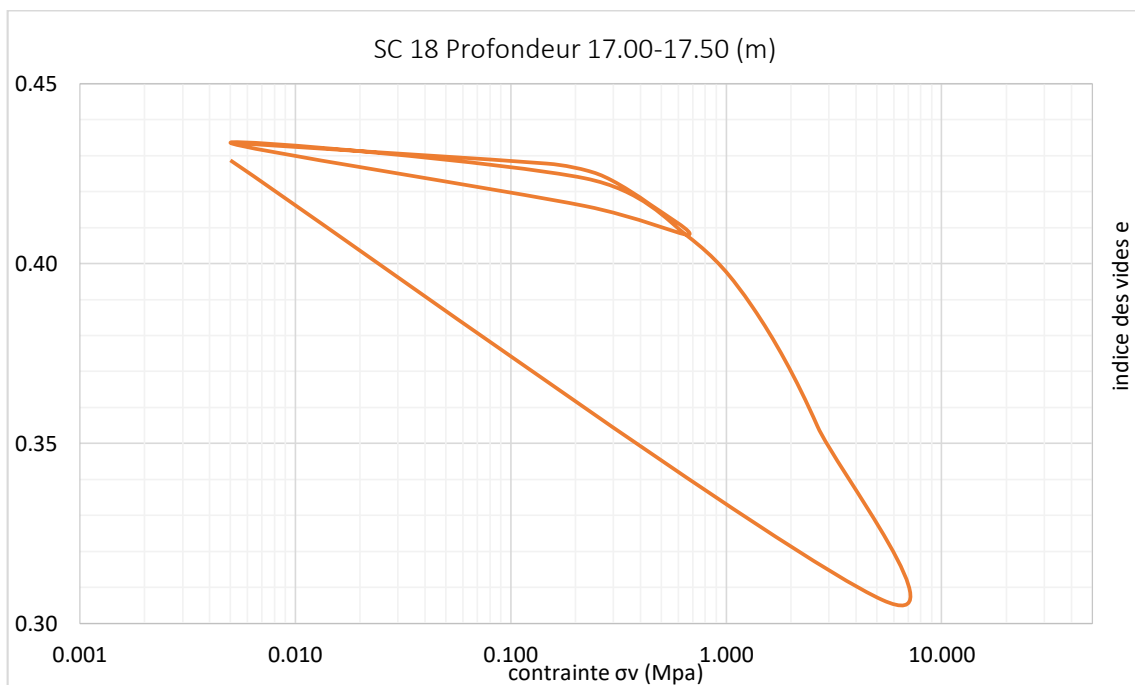


Figure 2 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 18 : 17.00-17.50).

