

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique Et Populaire

وزارة تعليم العالي والبحث العلمي

Ministère De l'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique



جامعة محمد خيضر بسكرة

Université Mohamed khider –Biskra

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie civil et d'Hydraulique

Référence/2024

جامعة محمد خيضر بسكرة

كلية العلوم والتكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية والري

المرجع /2024

Mémoire de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Géotechnique

Thème :

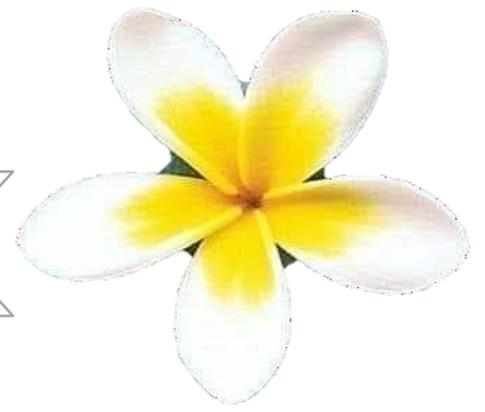
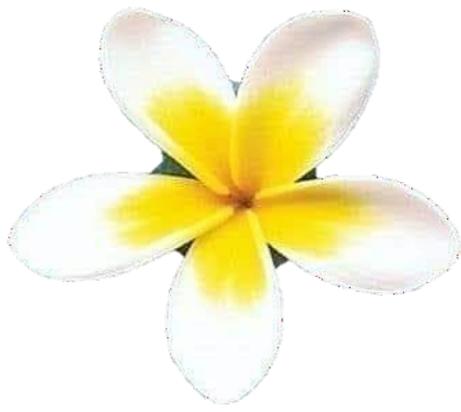
**Zones d'influence d'un tunnel en sol sableux dans
des conditions de terrain vierge**

Etudiant :

Selmi Elmondher

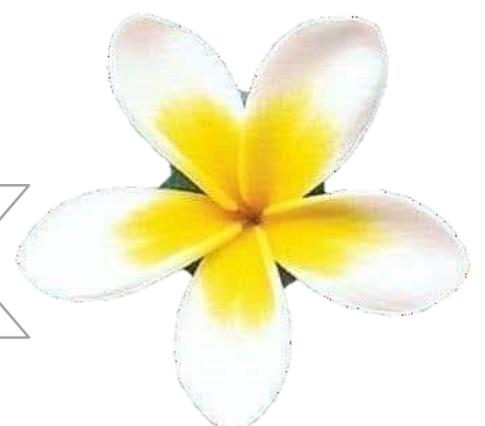
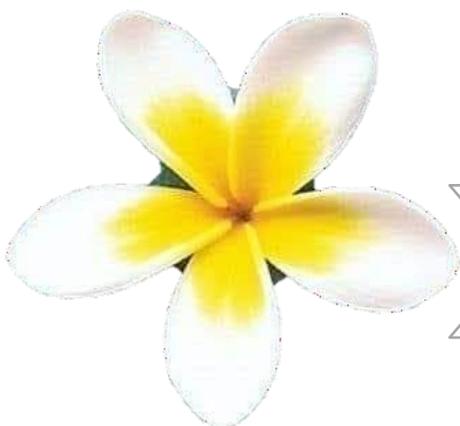
Encadreur : Pr. Houhou Mohamed Nabil

Promotion : Juin 2024



Avec amour et gratitude, je dédie mon appréciation et mes remerciements les plus sincères à **mes parents**, qui sont une source inépuisable d'affection et d'inspiration, et qui ont consenti des efforts considérables pour nous élever dans les nobles valeurs qui nous ont permis de construire nos vies avec confiance et sérénité.

Également, à mon **cher frère** et à mes **admirables sœurs**, à mes **chères amies**, à tous mes **collègues** et à tous mes **proches**, ainsi qu'à tous ceux qui m'aiment et à tous ceux que nous aimons, j'exprime ma profonde gratitude et mes remerciements.



Remerciements

Tout d'abord, je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers **Allah** pour la bénédiction du succès, ainsi que pour m'avoir accordé la santé et la force nécessaires pour accomplir ce travail.

Je voudrais également adresser mes chaleureux remerciements à mon cher professeur, **Pr. Mohamed Nabil Houhou**, pour son soutien, ses conseils, son orientation et ses précieux conseils. J'espère qu'il trouvera ici une expression sincère de ma reconnaissance.

Je suis également très reconnaissant envers les **membres du jury (Pr. Sadok Benmebarek et Dr. Boumekik Nour El Islam)** pour avoir accepté de lire et d'évaluer ce travail, et pour avoir reconnu sa valeur.

Enfin, je tiens à exprimer ma gratitude à **toutes les personnes** qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail remarquable.

Résumé

Le creusement de tunnels engendre des perturbations plus ou moins importantes dans l'équilibre interne du massif environnant, créant ainsi des déformations de sol. En zones urbaines, les tassements résultant de ce phénomène peuvent affecter la stabilité des ouvrages avoisinants.

Le creusement de tunnels dans des sols granulaires est considéré comme un cas sensible car il est difficile pour un concepteur de prédire les pertes de terrain et les tassements associés. Dans un sol cohérent, certaines données suggèrent que la totalité du volume de sol perdu au niveau du tunnel apparaît comme une dépression de tassement à la surface du sol. Cependant, avec un sol non cohérent, cela peut ne pas être le cas.

Dans ce contexte, le présent travail consiste à l'analyse numérique, utilisant le code PLAXIS 2D, pour estimer la zone vulnérable ou zone d'influence due au creusement de tunnels dans des sols granulaires saturés pour des conditions de terrain vierge. D'après la littérature, le tassement du sol égal à 10 mm est pris comme valeur seuil pour tracer la zone d'influence, et les structures situées au-delà de cette zone, c'est-à-dire (< 10 mm), ne subiront aucun risque.

Différentes zones d'influence sont obtenues pour les sols sableux de densité différente sur la base d'études paramétriques impliquant des paramètres tels que la taille du tunnel "D" (3 m, 6 m, 9 m), la profondeur de l'axe du tunnel "Z" (1D, 2D, 3D) et la perte de volume "VL" (0,5 %, 1,0 %, 2,5 %, 5,0 %). Les caractéristiques de la cuvette de tassement de surface et du contour de tassement de 10 mm, à travers cette analyse paramétrique, sont également discutées.

Mots Clés : Modélisation numérique, Creusement de tunnels, Sol granulaire, Perte de volume, Cuvette de tassement, Zone d'influence.

Abstract

Tunneling causes more or less significant disturbances in the internal balance of the surrounding massif, thus creating soil deformations. In urban areas, the settlements resulting from this phenomenon can affect the stability of neighboring structures.

Tunneling in granular soils is considered a sensitive case because it is difficult for a designer to predict ground loss and associated settlements. In cohesive soil, some data suggest that the entire volume of soil lost at the tunnel appears as a settlement depression on the soil surface. However, with non-cohesive soil this may not be the case.

In this context, the present work consists of the numerical analysis, using the PLAXIS 2D code, to estimate the vulnerable zone or zone of influence due to tunneling in saturated granular soils for Greenfield conditions. According to the literature, soil settlement equal to 10 mm is taken as a threshold value to map the zone of influence, and structures located beyond this zone, i.e. (< 10 mm), will not suffer any risk.

Various influencing zones are arrived for the sandy grounds of different denseness based on the parametrical studies involving parameters such as tunnel size "D" (3m, 6m, 9m), tunnel axis depth "Z" (1D, 2D, 3D) and volume loss "VL" (0.5%, 1.0%, 2.5%, 5.0%). The characteristics of the surface settlement trough and the 10 mm settlement contour, through this parametric analysis, are also discussed.

Keywords: Numerical modeling, Tunneling, Granular soil, Volume loss, Settlement trough, Zone of influence.

الملخص

إن حفر الأنفاق يتسبب في اضطرابات متفاوتة الشدة في التوازن الداخلي للكتلة المحيطة، مما يؤدي إلى حدوث تشوهات في التربة. في المناطق الحضرية، يمكن أن تؤثر الهبوطات الناتجة عن هذه الظاهرة على استقرار المنشآت المجاورة.

يُعتبر حفر الأنفاق في التربة الحبيبية حالة حساسة لأنه من الصعب على المصمم التنبؤ بفقدان التربة والهبوطات المرتبطة بها. في التربة المتماسكة، تشير بعض البيانات إلى أن حجم التربة المفقودة عند مستوى النفق يظهر كهبوط على سطح التربة. ولكن في التربة غير المتماسكة، قد لا يكون الأمر كذلك.

في هذا السياق، يتضمن العمل الحالي التحليل العددي باستخدام برنامج بلاكسيس ثنائي الأبعاد لتقدير المنطقة الضعيفة أو منطقة التأثير الناتجة عن حفر الأنفاق في التربة الحبيبية المشبعة في ظروف تربة خام. وفقاً للأدبيات، يُعتبر الهبوط الأرضي الذي يساوي 10 ملم قيمة حدية لرسم منطقة التأثير، وأن الهياكل الموجودة خارج هذه المنطقة، أي التي تتعرض لهبوط أقل من 10 ملم، لن تتعرض لأي خطر.

تم الحصول على مناطق تأثير مختلفة للتربة الرملية ذات الكثافات المختلفة بناءً على دراسات تحليلية تشمل معايير مثل :
حجم النفق "D" (3m, 6m, 9m) .
عمق محور النفق "Z" (1D, 2D, 3D) .
فقدان الحجم "VL" (0.5%, 1.0%, 2.5%, 5.0%) .
كما تمت مناقشة خصائص حوض الهبوط السطحي وخط الهبوط الذي يبلغ 10 ملم من خلال هذا التحليل العددي.

الكلمات المفتاحية: النمذجة العددية، حفر الأنفاق، التربة الحبيبية، فقدان الحجم، حوض الهبوط، منطقة التأثير.

Sommaire

Listes des Tableaux.....	V
Listes des figures.....	VI
Introduction générale.....	1

Chapitre 01 : Réalisation Et Conception Des Tunnels

1.1 Introduction.....	5
1.2 Définition des tunnels.....	5
1.3 Les tunnels dans l’histoire	5
1.4 Classification des ouvrages souterrains	6
1.5 Facteurs à considérer	7
1.6 Un peu de vocabulaire	8
1.7 Choix de la section et division de la section.....	11
1.8 Avantages des ouvrages souterrains	12
1.9 Les défis majeurs associés à la construction des ouvrages souterrains	12
1.10 Technique de creusement des ouvrages souterrains.....	13
1.11 Les différentes méthodes d’exécution des tunnels	14
1.12 Le Creusement au tunnelier	14
1.13 Caractéristiques des tunneliers.....	15
1.14 Classification des Techniques d'Excavation Mécanisée	15
1.15 Chronologie d’évolution des boucliers	15
1.16 Les organes d’un tunnelier	17
1.17 Principe et fonction d’un bouclier	18
1.18 Classification des boucliers.....	19
1.19 Choix du type de bouclier	21
1.20 La gestion des tassements.....	21
1.21 Les Différents Types de Soutènement.....	22
1.22 Les Différents Types de Revêtement.....	23
1.23 Conclusion.....	24

Chapitre 02 : Mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel

2.1 Introduction	26
2.2 Description générale des mouvements de sol	27
2.3 Transmission des déplacements du tunnel vers la surface	29
2.4 Mécanismes de transmission des déplacements	29
2.5 Types de rupture au-dessus d'un tunnel circulaire foré au bouclier	30
2.6 Mouvements dans une section transversale au creusement	31
2.7 Mouvements dans une section longitudinale au creusement	35
2.8 Méthodes empiriques ou semi-empiriques	36
2.9 Tassement Vertical	37
2.9.1 Cuvette de tassement	37
2.9.1.1 Estimation de “ i ”	38
2.9.1.2 Calcul de la cuvette de tassement à long terme	41
2.10 Conclusions sur les méthodes empiriques	47
2.11 Méthode Analytique	47
2.12 Principales méthodes analytiques	48
2.13 La méthode convergence-confinement	50
2.14 La courbe de convergence ou courbe caractéristique du terrain	52
2.15 La courbe de confinement ou courbe caractéristique du soutènement	53
2.16 Conclusions sur les méthodes analytiques	54
2.17 Méthodes numériques	55
2.18 Méthodes numériques appliquées aux tunnels	55
2.19 Le maillage et, les conditions aux limites	56
2.19.1 Maillage	56
2.19.2 Conditions aux limites	57
2.20 Le comportement des matériaux constitutifs du massif	57
2.21 L'état de contraintes initial	58
2.22 Modélisation du creusement d'un tunnel	58
2.22.1 La modélisation tridimensionnelle	58
2.22.2 La modélisation bidimensionnelle.....	58

2.22.3 Modélisation bidimensionnelle en déformations planes	59
2.22.4 Modélisation axisymétrique	59
2.23 Conclusion	60

Chapitre 03 : Outil De Modélisation : Plaxis 2D

3.1 Introduction	63
3.2 La méthode des éléments finis	63
3.3 Eléments finis et la géotechnique	63
3.4 Présentation du logiciel PLAXIS 2D	64
3.4.1 Discrétisation en 2D	65
3.4.2 Éléments Plaques "Plate"	66
3.4.3 Éléments d'interface	66
3.4.4 Modélisation du comportement du sol	67
3.4.5 Démarche de modélisation	68
3.4.5.1 Entrée des données	68
3.4.5.2 Calculs	69
3.4.5.3 Analyse des Résultats	69
3.5 Conclusion	69

Chapitre 04 : Analyse numérique pour la détermination des zones d'influence due au creusement d'un tunnel en sol sableux

4.1 Introduction	71
4.2 Analyse numérique bidimensionnelle par éléments finis.....	71
4.2.1 Présentation générale du cas d'étude (Modèle de base)	72
4.3 Procédure de modélisation numérique.....	75
4.4 Résultats et discussions	76
4.4.1 contraintes à l'état initiales.....	76
4.4.2 Déformation du maillage.....	78
4.4.3 Déplacement total	78
4.4.4 Déplacement vertical.....	79

4.5 Analyses paramétriques	82
4.5.1 Variation du diamètre du tunnel	83
4.5.2 Variation de la profondeur du tunnel	85
4.5.3 Variation de la perte de volume	88
4.5.4 Variation de la densité de sable.....	91
Conclusion générale	97
Références bibliographiques	100

Listes des Tableaux

Chapitre 01 : Réalisation et conception des tunnels

Tableau 1.1 Chronologie d'évolution des boucliers	16
Tableau 1.2 Classification des boucliers.....	20

Chapitre 02 : Mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel

Tableau 2.1 Relations empiriques permettant l'estimation de i	39
Tableau 2.2 Relations empiriques permettant l'estimation de δ_{vmax}	42
Tableau 2.3 Valeurs des coefficients de la formule de Poupelloz [1984]	42
Tableau 2.4 Relations empiriques permettant l'estimation de $\delta_{vmax}/\delta_{clé}$	44
Tableau 2.5 Relations empiriques permettant l'estimation de V_s/V_t	45
Tableau 2.6 Classification de Ortigao [1996].	46
Tableau 2.7 Hypothèses retenues par différents auteurs.....	50

Chapitre 04 : Analyse numérique pour la détermination des zones d'influence due au creusement d'un tunnel en sol sableux

Tableau 4.1 Propriétés des matériaux.....	73
Tableau 4.2 Propriétés des voussoirs	74
Tableau 4.3 Paramètres utilisés dans l'analyse paramétrique.....	82

Listes des figures

Chapitre 01 : Réalisation et conception des tunnels

Figure 1.1 Tunnels construits entre 1999 et 2004 dans le monde	6
Figure 1.2 Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille...10	10
Figure 1.3 Tunnel plein cintre en béton.....11	11
Figure 1.4 Tunnel circulaire creusement au tunnelier.....11	11
Figure 1.5 Tunnel à voûte surbaissée	12
Figure 1.6 Tunnelier	14
Figure 1.7 Le tunnelier inventé par Marc Brunel (19 ^{ème} siècle) - the Illustrated London News.....15	15
Figure 1.8 Vue en coupe d'un tunnelier.....17	17
Figure 1.9 Schéma général constitutif d'une machine pleine section	18
Figure 1.10 Principe de fonctionnement d'une machine pleine section.....19	19
Figure 1.11 Evolution des tassements le long d'un tunnelier	22
Figure 1.12 Principe des anneaux universels.....24	24

Chapitre 02 : Mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel

Figure 2.1 Déplacements des contours de l'excavation d'après Leblais [1995].....27	27
Figure 2.2 Cuvette de tassement 3D (Leblais [1995]).....28	28
Figure 2.3 Mécanisme primaire (Pantet [1991]).....29	29
Figure 2.4 Mécanisme secondaire (Pantet [1991]).....29	29
Figure 2.5 Hypothèses de chargement (Roisin [1995]).....31	31
Figure 2.6 Effet de voûte.....31	31
Figure 2.7 Déplacements générés par le creusement Du premier tunnel (Cording [1977])31	31
Figure 2.8. Déformations de distorsion et Volumiques (Cording 1977).....31	31
Figure 2.9 Répartition des volumes de déplacement de sol et de changement de volume (Cording [1977]).....32	32

Figure 2.10 Mouvements de sol consécutifs à une perte de volume (Uriel [1989]).....	33
Figure 2.11 “ GAP paramètre ” (Lee [1989]).....	34
Figure 2.12 Mouvements des constructions suivant leur position par rapport à l’axe du tunnel.....	34
Figure 2.13 Tassements de surface (Attewell [1986]).....	35
Figure 2.14 Evolution du tassement de la surface du sol pendant le creusement	36
Figure 2.15 Comparaison entre courbes de tassement pour deux tunnels).....	36
Figure 2.16 Distribution transversale des tassements (Schlosser [1985]).....	37
Figure 2.17 Abaque de Peck [1996].....	40
Figure 2.18.i en fonction de H et du rayon R (Attewell [1977]).....	40
Figure 2.19 Relation entre $\tan\beta$ et H/D (Kanji [1979]).....	40
Figure 2.20 Cuvette de tassement en profondeur (Mair [1993]).....	41
Figure 2.21 $\delta_v \text{ max} / \delta_{clé}$ en fonction de H/D et de la nature du sol (Kanji [1985]).....	43
Figure 2.22 Configuration d’étude.....	48
Figure 2.23 Variation du taux de déconfinement en fonction de la distance au front de taille (Panet [1991]).....	51
Figure 2.24 Courbes de convergence.....	52
Figure 2.25 Possibilités de modélisation de tunnels en bidimensionnel.....	59
Figure 2.26 Modèles axisymétriques proposés par Rowe [1992]	60

Chapitre 03 : Outil De Modélisation : Plaxis 2D

Figure 3.1 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.....	65
Figure 3.2 Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d’interface et Connexion avec les éléments de sol.....	67
Figure 3.3 Résultats d’essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b).....	67

Chapitre 04 : Analyse numérique pour la détermination des zones d'influence due au creusement d'un tunnel en sol sableux

Figure 4.1 Géométrie du modèle de base.....	72
Figure 4.2 Maillage adopté pour le modèle numérique 2D	74
Figure 4.3 Les différentes phases de calcul.....	75
Figure 4.4 Distribution à l'état initial des contraintes effectives verticales.....	76
Figure 4.5 Distribution à l'état initial des contraintes effectives horizontales.....	77
Figure 4.6 Distribution des pressions interstitielles dans le sol à l'état initial...	
Figure 4.7 Déformation du maillage.....	78
Figure 4.8 Contours caractéristiques du Déplacement total	79
Figure 4.9 Contours caractéristiques du déplacement vertical	80
Figure 4.10 Nuances du Déplacement vertical.....	81
Figure 4.11 Cuvette de tassement de surface (D=6m).....	81
Figure 4.12 Cuvettes de tassement pour différentes tailles de tunnel.....	83
Figure 4.13 Nuances de déplacement vertical pour trois cas de diamètre du tunnel (a)D=3m ;(b) D=6m ;(c) D=9m.....	84
Figure 4.14 Zone d'influence (contour de tassement de 10 mm) Pour différents diamètres placés à La profondeur de 12 m (2D).....	84
Figure 4.15 Cuvettes de tassement pour différentes profondeurs de tunnel.....	86
Figure 4.16 déplacement vertical pour trois cas de profondeur du tunnel (a) Z=6m ; (b) Z=12m ; (c) Z=18m.....	86
Figure 4.17 Zone d'influence (Contour de tassement de 10 mm) pour différentes Profondeurs de tunnel.....	87
Figure 4.18 Cuvettes de tassement pour différentes variations de perte de volume.....	89
Figure 4.19 Contours de déplacements verticaux pour différentes valeurs de perte de volume : (a) $V_L = 0.5 \%$; (b) $V_L = 1 \%$; (c) $V_L = 2.5 \%$; (d) $V_L = 5 \%$	90
Figure 4.20 Zone d'influence (Contour de tassement de 10 mm) pour différentes valeurs de Perte de volume.....	91
Figure 4.21 Cuvettes de tassement pour différentes densités de sable.....	92
Figure 4.22 Déplacement vertical pour trois différentes densités de sable.....	92
Figure 4.23 Zone d'influence (Contour de tassement de 10 mm) pour Différentes densités de	

sable.....	93
Figure 4.24 zones d'influence pour Les petits tunnels (D=3m).....	94
Figure 4.25 Zones d'influence pour tunnel moyen (D=6m).....	95
Figure 4.26 Zones d'influence pour grand tunnel (D=9m).....	96

Introduction générale

Le développement rapide de nombreuses villes urbaines dans le monde entraîne une demande accrue de constructions souterraines telles que les tunnels. En raison du manque d'espace disponible, il peut être nécessaire de creuser des tunnels à proximité des bâtiments existants.

Le déconfinement du sol environnant causé par le creusement d'un tunnel, notamment peu profond, peut provoquer des déformations de terrain excessifs. Ces déformations sont surtout représentées par des tassements, qui ne sont pas uniformes mais se concentrent à l'aplomb du souterrain sous la forme d'une cuvette. Le problème est particulièrement sensible dans les villes, où ces tassements affectent toutes les composantes du tissu urbain, qu'il s'agisse des bâtiments, des ouvrages d'art, des voiries ou des réseaux. En profondeur, d'autres ouvrages peuvent se trouver dans la zone d'influence du tunnel en construction : des tunnels, notamment quand on construit des tunnels jumeaux, où le second interagit avec le premier, mais plus généralement des ouvrages souterrains (galeries, collecteurs, etc.) et enfin des fondations profondes, qui n'ont pas forcément été prévues pour résister au creusement d'un tunnel dans leur voisinage.

La question de l'estimation des dommages causés par la construction des tunnels est d'une importance capitale car, si les problèmes de dommages et de perturbations adjacents ne sont pas correctement évalués, le concept de base de la conception sera erroné et aucune précision ultérieure ne pourra compenser les erreurs de jugement initiales. Par conséquent, il est nécessaire d'avoir une compréhension approfondie des mouvements de terrain induits par le creusement, qui sont souvent considérés comme plus critiques pour les bâtis à proximité.

Le creusement mécanisé au tunnelier est l'un des grandes méthodes de creusement de tunnel. Les tunneliers ont aujourd'hui atteint la maturité technologique nécessaire pour garantir la fiabilité de la construction et s'adapter aux différentes typologies de sol. En particulier, les capacités de confinement permettent d'obtenir de très faibles tassements en surface.

Cependant, malgré l'utilisation croissante des tunneliers dans les régions urbaines, la réponse du massif encaissant à ce procédé de creusement est encore mal connue. Les déformations induites par le creusement d'un tunnel sont le résultat d'une interaction complexe entre le sol, le processus de creusement et de soutènement, et les ouvrages préexistants.

Le creusement de tunnels dans des sols granulaires est considéré comme un cas sensible car il est difficile pour un concepteur de prédire les pertes de terrain et les tassements associés. Dans

un sol cohérent, certaines données suggèrent que la totalité du volume de sol perdu au niveau du tunnel apparaît comme une dépression de tassement à la surface du sol.

Cependant, avec un sol non cohérent, cela peut ne pas être le cas. Les pertes de volume qui se produisent dans les sols granulaires peuvent ne pas atteindre la surface mais provoquent un relâchement au voisinage de la peau extérieure du tunnel.