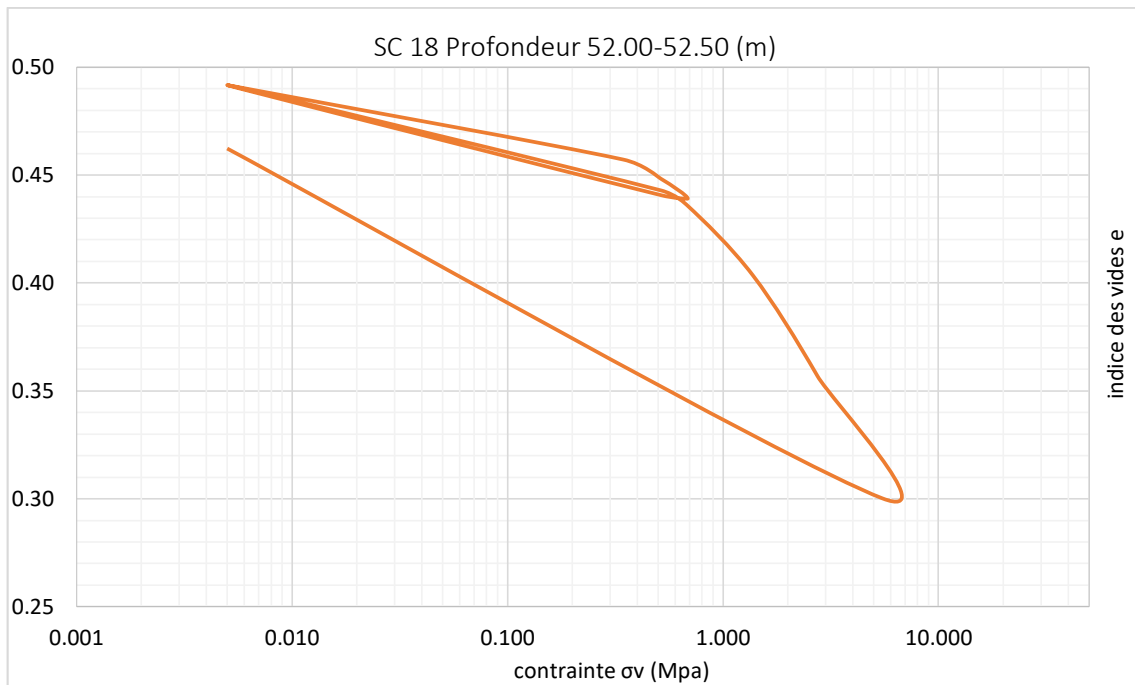


Figure 3 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 18 : 52.00-52.50).

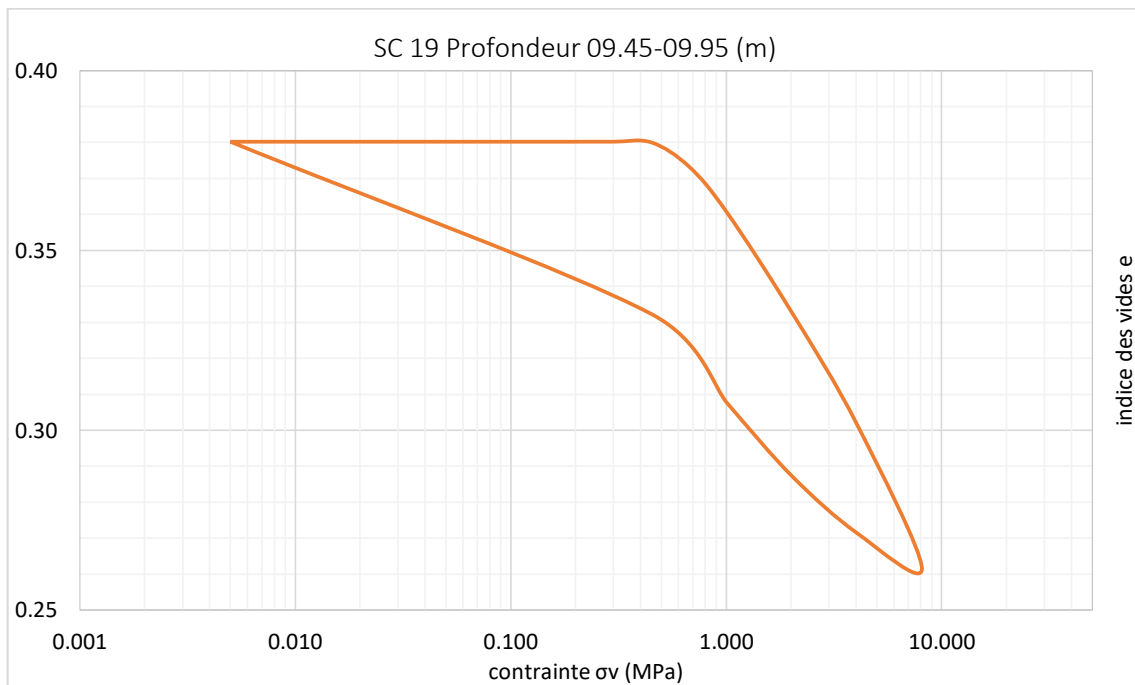


Figure 4 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 19 : 09.45-09.95).