En zones aquifères, la construction d'un tunnel a toujours posé d'énormes problèmes qui ne sont pas entièrement résolus à l'heure actuelle. La difficulté est d'autant plus grande que les terrains ont une faible cohésion et un risque de débouillage sous de forts gradients hydrauliques est à craindre, provoquant inévitablement l'envahissement de la galerie pendant le creusement du tunnel.

Il y a eu de nombreuses recherches sur le creusement de tunnels dans l'argile non drainée qui impliquent diverses approches pour l'estimation des mouvements du sol telles que des méthodes empiriques (Peck, 1969 ; Mair et al., 1993), méthodes analytiques (Verruijt and Booker, 1996 ; Loganathan and Poulos, 1998), modélisation physique (Jacobsz et al., 2004 ; Marshall, 2009) et méthodes numériques (Vermeer et Bonnier, 1991 ; Mroueh et Shahrour, 2002). La forme de la cuvette de tassement correspond généralement bien à une courbe gaussienne (Peck, 1969), avec le tassement maximum, S_{max} , et la distance horizontale jusqu'au point d'inflexion, i , définissant la forme de la courbe.

Pour les tunnels dans les sables, il a été observé que la courbe de Gauss ne fournit pas toujours un bon ajustement aux données de tassement dans les sols drainés (Celestino et al., 2000 ; Jacobsz et al., 2004 ; Vorster et al., 2005), ce qui peut également expliquer une partie de la dispersion des valeurs " i " publiées pour les tunnels dans les sables et les graviers. Dans l'analyse de données réelles de tunnels, telles que celles fournies par Lake et al. (1996), il est difficile d'établir l'effet de paramètres individuels, puisque la variabilité de facteurs tels que le type de sol, la méthode de construction et les erreurs de mesure entre les projets de tunnels affecte inévitablement les résultats. Cela peut être la raison du caractère limité des recherches sur les sols granulaires par rapport aux sols argileux.

L'objectif principal de la présente étude est de proposer une zone d'influence autour du tunnel dans des sables en conditions de terrain vierge. Le critère général décrit par (Attewell et al., 1986) pour les bâtiments en dehors du contour de tassement de 10 mm, aucune autre action n'est requise. La plupart du temps, un tassement de 10 mm, 15 mm et 20 mm est considéré comme niveau d'alerte, niveau d'action et niveau d'alarme à partir du marqueur de tassement du

bâtiment. Par conséquent, 10 mm est pris comme valeur seuil et le contour de tassement correspondant à cette valeur est obtenu directement à partir d'une modélisation numérique en déformation plane utilisant le code PLAXIS 2D (Brinkgreve et al., 2017), du creusement d'un tunnel en sol sableux dans des conditions de terrain vierge avec présence d'une nappe phréatique en surface. Pour mieux comprendre le comportement du sol à l'alentour du tunnel et proposer la zone d'influence, une étude paramétrique est réalisée. Cette étude paramétrique se concentre sur les effets de la taille du tunnel, de la profondeur, du type de sol et de la perte de volume. La région en dehors de la zone d'influence peut être considérée comme présentant un risque faible ou une influence nulle en raison des activités de creusement de tunnels.

Chapitre 01 :

Réalisation Et Conception Des Tunnels

1.1 Introduction :

Les ouvrages souterrains représentent un domaine essentiel et en plein essor dans le domaine de la géotechnique. En effet, l'expansion des infrastructures de transport telles que les routes, autoroutes et voies ferrées, nécessite souvent la construction de tunnels pour surmonter des obstacles difficiles. De même, la congestion en surface dans les zones urbaines rend inévitable la construction souterraine de nouvelles voies de circulation telles que les routes et les métros, ainsi que de nouveaux équipements urbains comme les parkings et les réseaux d'assainissement. Ces ouvrages sont généralement réalisés à des profondeurs relativement faibles. De plus, l'utilisation des cavités souterraines pour le stockage de divers produits constitue également un domaine d'activité important. En conséquence, les ouvrages souterrains se caractérisent par une grande variété en termes de types, d'utilisations et de dimensions (Chapman et al.2017)

1.2 Définition des tunnels :

Le tunnel est un passage souterrain creusé ou construit pour permettre le passage sous des obstacles tels que les montagnes, les rivières, les bâtiments ou les routes superficielles. Généralement long et étroit par rapport à sa largeur, le tunnel peut traverser des roches, du sol ou de l'eau. Les tunnels sont utilisés dans divers secteurs tels que les transports (routes, chemins de fer et métro), le transport d'eau (à travers les canalisations), l'énergie (tunnels hydrauliques) et les communications (passage de câbles), ainsi que pour d'autres utilisations. Les tunnels sont construits pour contourner les obstacles naturels ou pour offrir des voies de passage plus sûres et plus rentables pour la circulation et le transport.

1.3 Les tunnels dans l'histoire :

L'histoire des tunnels remonte à des périodes historiques anciennes, où le besoin de passages souterrains découlait de diverses exigences humaines. L'utilisation des tunnels remonte aux époques anciennes pour diverses fins telles que la défense, le stockage, la circulation, etc. Certains des tunnels les plus anciens de l'histoire étaient des passages naturels que les anciens humains utilisaient comme abris contre les intempéries ou les attaques ennemies. Parmi les tunnels les plus célèbres de l'histoire ancienne, on trouve le tunnel construit par les Romains sous l'Acropole d'Athènes, utilisé pour fournir de l'eau à la ville.

Avec le développement de la technologie et du génie civil, les humains ont commencé à construire des tunnels de manière plus étendue et complexe. Depuis lors, les tunnels sont devenus un élément important de l'infrastructure urbaine, utilisés pour le transport rapide, la création de voies de circulation efficaces et d'autres fins telles que le transport de l'eau, les égouts, et le passage des câbles et des tuyaux.

À l'époque moderne, les tunnels ont connu un développement considérable, avec la construction de tunnels longs et profonds pour relier les villes et améliorer les transports en commun. Certains des tunnels modernes Les plus célèbres, comme le tunnel sous la Manche et le tunnel des Alpes, sont parmi les réalisations d'ingénierie les plus remarquables de notre époque.

La figure 1.1 donne la longueur cumulée des ouvrages souterrains construits dans le monde entre 1999 et 2004 (Atkins et al. 2006), ainsi que la permanence du nombre d'ouvrages souterrains construits durant ces dernières années.

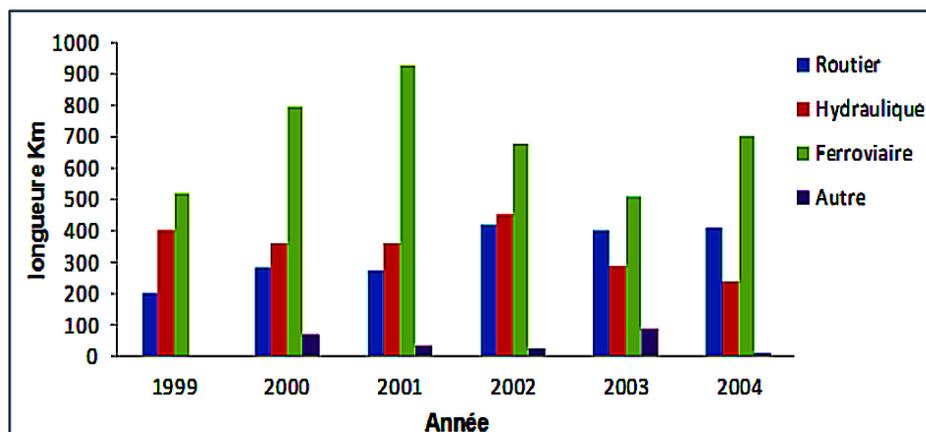


Figure 1.1 Tunnels construits entre 1999 et 2004 dans le monde (Atkins et al.2006)

1.4 Classification des ouvrages souterrains :

Plusieurs possibilités se présentent. À titre d'exemple, on cite trois classifications :

- N. Barton et al. (1974) classent les ouvrages souterrains selon leur destination, en caractérisant la sécurité requise par ordre croissant :
 - Excavation minière à caractère temporaire.
 - Puits verticaux.

- Galeries hydrauliques (sauf conduites forcées à haute pression), collecteurs d'assainissement, galeries de reconnaissance et galeries pilotes
- Cavités de stockage, stations de traitement d'eau, tunnels routiers et ferroviaires sur axes secondaires, chambres d'équilibrage et tunnels d'accès.
- Usines souterraines (le plus souvent hydroélectriques), tunnels autoroutiers, tunnels ferroviaires sur axes principaux, galeries du métro, abris de défense civile,
- Centrales nucléaires souterraines, gares souterraines salles ouvertes au public (sport, spectacles...)
- (Bouvard et al, (1988) classent les ouvrages souterrains en fonction des conditions naturelles dans lesquelles ils sont réalisés :
 - Sol meuble ou rocher,
 - Faible ou forte couverture,
 - Terrain hors nappe ou aquifère,
 - Contraintes naturelles normales (poids de la couverture) ou élevées (contraintes résiduelles).
- (Mestat et al. 1999) classent les ouvrages souterrains en deux grandes familles :
 - Les ouvrages de section plus ou moins régulière et de grande longueur (tunnels, galeries, buses, tuyaux).
 - Les cavités souterraines et structures enterrées (usines et gares souterraines, parkings, lieux de stockage).

1.5 Facteurs à considérer :

Dans le domaine du Génie Civil, la conception d'un tunnel prend en compte trois types de contraintes qui sont liées respectivement :

- Le parti fonctionnel retenu.
- L'environnement de l'ouvrage.
- Le terrain encaissant.

Ces facteurs interviennent en priorité dans la définition du profil en travers de l'ouvrage et dans le choix des procédés de construction.

Il est également à rappeler que le tracé et le profil longitudinal de l'ouvrage sont eux-mêmes définis en tenant compte des contraintes liées à l'environnement et au terrain.

Les conditions d'utilisation du tunnel en service déterminent le volume utile nécessaire :

- Pour la circulation des véhicules, tel que défini dans le document "Géométrie",
- Pour les différents équipements assurant l'éclairage et la sécurité,
- Pour la ventilation,
- Pour les conduites transitant par l'ouvrage (caniveaux d'évacuation d'eau, égouts, câbles, etc.).

Les contraintes liées à l'environnement concernent principalement :

- La sensibilité aux déformations et vibrations des ouvrages, constructions, sites naturels à proximité des travaux de creusement ;
- La présence de nappe aquifère (niveau à maintenir et qualité des eaux à conserver).

La connaissance de la réaction du terrain au creusement est fondamentale. En particulier, les problèmes et les solutions sont de nature très différente selon que l'on a affaire à :

- Des massifs rocheux globalement stables où le soutènement n'intervient que pour s'opposer à d'éventuelles chutes de blocs,
- Des terrains dans lesquels le front de taille est stable mais qui nécessitent un soutènement proche du front,
- Des terrains dans lesquels le front de taille est instable ou bien dans lesquels il faut parfaitement maîtriser les mouvements pour respecter des contraintes de tassement en surface.

1.6 Un peu de vocabulaire :

- **Auscultation (Inspection) :** Utilisation d'instruments pour mesurer des grandeurs physiques afin de comprendre et de contrôler le comportement de l'ouvrage ainsi que son impact sur l'environnement (sol, tunnel, ouvrages voisins).
- **Blindage (Protection) :** Installation de plaques métalliques ou de planches de bois entre les arcs de soutènement. Le blindage sert souvent de coffrage perdu lorsqu'il est rempli de béton et a également un rôle structural de maintien.