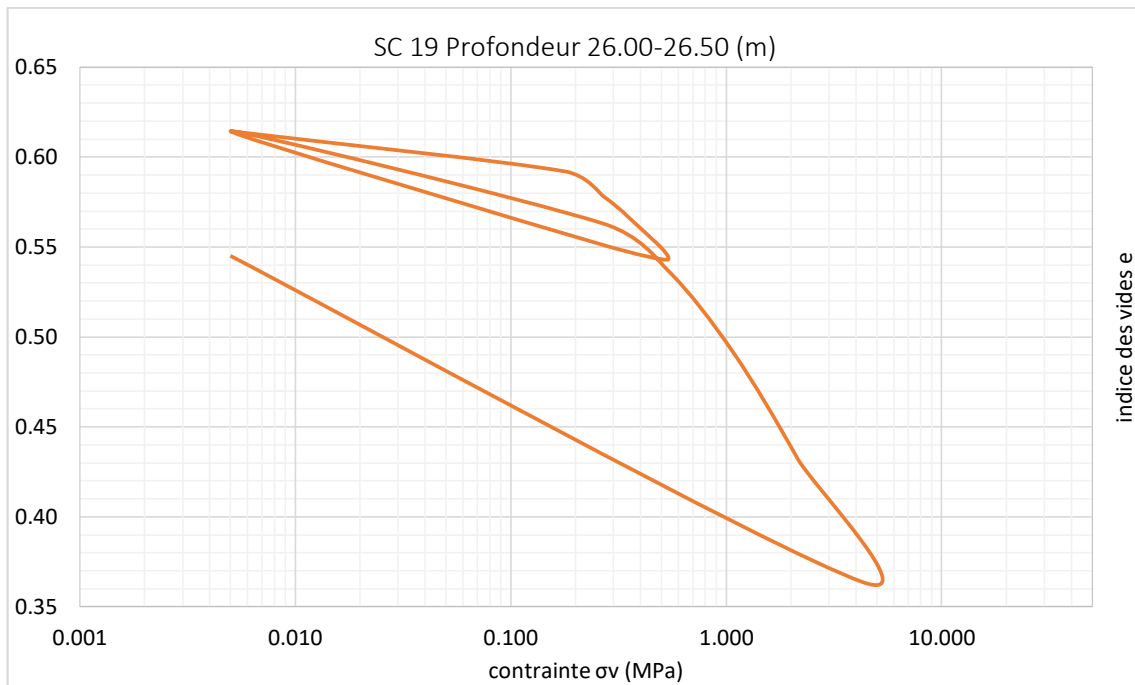


Figure 5 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 19 : 26.00-26.50).

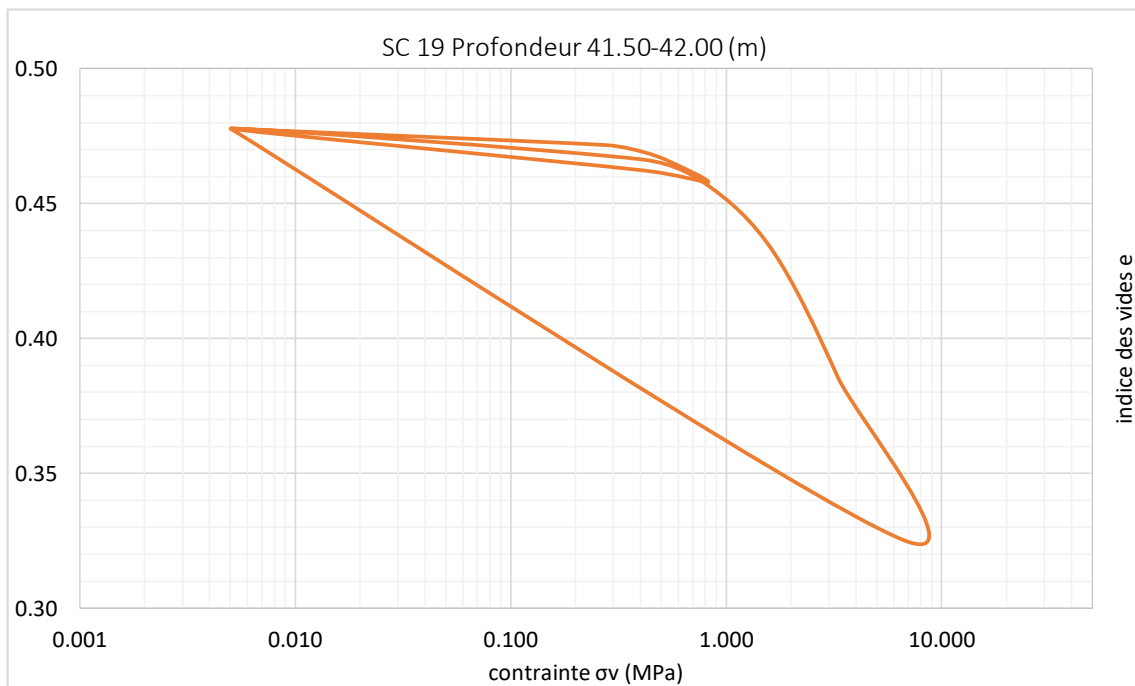


Figure 6 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 19 : 41.50-42.00).