- **Bouclier** : Système de protection et de soutènement pour un tunnelier, généralement constitué d'un tube métallique épais de diamètre approximativement égal à la section excavée.
- **Calotte** : Partie supérieure d'un tunnel dans une excavation par demi-sections (section supérieure).
- **Cintre** : Profilé métallique standardisé (IPE, HEA, HEB...) cintré selon la géométrie du tunnel et utilisé pour soutenir le terrain.
- **Confinement** : Application d'une pression sur les parois d'un tunnel, principalement à travers un soutènement, dans le but de limiter les convergences et le déconfinement du terrain.
- **Convergence** : Rétrécissement diamétral d'une section de tunnel.
- **Déboufrage** : Arrivée soudaine d'eau ou de matériaux meubles suite à l'excavation du front de taille.
- **Déconfinement** : Réorganisation des contraintes autour du tunnel de part et d'autre du front de taille. Le terrain est considéré comme complètement déconfiné lorsqu'il atteint son équilibre final.
- **Décousu** : Zone de terrain proche du front de taille non soutenue.
- **Exhaure** : Évacuation des eaux qui s'infiltrent naturellement dans le tunnel ou qui sont utilisées pour les besoins du chantier.
- **Front de taille** : Zone où l'excavation du tunnel se réalise, fin provisoire du tunnel en creusement.
- **Fontis** : Cloche formée par l'effondrement des terrains verticalement. Dans le pire des cas, les fontis peuvent se propager jusqu'à la surface.
- **Injection** : Processus d'injection de matériau solide dans le sol pour combler les vides et augmenter la résistance ou l'étanchéité.
- **Marinage** : Évacuation des eaux provenant de l'excavation.
- **Marins** : Déblais produits par l'excavation d'une avance.
- **Pas d'avancement** : Longueur de terrain excavée en une seule phase.

- **Plan de tir** : Plan du front de taille contenant les emplacements des trous de forage, les retards de détonation, les lignes de tir et les quantités d'explosifs utilisées.
- **Rameau** : Galerie reliant deux ouvrages souterrains.
- **Stross** : Partie inférieure d'un tunnel dans une excavation par demi-sections (section inférieure).
- **Tunnelier** : Machine de creusement de tunnels à section pleine, pouvant également poser le revêtement final. Aussi appelée TBM (Tunnel Boring Machine).
- **Vousoir** : Élément en béton armé préfabriqué. Plusieurs voussoirs forment un anneau, et plusieurs anneaux forment le revêtement de certains tunnels.
- **Tunnel** : La description d'un tunnel est illustrée dans la figure 2, avec les termes habituellement employés lors de l'excavation d'un puits ou d'un tunnel. Le terrain subit des déformations à deux endroits : au niveau du front de taille, on parle d'extrusion, tandis qu'au niveau des parois, on parle de convergence. Le front de taille représente une surface plane dont le contour définit le profil du tunnel. Généralement, on estime que les convergences se stabilisent après un retrait de **2** diamètres par rapport au front.

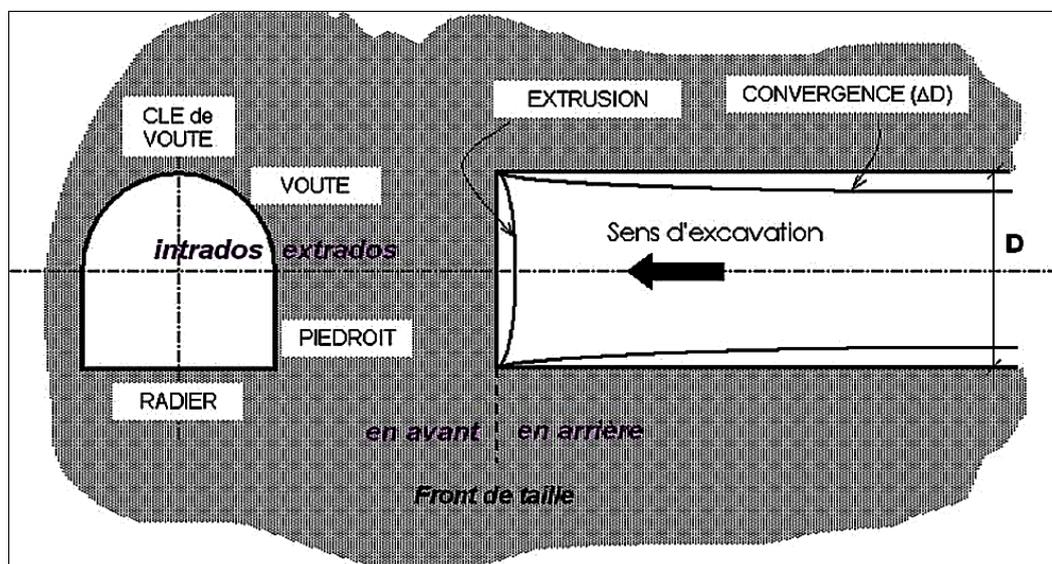


Figure 1.2 Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille

1.7 Choix de la section et division de la section :

Lors du choix de la section appropriée pour creuser les tunnels, plusieurs facteurs essentiels sont pris en compte pour garantir une construction optimale. Parmi ces facteurs :

- Les exigences de construction variant selon la fonctionnalité prévue.
- Les conditions de stabilité imposées par les caractéristiques géomécaniques du sol environnant.
- La méthode d'exécution utilisée, que ce soit avec un tunnelier ou une tranchée couverte.
- Les variations attendues dans la composition des roches et la qualité des matériaux environnants, pouvant nécessiter des modifications dans la méthode ou la section transversale du creusement pendant l'avancement des travaux.

Il est essentiel que la section soit aussi uniforme que possible le long de la structure, pour des raisons économiques et esthétiques. Cela peut être réalisé en renforçant fortement la section non circulaire commune dans les cas où une section circulaire est nécessaire sur une courte distance relative.

En ce qui concerne la division de la section, cela dépend de l'utilisation de l'équipement de creusement et du développement des techniques de soutènement préalable et de renforcement de la face de taille pour permettre un creusement en pleine section ou au moins avec une section supérieure significative.

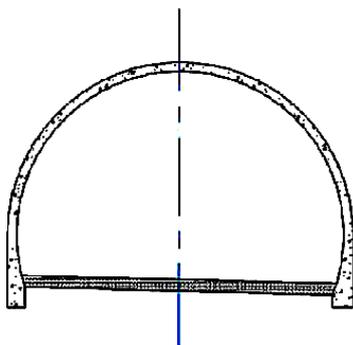


Figure 1.3 Tunnel plein cintre en béton

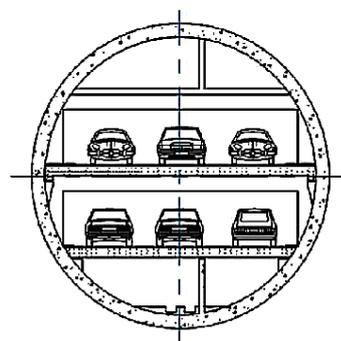


Figure 1.4 Tunnel circulaire creusement
Au tunnelier

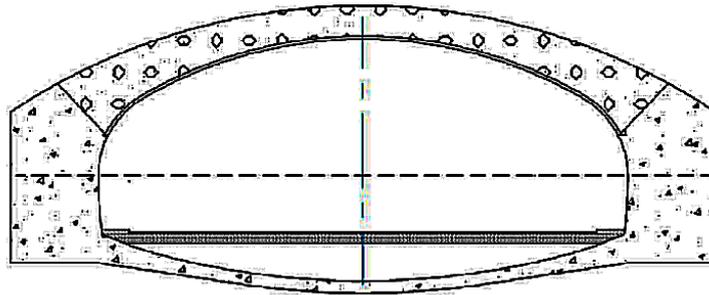


Figure 1.5 Tunnel à voûte surbaissée

1.8 Avantages des ouvrages souterrains :

- **Réduction de la congestion** : Les tunnels peuvent contribuer à réduire la congestion routière en offrant des voies supplémentaires pour la circulation, en particulier dans les zones urbaines densément peuplées.
- **Création d'emplois** : La construction et la maintenance des tunnels créent des opportunités d'emploi pour les travailleurs locaux et les ingénieurs (Baker 2006).
- **Libération d'espace pour le développement urbain** : En utilisant les tunnels pour les routes et les transports en commun, les espaces de surface peuvent être libérés pour le développement urbain et les utilisations publiques.

1.9 Les défis majeurs associés à la construction des ouvrages souterrains :

- **Stabilité du sol** : Il est essentiel de maintenir la stabilité du sol pendant les travaux, en particulier au front de taille, où des effondrements peuvent survenir.
- **Choix du soutènement et du revêtement** : Sélectionner le type approprié de soutènement et de revêtement est crucial pour assurer la solidité des parois à court et à long terme.
- **Gestion des mouvements** : Les mouvements de terrain engendrés par le creusement doivent être contrôlés, surtout lorsqu'il s'agit de travaux à faible profondeur ou à proximité d'autres structures urbaines.
- **Phénomènes hydrauliques** : Les travaux souterrains peuvent affecter le régime hydraulique local et nécessitent une gestion adéquate des eaux souterraines et des infiltrations.

- **Températures extrêmes** : Pour les projets impliquant le stockage de matériaux à des températures élevées ou basses, les contraintes thermiques doivent être prises en compte en plus des contraintes mécaniques .
- **Résistance au feu** : Suite à des incidents d'incendies, la résistance au feu des revêtements de tunnels est devenue une préoccupation majeure, nécessitant des recherches sur l'amélioration des matériaux et des techniques de construction.
- **Coût élevé** : La construction de tunnels est souvent coûteuse en raison de la nécessité de creuser, renforcer et ventiler, surtout lorsque les tunnels sont longs ou traversent des terrains difficiles.
- **Maintenance complexe** : Les tunnels nécessitent une maintenance régulière pour garantir leur sécurité et leur efficacité de fonctionnement, ce qui peut être complexe et coûteux en raison de l'accès limité et des exigences techniques (Yuan et al, 2017).
- **Impact sur les eaux souterraines** : Le creusement des tunnels peut affecter le débit et la qualité des eaux souterraines, ce qui peut avoir un impact sur la vie végétale et animale locale.
- **Problèmes d'ingénierie** : Les projets de tunnels peuvent être confrontés à des défis d'ingénierie tels que des sols instables ou des nappes phréatiques élevées, ce qui peut entraîner des retards et des coûts supplémentaires .

En abordant ces défis avec des mesures appropriées de planification, de conception et de construction, il est possible de garantir la sûreté et la durabilité des ouvrages souterrains.

1.10 Technique de creusement des ouvrages souterrains :

Les tunnels peuvent être creusés à travers une variété de matériaux, depuis des sols souples jusqu'aux roches les plus dures. Les méthodes d'excavation varient en fonction de la nature du terrain rencontré. Avant d'aborder en détail les techniques de construction des tunnels, il est essentiel de comprendre quelques notions fondamentales. En effet, le succès de tout projet de construction dépend largement de son emplacement géographique. Pour les tunnels, plusieurs facteurs doivent être pris en considération, tels que la composition du sol, sa stabilité, la profondeur souhaitée, entre autres. Par conséquent, les techniques de construction doivent être adaptées en fonction des caractéristiques hydrologiques et géologiques du sol. Ceci permettra de déterminer les meilleures stratégies pour mener à bien le projet.

De plus, l'ingénierie géotechnique joue un rôle crucial dans l'analyse des caractéristiques du sol et la conception des méthodes d'excavation les plus appropriées pour assurer la stabilité et la sécurité des tunnels pendant et après la construction.

1.11 Les différentes méthodes d'exécution des tunnels :

Il existe plusieurs méthodes pour creuser un tunnel. On distingue deux grandes tendances :

- Le creusement conventionnel (Explosifs / Attaque ponctuelle).
- Le creusement au tunnelier.

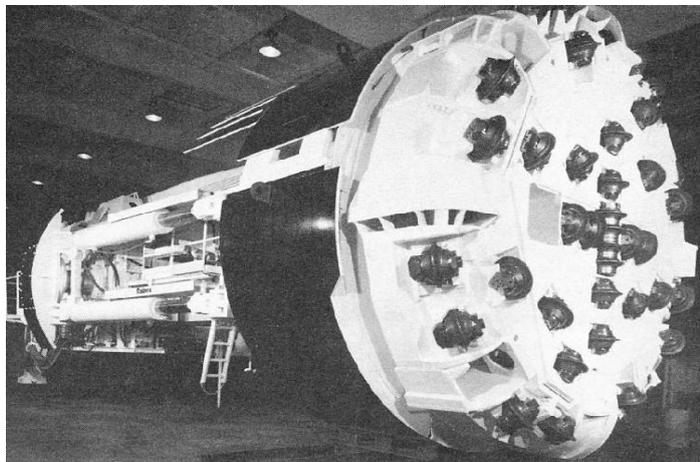


Figure 1.6 Tunnelier

1.12 Le Creusement au tunnelier :

Les techniques d'excavation mécanisée englobent toutes les méthodes où l'abattage est réalisé mécaniquement à l'aide d'outils comme des dents, des pics ou des molettes, en opposition aux techniques conventionnelles utilisant des explosifs. Ces méthodes se divisent en deux catégories principales (les méthodes à pleine section et celles à attaque ponctuelle) :

- **Machines à pleine section** : Aussi appelées machines à attaque globale ou pleine face, elles excavent toute la section du tunnel en une seule opération.
- **Machines à attaque ponctuelle** : Abattent le terrain de manière sélective, par sections.

Les tunneliers représentent une avancée majeure dans l'excavation mécanisée, capables d'excaver mécaniquement à pleine section. Introduits à la fin du XIXe siècle, les tunneliers ont évolué considérablement en termes de puissance, vitesse, contrôle, et adaptabilité à différents terrains.

Chaque tunnelier est généralement un prototype conçu pour un projet spécifique mais peut être réutilisé pour d'autres projets si les conditions géométriques et géologiques le permettent. Par exemple, le tunnelier du métro de Lille a été réutilisé à Rennes (Robbins, J., & Stark, D. (1990)).

1.13 Caractéristiques des tunneliers :

- **Forme circulaire** : La plupart des tunneliers creusent des tunnels circulaires.
- **Excavation dans les roches** : Réalisée par attaque globale avec une machine foreuse pleine section prenant appui directement sur le terrain.
- **Terrains tendres** : Nécessitent un soutènement important, les tunneliers utilisent un bouclier et le front peut être pressurisé pour maintenir la stabilité.

1.14 Classification des Techniques d'Excavation Mécanisée :

Les techniques sont classées en fonction de leur capacité à accomplir les fonctions principales de la construction d'un tunnel :

- Abattage des terrains.
- Soutènement radial et frontal.
- Évacuation des déblais (marinage).
- Mise en place du revêtement final (Chapman et al 2017)

1.15 Chronologie d'évolution des boucliers :

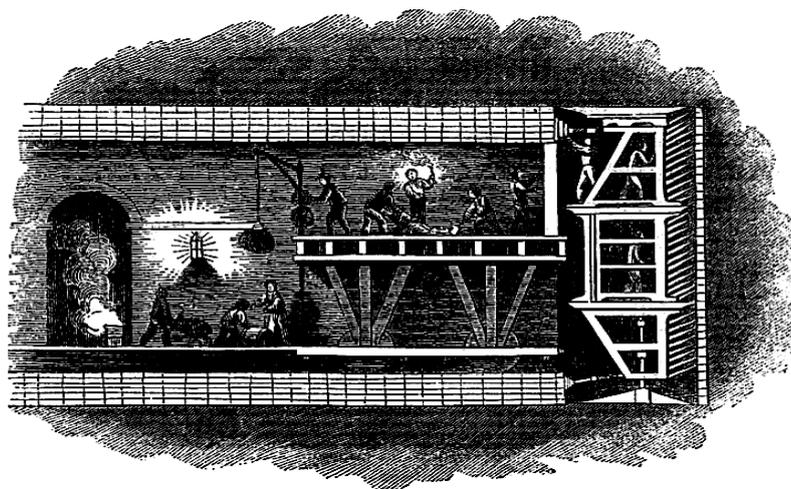


Figure 1.7 Le tunnelier inventé par Marc Brunel (19^{ème} siècle) - the Illustrated London News.

Tableau 1.1 Chronologie d'évolution des boucliers

CHRONOLOGIE D'EVOLUTION DES BOUCLIERS	
1825	La première utilisation du bouclier en Angleterre (Brunel) propulsé par des vérins à Vis.
1897	Bouclier de Great Head propulsé par des vérins hydrauliques en Angleterre
1901	Premier bouclier mécanisé Markham en Angleterre
1936	Premier bouclier à abattage manuel au Japon
1960	Premier bouclier à pression de boue en Angleterre
1965	Premier bouclier à pression de boue au Japon
1974	Premier bouclier à pression De Terre Au Japon Par ISHIKAWAJIMA-HARIMA
1981	Premier bouclier à pression de terre utilisé aux Etats Unis à San Francisco
1984	Premier bouclier à pression de boue utilisé en France (métro de Lyon)
	Premier bouclier à pression de terre utilisé en France (Collecteur de Villeneuve S ^t -Georges)
1990	Premier bouclier à pression de terre utilisé en Allemagne (Collecteur d'eau pluvial à Brême)

1.16 Les organes d'un tunnelier :

Un tunnelier, également connu sous le nom de TBM (Tunnel Boring Machine), est une machine spécialement conçue pour creuser des tunnels de manière continue. Sa fonction principale est d'excaver le sol pour créer le tunnel, et si nécessaire, d'installer immédiatement un revêtement pour renforcer les parois du tunnel, tout en évacuant les déblais produits.

La structure du tunnelier se compose de quatre éléments essentiels :

- **La tête de coupe** : équipée de dents et de molettes, elle est responsable du creusement du sol. Elle combine rotation et avancée pour pénétrer le sol en continu.
- **Le bouclier** : cette partie protège la tête de coupe et offre un soutien immédiat aux parois du tunnel. Il est conçu pour garantir la sécurité des travailleurs et des équipements pendant le processus de creusement. La partie arrière du bouclier est équipée de vérins pour soutenir la poussée du tunnelier.
- **Le système d'évacuation des déblais** : qu'il soit mécanique (à l'aide de godets, de vis sans fin ou de convoyeurs) ou hydraulique (pour les tunneliers opérant sous pression), ce système assure le transport des déblais hors du tunnel.
- **Le train suiveur** : il s'agit d'une série de remorques qui suivent le tunnelier et qui abritent tous les équipements nécessaires à son bon fonctionnement. Cela comprend les dispositifs d'approvisionnement en matériaux de revêtement, les systèmes de ventilation, les postes de contrôle, et d'autres équipements essentiels (Doe et al, 2005).

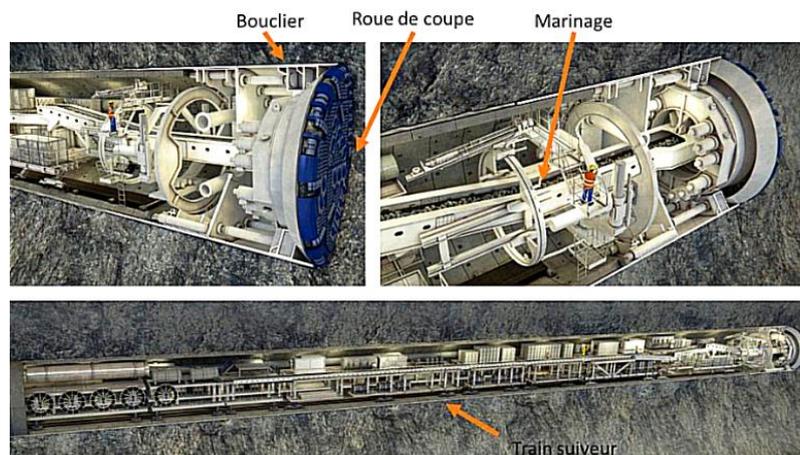


Figure 1.8 Vue en coupe d'un tunnelier

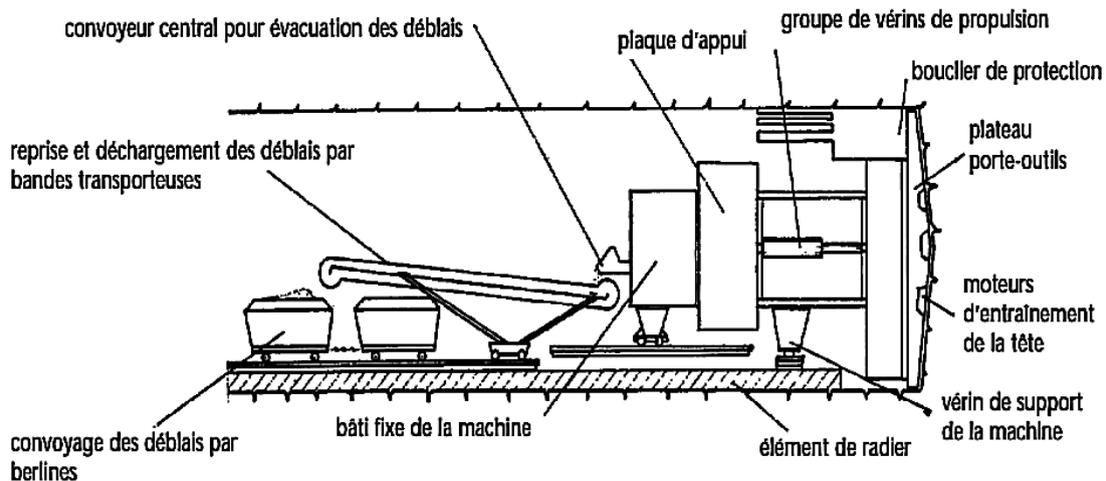


Figure 1.9 Schéma général constitutif d'une machine pleine section

1.17 Principe et fonction d'un bouclier :

Le bouclier de tunnelier fonctionne selon un principe où il utilise à la fois la pression des outils contre la roche du front de taille via des vérins de poussée et le mouvement circulaire de la tête de forage, sur laquelle sont fixés les outils.

Ces outils, tels que les molettes ou les disques, sont positionnés de manière à ce que les rainures formées à chaque rotation soient suffisamment proches (entre 6 et 10 cm) pour provoquer la rupture de l'arête rocheuse.

Dans les terrains extrêmement durs comme le granite (200 MPa), les molettes peuvent pénétrer, tandis que dans les terrains meubles, on utilise un plus grand nombre de pics ou de dents.

La progression du tunnelier se fait "en chenille" en reprenant les appuis solidaires du corps de la machine. La longueur de la course de forage varie selon le type de machine et les caractéristiques du terrain :

Elle peut être d'environ 1 à 1,50 m dans les terrains durs à tendres qui ne nécessitent pas de soutènement, et correspond à l'espacement entre les cintres ou la largeur des voussoirs lorsque la machine avance en réaction contre l'anneau du revêtement.

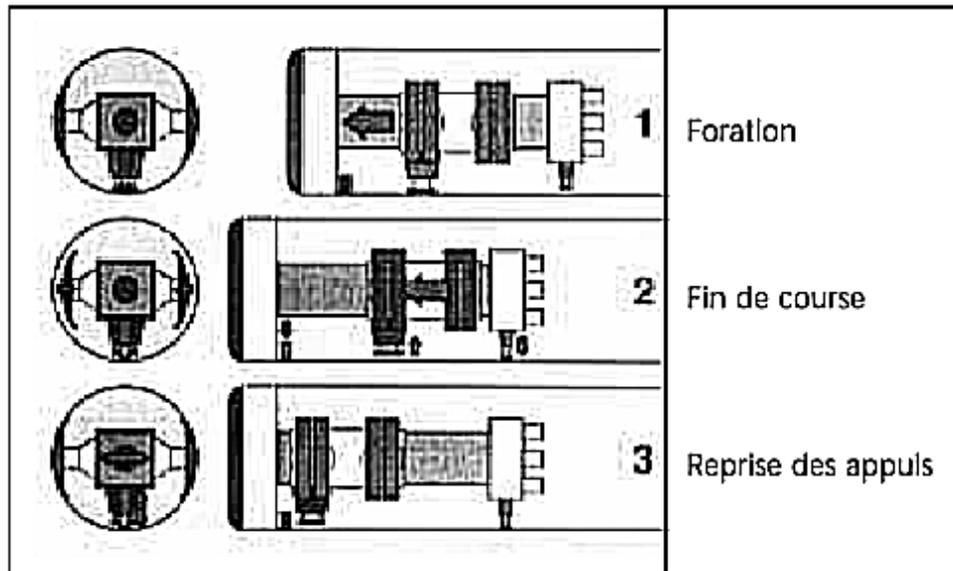


Figure 1.10 Principe de fonctionnement d'une machine pleine section

Pendant que le tunnelier avance dans le terrain, le creusement est synchronisé avec la poussée sur les vérins, qui s'appuient sur le dernier anneau posé.