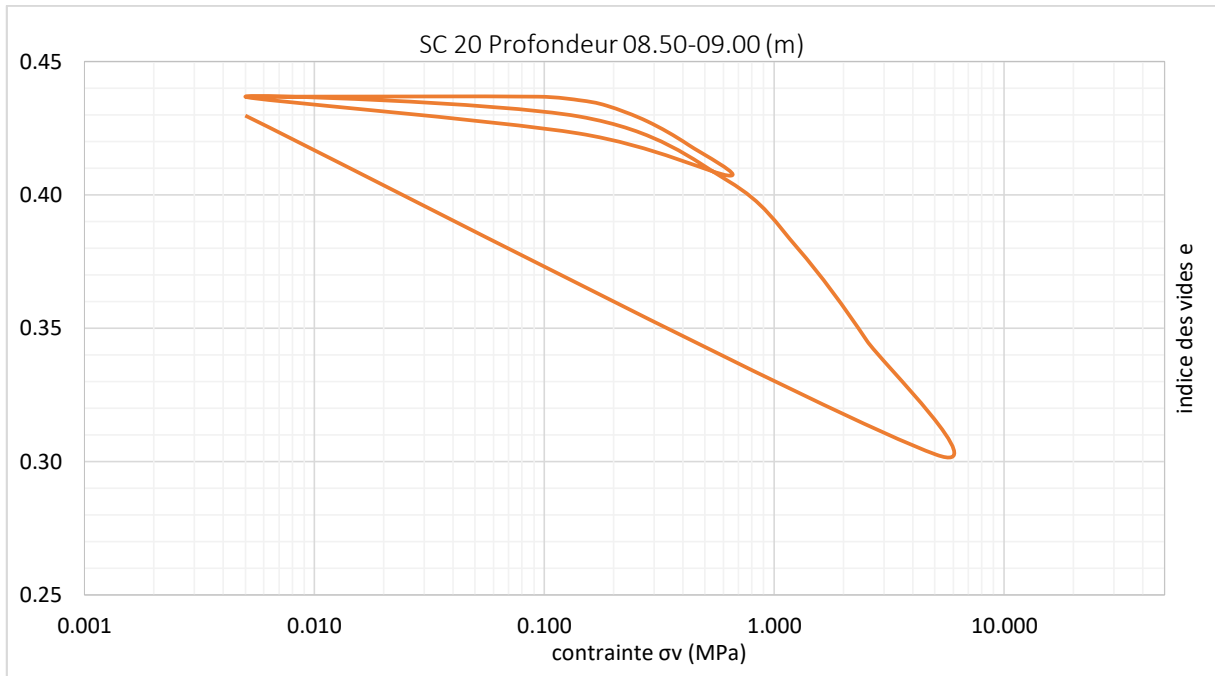


Figure 7 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 20 : 08.50-09.00).

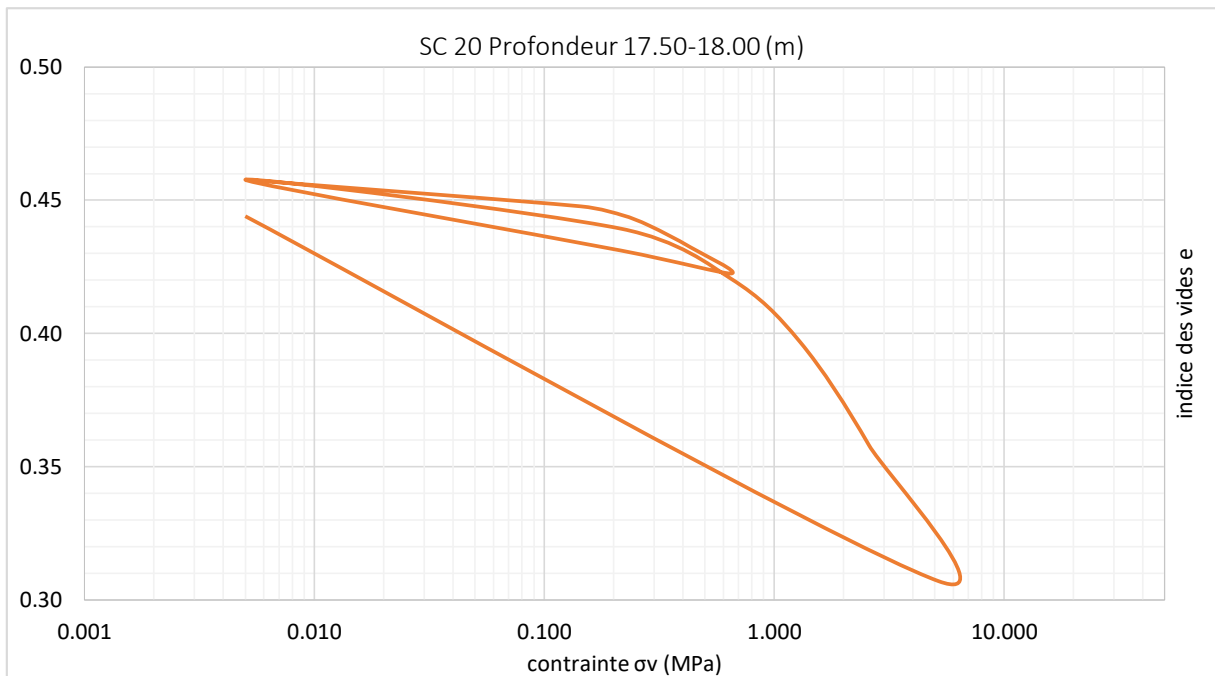


Figure 8 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 20 : 17.50-18.00).

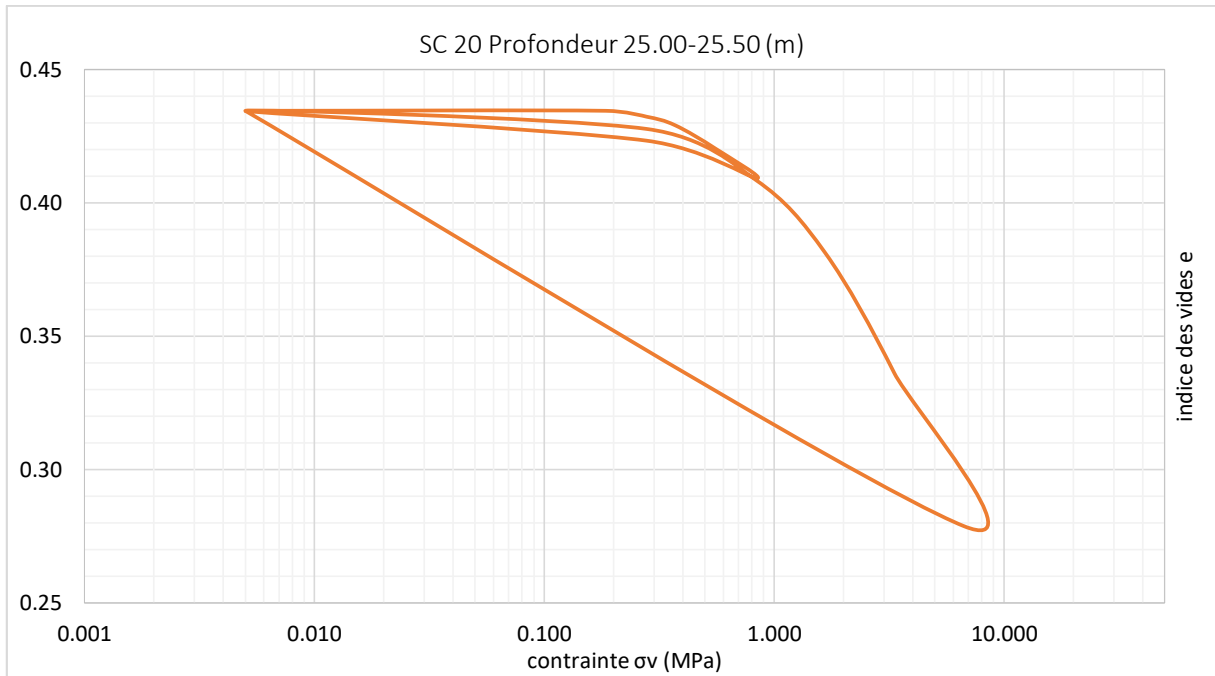


Figure 9 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 20 : 25.00-25.50).