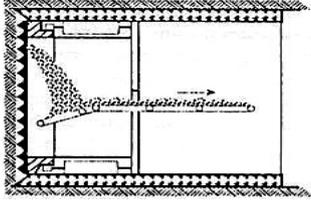
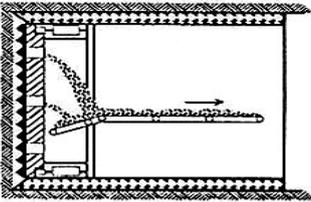
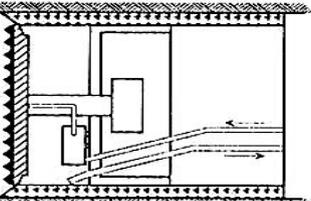
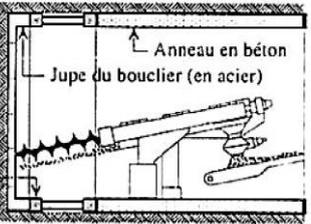
Cette avancée permet de retirer suffisamment les tiges des vérins et de dégager l'espace nécessaire à l'assemblage des nouveaux voussoirs.

Pendant la pose des voussoirs, le creusement est interrompu. Le bouclier assure en continu plusieurs fonctions essentielles :

le soutènement des parois latérales par la jupe métallique articulée ou monolithique, la mise en place immédiate du revêtement définitif derrière la jupe, le remplissage du vide annulaire entre le revêtement et le sol, l'abattage du front de taille pour préparer les déblais, le soutènement du front de taille pour éviter les tassements et les effondrements, l'étanchéité du tunnel, l'évacuation des déblais, la propulsion du bouclier par des vérins hydrauliques et le maintien du bouclier sur l'axe théorique.

1.18 Classification des boucliers :

Tableau 1.2 Classification des boucliers (d'après Mestat (1999))

Type de Bouclier	Caractéristiques	Schéma
<p align="center">Bouclier À front ouvert</p>	<p><u>Description</u> : Le creusement est généralement mécanisé et l'avancement assuré par des vérins hydrauliques s'appuyant sur le soutènement déjà installé à l'abri de la jupe du bouclier.</p> <p><u>Utilisation</u> : Réservé aux sols cohérents sans problèmes de stabilisation du front de taille oudans les roches tendres.</p>	
<p align="center">Bouclier « aveugle » à pression Mécanique</p>	<p><u>Description</u> : Cette technique est de moins en moins utilisée. Le soutènement du front de taille est assuré par le tunnelier.</p> <p><u>Utilisation</u> : L'utilisation est limitée aux sols mous, très plastiques à fluides, sans possibilité de venues d'eau.</p>	
<p align="center">Bouclier à air comprimé</p>	<p><u>Description</u> : Il fonctionne comme un bouclier à front ouvert, mais le soutènement du front par pression d'air permet le creusement dans des terrains meubles aquifères, les outils d'abattage se situent dans la chambre.</p> <p><u>Utilisation</u> : Sols à faibles perméabilités et suffisamment homogènes, fins.</p>	
<p align="center">Bouclier à pression De boue</p>	<p><u>Description</u> : Le soutènement du front de taille est effectué par la pression de boue bentonitique dont la circulation permet aussi d'évacuer les déblais. La boue forme un cake imperméable en équilibrant les forces exercées sur le front.</p> <p><u>Utilisation</u> : Applicable à une grande variété de terrains : des argiles aux sables et graviers, sous une charge d'eau de plusieurs mètres.</p>	
<p align="center">Bouclier à pression de terre</p>	<p><u>Description</u> : Le soutènement du front de taille est effectué par le confinement des déblais dans la chambre d'abattage, qui se trouve entre le front et une paroi étanche.</p> <p><u>Utilisation</u> : Cette technique nécessite un sol suffisamment fluide et homogène.</p>	

1.19 Choix du type de bouclier :

Le choix du type de bouclier pour la construction d'un tunnel est crucial et dépend de plusieurs facteurs clés liés aux caractéristiques géologiques et mécaniques du terrain, ainsi qu'aux exigences spécifiques du projet. Voici quelques considérations importantes :

- **Propriétés Physiques du Sol** : Densité, Indice de vide, Porosité, Teneur en eau, Degré de saturation, Limites d'Atterberg, Structure du sol, Granulométrie.

- **Résistance Mécanique du Sol** : Guide le choix de la méthode d'abattage (pics, molettes, fraises), Détermine les caractéristiques des équipements (puissance, poussée, couple).

- **Effets Abrasifs et Risques Associés** : Risque d'abrasion des outils d'abattage et de la paroi du bouclier, Risques de collage et de bourrage avec les matériaux argileux.

- **Terrains Meubles et Aquifères** : Bouclier à pression de terre, Bouclier à pression de boue, Possibilité de creuser à pression d'air.

- **Complexité du Tunnelier** : Construction d'ouvrages souterrains dans des conditions difficiles (environnements urbains, passages sous des cours d'eau ou la mer).

1.20 La gestion des tassements:

La maîtrise des tassements est essentielle pour minimiser les impacts sur les structures en surface lors du creusement des tunnels. Les tassements se décomposent en plusieurs composantes et leur gestion nécessite une adaptation constante du confinement selon les caractéristiques des terrains rencontrés.

➤ Composantes des Tassements :

- **Tassement en amont du front** : Ce tassement se produit avant que le tunnelier n'atteigne une zone donnée (Chapman et al ,2017).
- **Tassement au niveau de la jupe** : Induit par la conicité de la jupe du tunnelier.
- **Tassement résultant de la différence de diamètre** : Entre le diamètre intérieur de la jupe et le diamètre extérieur de l'anneau de voussoirs.
- **Tassement dû au comportement différé des terrains** : Ce phénomène est causé par la modification de l'état de contraintes autour du revêtement, incluant des effets tels que la dissipation des pressions interstitielles dans les terrains argileux et le fluage.

➤ **Estimation des Tassements :**

Pour évaluer les tassements en surface, les méthodes simplifiées suivantes sont souvent utilisées : évaluation des pertes de volume, extrusion du front de taille (la déformation du sol devant le tunnelier), convergence des parois (le mouvement des parois du tunnel vers l'intérieur), et mauvais remplissage du vide derrière la jupe (les espaces non comblés correctement derrière le tunnelier). Pour les tunnels peu profonds, il est généralement supposé que le volume perdu soit entièrement transmis en surface. La forme de la cuvette de tassement dépend des dimensions et de la profondeur du tunnel ainsi que des propriétés du sol. La profondeur nécessaire pour retrouver en surface un volume équivalent à celui des pertes estimées est également calculée .

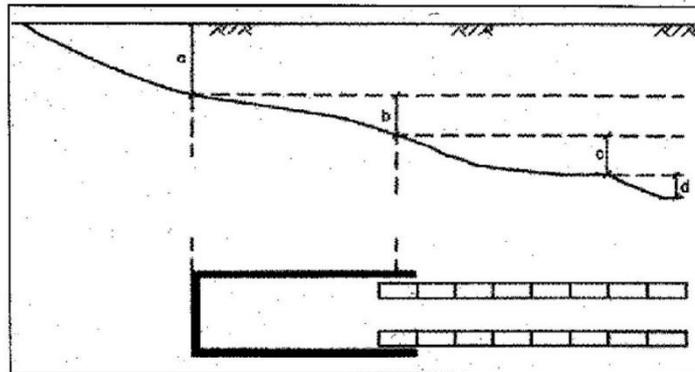


Figure 1.11 Evolution des tassements le long d'un tunnelier

1.21 Les Différents Types de Soutènement:

Dans le domaine du creusement souterrain, il est crucial de distinguer entre le présoutènement, le soutènement, et le revêtement :

- **Présoutènement** : Mis en place en amont du front de taille, il vise à contenir les déformations du terrain avant l'excavation.
- **Soutènement** : Installé pendant les travaux d'excavation pour assurer la stabilité à court terme des parois latérales.
- **Revêtement** : Souvent installé plusieurs mois après le soutènement, il assure la stabilité à long terme, souvent en association avec le soutènement.

1.22 Les Différents Types de Revêtement:

➤ Revêtement en Béton Coffré avec Radier Contre-voûté :

Cette variante est utilisée dans des circonstances spécifiques, lorsque les effets à long terme sur le tunnel sont particulièrement importants, comme le gonflement ou le fluage du terrain. Voici ses principales caractéristiques :

- **Structure du Revêtement** : Ce type de revêtement inclut un radier fermé, également appelé contre-voûte, qui renforce la structure du tunnel.
- **Fonction du Radier Contre-voûté** : Il permet de "circulariser" la section du tunnel, maximisant l'effet de voûte et améliorant la résistance aux contraintes à long terme.
- **Sollicitations du Revêtement** : Le radier contre-voûté réduit les sollicitations sur le revêtement, permettant une meilleure répartition des charges et une stabilité améliorée du tunnel.

➤ Voussoirs Préfabriqués :

Les voussoirs préfabriqués sont une méthode innovante et efficace pour revêtir les tunnels construits à l'aide d'un tunnelier. Voici les principales caractéristiques de cette technique :

- **Élaboration des Voussoirs** : Les voussoirs sont des écailles de béton armé préfabriquées, fabriquées en usine et prêtes à être posées sur le chantier. Ils forment un anneau lorsqu'ils sont assemblés correctement.
- **Assemblage des Voussoirs** : Sous le bouclier du tunnelier, les voussoirs sont assemblés selon un plan de calepinage préétabli. Plusieurs voussoirs sont mis bout à bout pour former un anneau, avec le dernier voussoir, appelé voussoir de clef, qui clavette définitivement l'anneau.
- **Anneaux Universels** : Les voussoirs sont conçus avec une largeur longitudinale variable pour permettre des ajustements selon le tracé du tunnel, permettant une adaptation flexible au tracé.

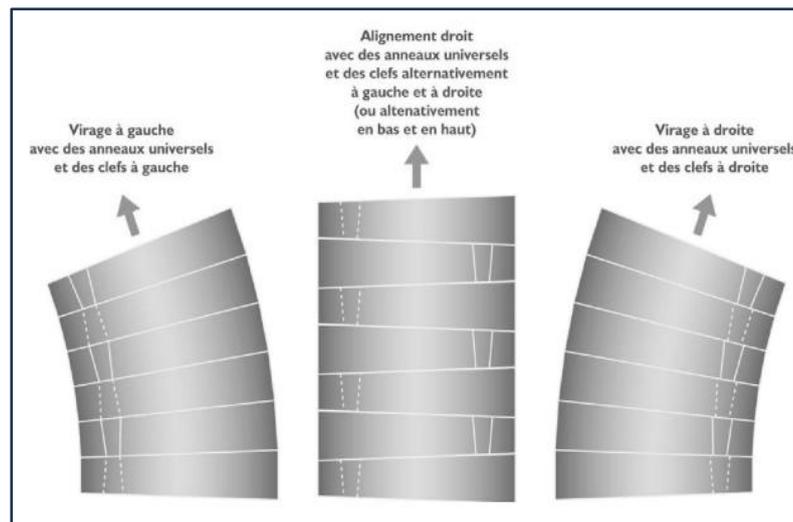


Figure 1.12 Principe des anneaux universels

- **Étanchéité et Bourrage** : Les joints entre les voussoirs sont équipés de joints d'étanchéité, et le vide annulaire laissé par le bouclier lors de son avancement est comblé par injection de mortier ou de graviers, assurant une étanchéité adéquate du tunnel (N. Barton, 2000).

1.23 Conclusion:

Dans ce chapitre, nous avons exploré les fondements des ouvrages souterrains, en examinant leurs classifications et les différentes formes qu'ils peuvent prendre selon leurs fonctions spécifiques. De plus, nous avons fourni un lexique complet des termes associés aux travaux souterrains, offrant ainsi aux lecteurs une ressource précieuse pour comprendre le langage technique de ce domaine.

Par ailleurs, ce chapitre a couvert divers aspects des constructions souterraines, en se concentrant sur les étapes d'investigation, les techniques de creusement, les conditions d'application de ces méthodes, ainsi que les modes de soutènement et de revêtement indispensables pour garantir la sécurité dans la construction des tunnels.

En combinant ces deux points, nous avons fourni une vue d'ensemble complète des principes et des pratiques essentiels pour la planification, la construction et l'exploitation des ouvrages souterrains, fournissant ainsi aux lecteurs une compréhension approfondie de ce domaine complexe de l'ingénierie civile.

Chapitre 02 :

Mouvements Engendrés Par Le Creusement D'un Tunnel

2.1 Introduction:

La construction de tunnels peut provoquer des perturbations importantes dans le sol environnant, affectant potentiellement la stabilité des structures voisines, surtout en zones urbaines. Ces perturbations peuvent entraîner des conséquences humaines et économiques considérables. La magnitude des mouvements du sol dépend de facteurs tels que les caractéristiques géologiques et hydrologiques, la profondeur du tunnel, et la méthode de construction utilisée.

Pour évaluer ces mouvements, trois approches principales sont utilisées :

➤ **Approche empirique :**

- Basée sur des données recueillies lors de constructions similaires.
- Établit des relations entre les déplacements du sol, les caractéristiques géométriques et géotechniques, ainsi que le calendrier de construction.

➤ **Approche analytique :**

- Repose sur des principes mécaniques généraux pour estimer les mouvements.
- Nécessite souvent des hypothèses simplificatrices importantes.

➤ **Approche numérique :**

- Permet de modéliser le champ de déplacements et de contraintes dans le sol en simulant les différentes phases de construction.
- Prend en compte des lois de comportement complexes du sol et des conditions aux limites variées.

Chaque approche a ses avantages et ses limites. Le choix de la méthode dépend de la complexité du projet et des ressources disponibles. En général, une combinaison de ces approches est utilisée pour obtenir une estimation plus précise des mouvements du sol lors de la construction de tunnels.

2.2 Description générale des mouvements de sol:

Les mouvements de sol générés par la construction de tunnels résultent de processus complexes et simultanés. (Leblais,1995) dans une recommandation du groupe de travail n°16 de l'AFTES, souligne que la relation entre les mouvements de surface et la profondeur du tunnel est difficile à établir. Lors du creusement, plusieurs phénomènes contribuent aux mouvements observés à court terme :

➤ Perte de sol au front de taille :

- L'excavation perturbe le sol environnant, entraînant une migration du matériau vers le vide laissé par le tunnel en formation.

➤ Déplacement du sol vers le vide :

- Le sol se déplace vers le vide laissé par le bouclier ou par le soutènement en arrière du front de taille (Smith et al, 1995).

➤ Déplacement vers les vides latéraux :

- Ce phénomène est particulièrement notable dans le cas de trajectoires courbes du tunnel, où le bouclier crée des vides latéraux.

➤ Déformation du soutènement du tunnel :

- Après sa mise en charge, le soutènement du tunnel nouvellement construit se déforme, contribuant aux mouvements du sol.

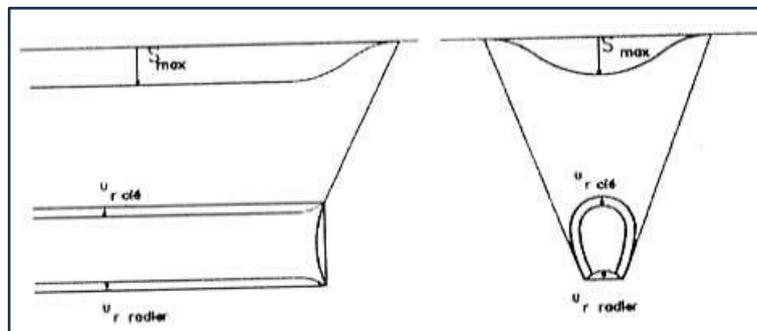


Figure 2.1 Déplacements des contours de l'excavation d'après(Leblais ,1995).

Ces processus modifient le champ initial des contraintes et la situation hydrogéologique dans le massif, entraînant généralement un déplacement instantané du front de taille vers l'excavation et une convergence des parois du tunnel. Comprendre ces mécanismes est crucial pour évaluer et anticiper les mouvements de sol, afin de minimiser les impacts sur les structures environnantes.

Les données fournies par (Bernat, 1996) et (Kanayasu, 1994) illustrent la répartition des tassements de surface à court terme générés par le creusement au bouclier :

➤ **Répartition des tassements selon (Bernat, 1996) :**

- 10 à 20 % au front
- 40 à 50 % au passage du tunnelier
- 30 à 40 % à l'échappement de la jupe

➤ **Répartition des tassements selon (Kanayasu, 1994) :**

- 34 % au front
- 38 % au passage du tunnelier
- 28 % à l'échappement de la jupe

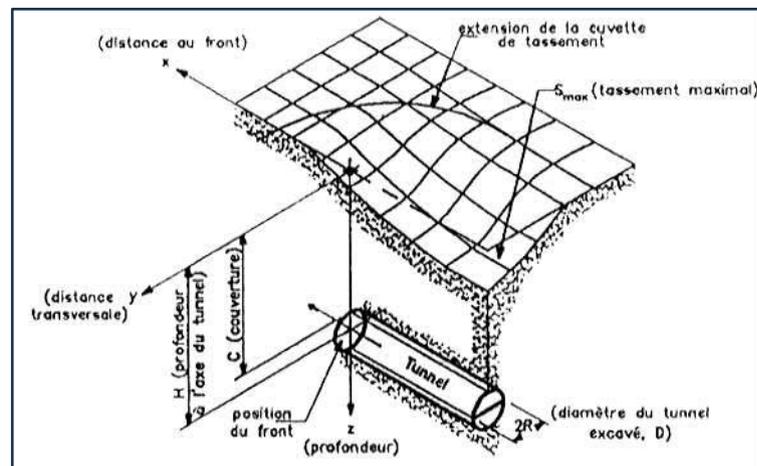


Figure 2.2 Cuvette de tassement 3D (Leblais,1995).

Les différences observées, notamment au niveau du passage du front, peuvent être attribuées au phénomène de surcoupe, où une quantité excessive de matériau est enlevée lors du creusement.

Ces mouvements de sol correspondent à un volume de terrain perdu, désigné par V_0 (Schlosser, 1989). En surface, cela se manifeste par l'apparition d'une dépression appelée cuvette de tassement, qui progresse avec l'avancement du tunnel. Ce volume de terrain perdu au niveau du tunnel est fréquemment noté V_t dans la littérature, notation qui sera adoptée par la suite (Pantet, 1991).

2.3 Transmission des déplacements du tunnel vers la surface :

La transmission des déplacements du tunnel vers la surface est un processus complexe influencé par plusieurs facteurs, tels que le temps de réponse, la hauteur de couverture et la nature du terrain. Selon (Pantet, 1991), les déplacements se propagent vers la surface avec un retard et un amortissement, impliquant un décalage temporel et une diminution de l'amplitude des mouvements entre la profondeur et la surface. Ce phénomène est particulièrement prononcé lorsque la hauteur de couverture est importante, pouvant entraîner des effets significatifs sur la surface (Pantet, 1991).

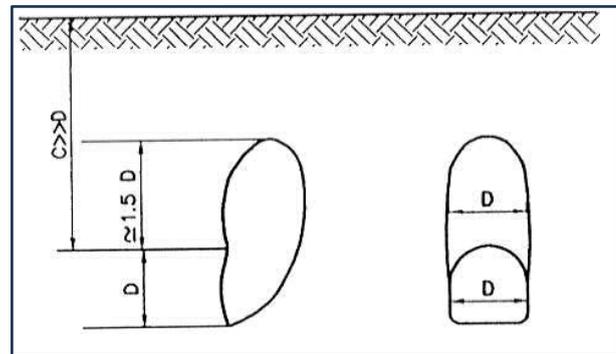
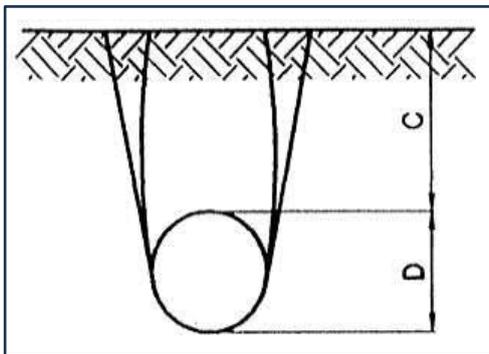


Figure 2.3 Mécanisme primaire (Pantet ,1991).

Figure 2.4 Mécanisme secondaire (Pantet ,1991).

2.4 Mécanismes de transmission des déplacements :

Pantet [1991] identifie deux mécanismes principaux de transmission des déplacements entre le tunnel et la surface :

➤ Mécanisme primaire :

- Caractérisé par la formation d'une zone de déformation au-dessus du tunnel, cette zone a généralement une hauteur d'environ 1 à 1,5 fois le diamètre du tunnel et une largeur proche du diamètre.

- Lorsque le tunnel est suffisamment profond (rapport $C/D > 2,5$), la transmission des effets du creusement vers la surface est généralement limitée (Leblais, 1995).

➤ **Mécanisme secondaire :**

- Ce mécanisme peut survenir lorsque le tunnel est plus proche de la surface (rapport $C/D < 2,5$) et que le confinement du front de taille n'est pas suffisant.
- On observe la formation d'un bloc de terrain rigide au-dessus du tunnel, comme décrit par (Chapeau, 1991).

2.5 Types de rupture au-dessus d'un tunnel circulaire foré au bouclier :

Roisin [1995] distingue 2 types de rupture au-dessus d'un tunnel circulaire foré au bouclier :

➤ **Formation de voûtes de décharge :**

- Se produit lorsque le rapport C/D est compris entre 1,5 et 2.
- Dans cette configuration, le tunnel est considéré comme profond et la surface est peu perturbée.
- La hauteur de la surface de rupture dépend de la résistance du sol et du diamètre du tunnel (Roisin, 1995).

➤ **Rupture en silo de, Terzaghi :**

- Se produit lorsque le tunnel est plus proche de la surface.

➤ **Notion d'effet de voûte :**

(Lunardi, 1997) introduit la notion d'effet de voûte, qui se produit lorsque les contraintes préexistantes sont déviées par l'ouverture de la cavité du tunnel. Cet effet de voûte peut se produire :

- À proximité du profil d'excavation.
- Loin du profil.
- Ne pas se produire du tout, en fonction de l'état de contraintes du massif et des propriétés du terrain (Lunardi, 1997).

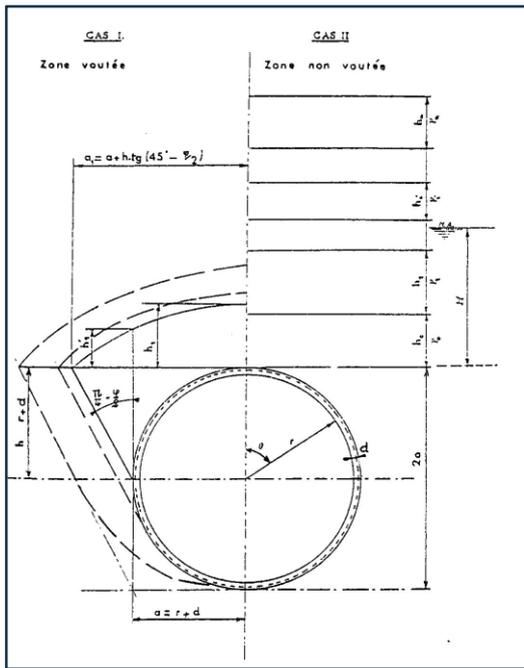


Figure 2.5 Hypothèses de chargement (Roisin, 1995).

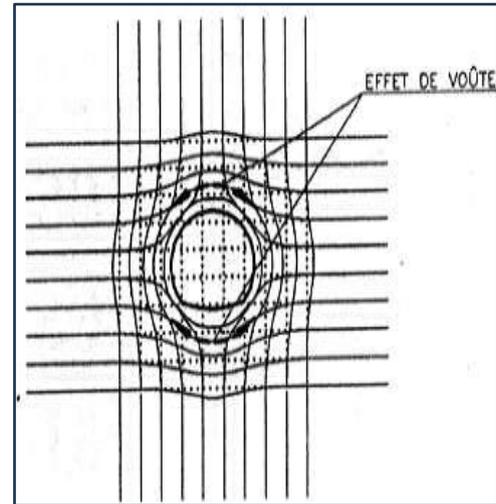


Figure 2.6 Effet de voûte.