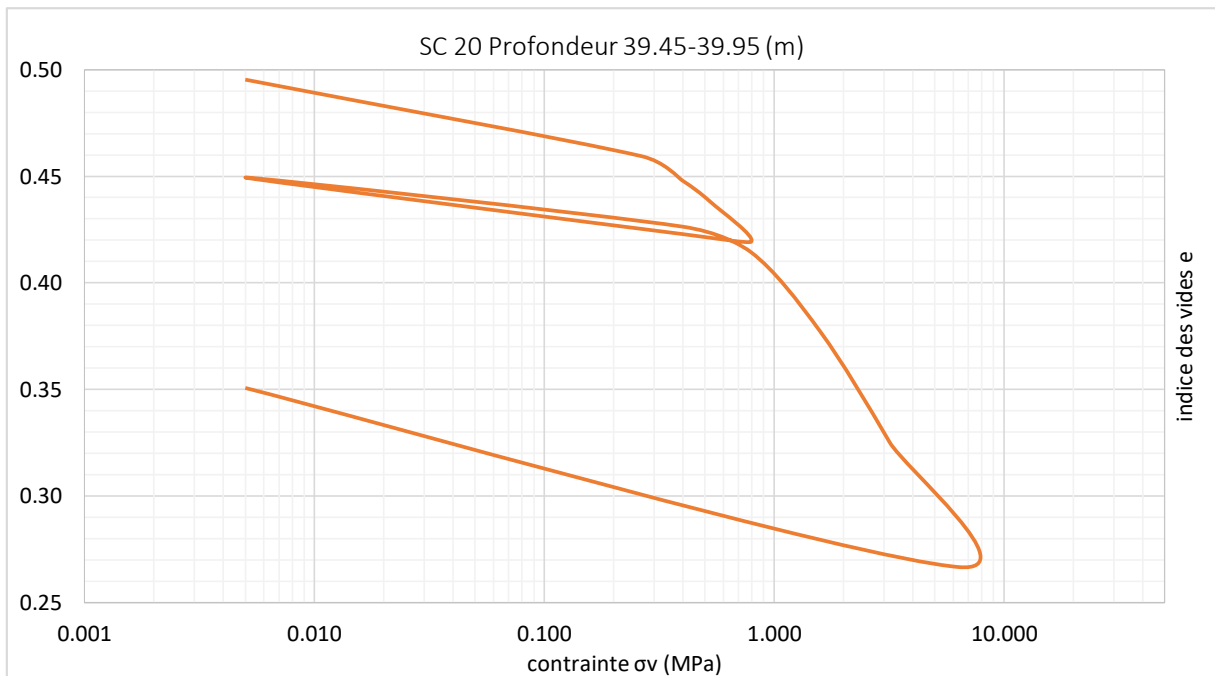


Figure 10 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 20 : 39.45-39.95).

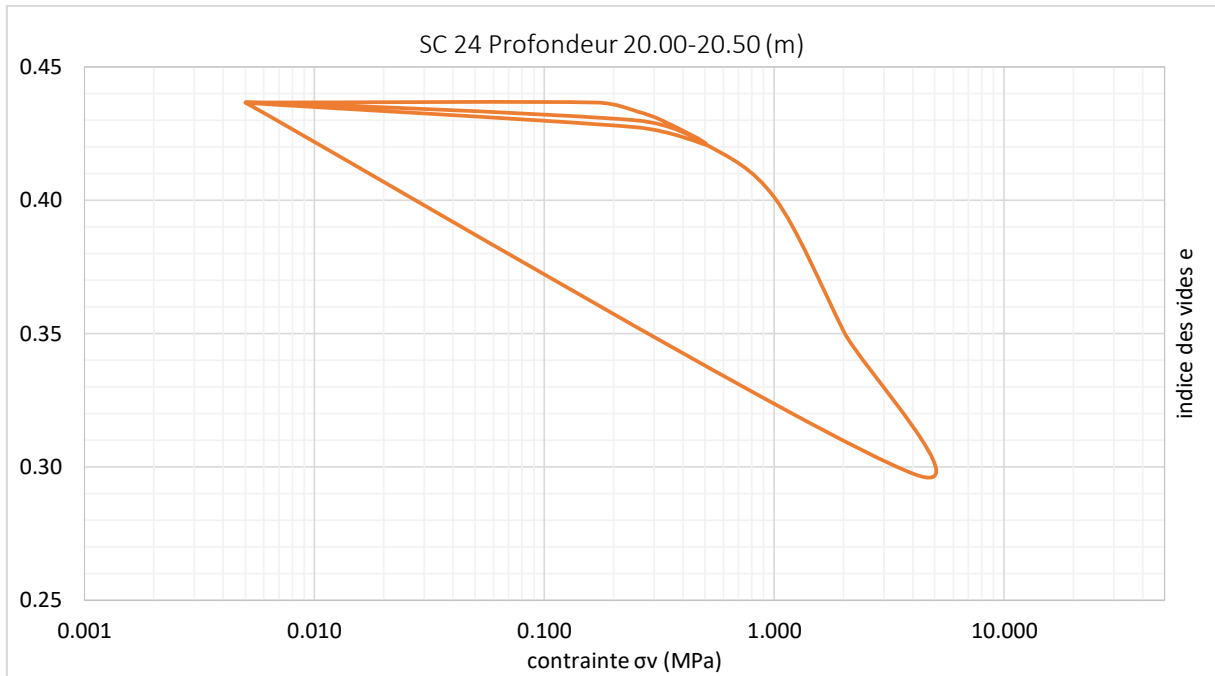


Figure 11 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 24 : 20.00-20.50).

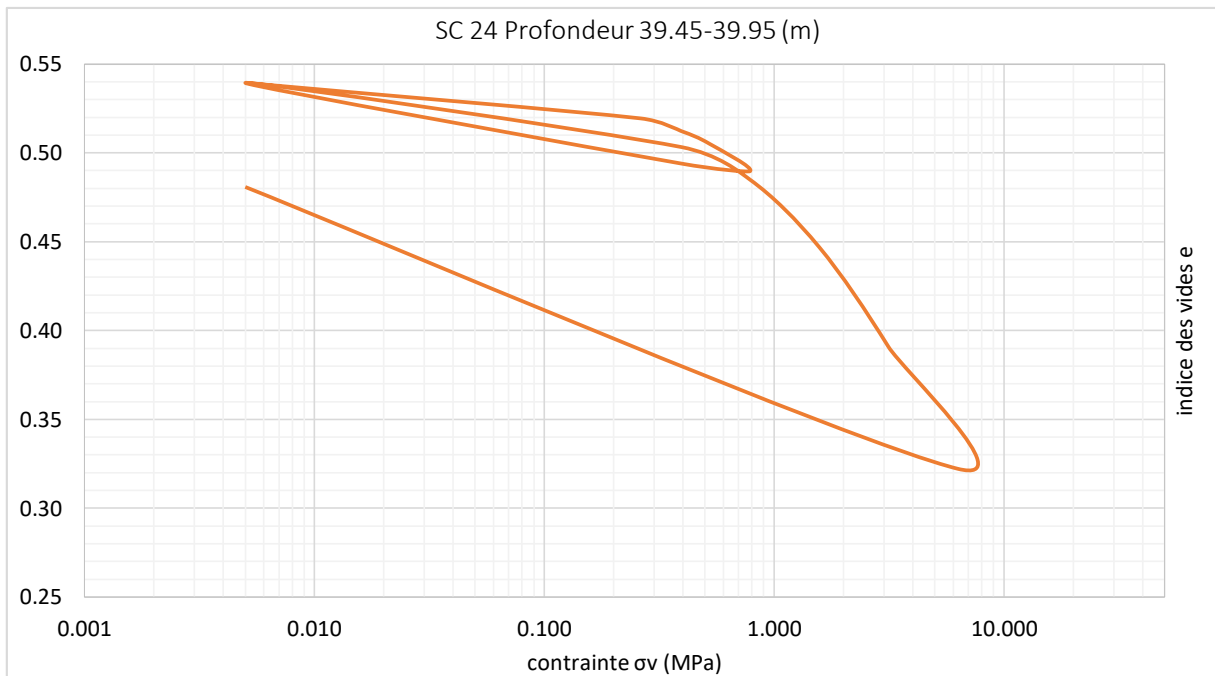


Figure 12 : Résultats de l'essai œdométrique (SC 24 : 39.45-39.95).