2.6 Mouvements dans une section transversale au creusement :

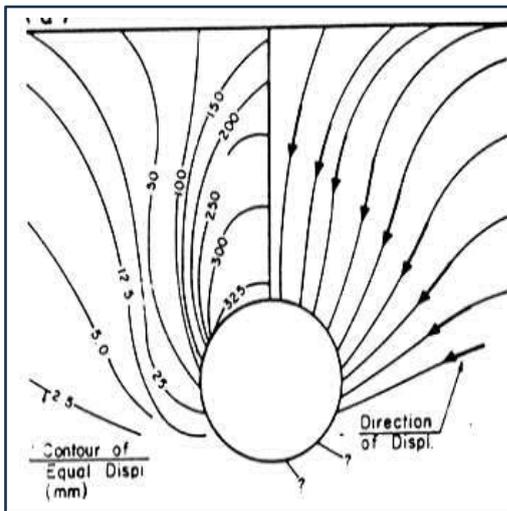


Figure 2.7 Déplacements générés par le creusement Du premier tunnel (Cording 1977).

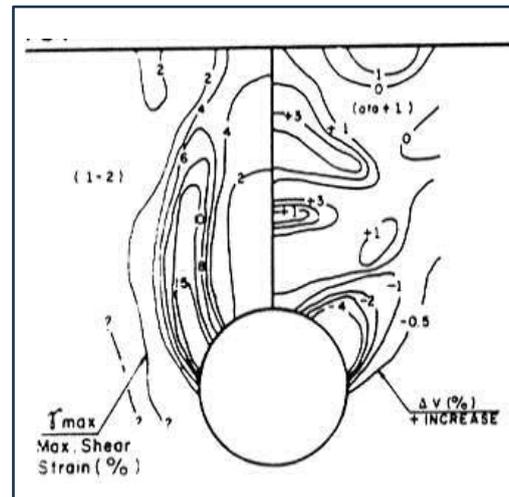


Figure 2.8 Déformations de distorsion et Volumiques (Cording 1977).

Cording [1977] propose une représentation des déplacements expérimentaux dans une section transversale au creusement, notamment sur le chantier du métro bitube de Washington DC dans des matériaux granulaires, en termes d'isovaleurs de distorsion et de déformations volumiques.

La figure 2.9. Met en évidence la symétrie de la cuvette de tassement. Les déplacements verticaux sont maximaux au-dessus de la clé du tunnel, tandis que les déplacements horizontaux sont maximaux en surface. Il est crucial de noter que si la couverture du tunnel avait été insuffisante, les lignes de cisaillement auraient pu atteindre la surface et provoquer une rupture en bloc (Cording, 1977)

Des phénomènes spécifiques ont été observés :

- En surface, des zones de compression dans les deux zones latérales.
- Une zone décompressée en forme de dôme au-dessus de la clé du tunnel.
- Deux zones de distorsion maximale débutant à 45° et se propageant verticalement.
- Resserrement par compression aux reins (Chapeau,1991).

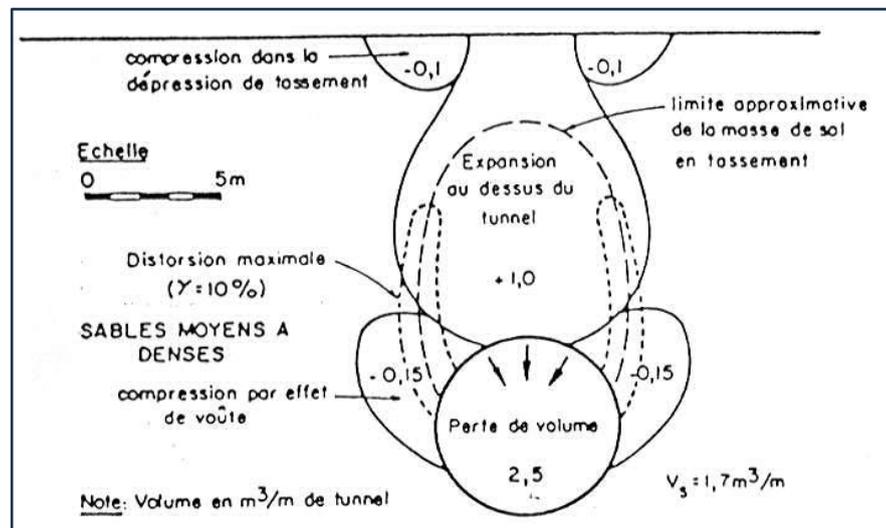


Figure 2.9 Répartition des volumes de déplacement de sol et de changement de volume (Cording 1977).

Chapeau [1991] a également confirmé ces phénomènes sur un chantier réalisé dans du sable à Villejust.

Dans les milieux argileux, les mouvements à court terme se font à volume constant et sont purement radiaux autour du tunnel, selon Mair [1981]. Les zones de cisaillement maximal n'apparaissent pas, ce qui confirme les résultats obtenus sur des maquettes expérimentales.

Le volume de la cuvette de surface est quasi identique au volume de sol perdu au niveau du tunnel, comme l'a indiqué (Cording, 1977).

L'amplitude des déformations dépend de la nature du sol et des conditions de creusement, ce qui influe sur la perte de sol V_t et donc sur les tassements en surface. Cette perte de sol V_t est un paramètre important dans le contrôle des mouvements de sol (Chapeau, 1991).

Uriel [1989] souligne qu'aucune approche théorique ne permet d'appréhender ce paramètre, à moins qu'elle ne soit capable de représenter les diverses opérations qui composent le processus de creusement.

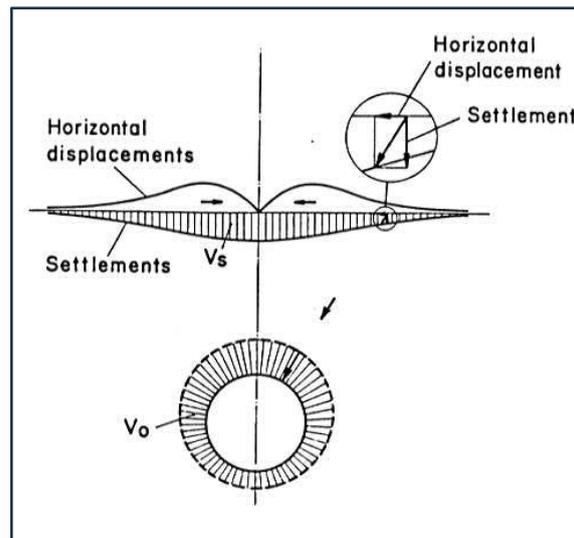


Figure 2.10 Mouvements de sol consécutifs à une perte de volume (Uriel, 1989).

En alternative à V_t , (Lee, 1989) propose l'utilisation du "GAP paramètre" pour les ouvrages souterrains creusés à l'aide d'un bouclier. Ce paramètre prend en compte non seulement la perte de sol due à une éventuelle sur excavation, mais aussi la variation de volume dans le sol remodelé (Lee, 1989).

$$\text{Avec : } \text{GAP} = 2\Delta + \delta + U$$

- Δ déplacement radial dû à l'épaisseur de la jupe.
- δ déplacement radial dû au vide annulaire entre le bouclier et le tunnel.
- U déplacement radial dû à la consolidation de la zone perturbée autour du tunnel, au labourage par suite de prise de virage et à la perte de sol au front de taille.

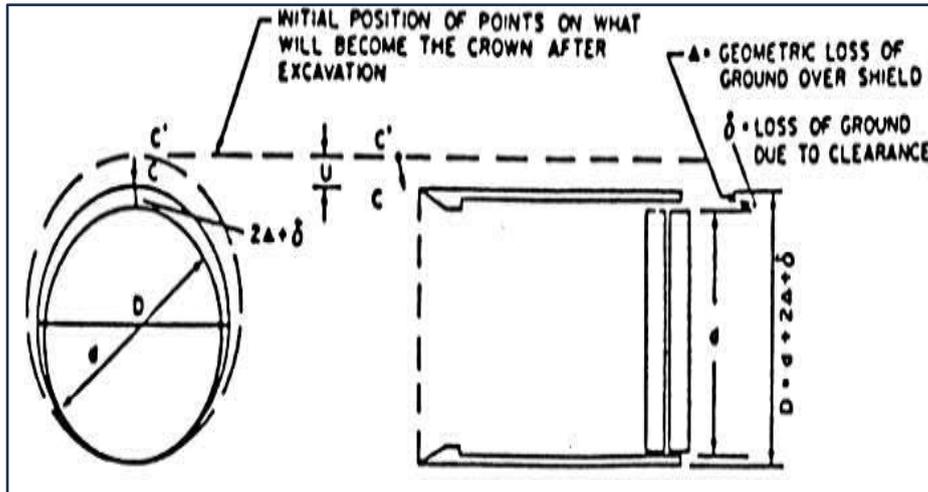


Figure 2.11. “ GAP paramètre ” (Lee, 1989).

En creusant plusieurs tunnels en parallèle, les tassements dus aux tunnels réalisés en phases successives sont de plus en plus importants. La nature du sol et les situations relatives de ces tunnels vont conditionner la courbe de tassement résultante.

Les tassements en surface influencent le comportement des constructions situées dans les zones en mouvement. Les déformations horizontales relatives, les distorsions angulaires et l'indice de courbure doivent être pris en compte pour évaluer les impacts sur les bâtiments .

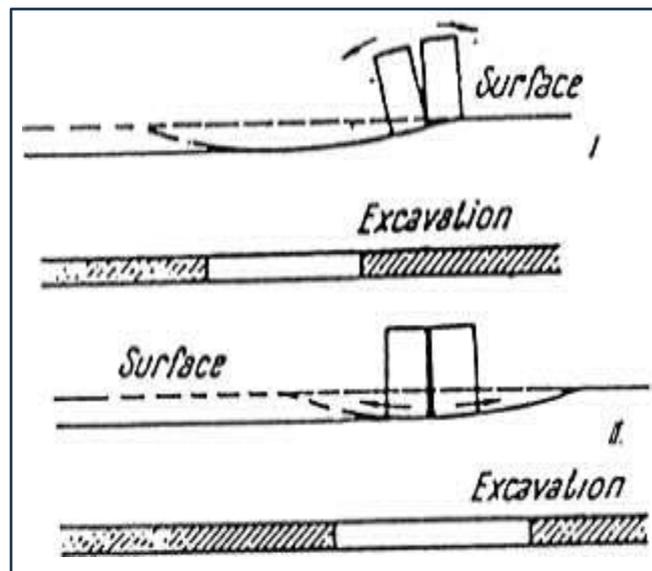


Figure 2.12. Mouvements des constructions suivant leur position par rapport à l'axe du tunnel.

2.7 Mouvements dans une section longitudinale au creusement :

La représentation tridimensionnelle des tassements de surface effectuée par (Attewell ,1986) et reprise par Leblais [1995], comme illustrée dans la Figure 48, permet de suivre l'évolution de la cuvette de tassement en fonction de l'avancement du front de taille.

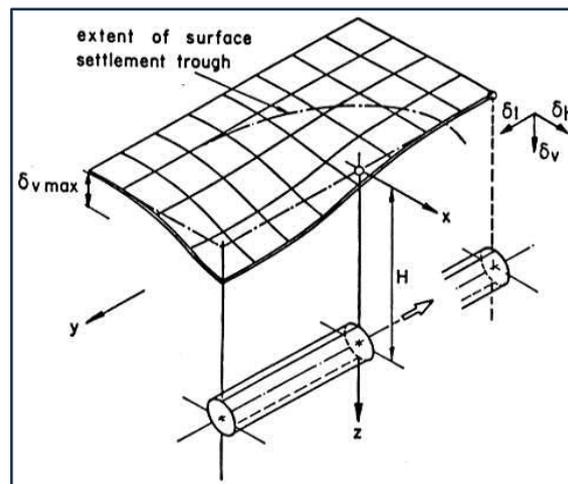


Figure 2.13 Tassements de surface (Attewell et al ,1986).

Dans le plan vertical contenant l'axe du tunnel, le profil des tassements présente une allure caractéristique, comme indiqué dans la Figure 49. Cette courbe présente un point d'inflexion correspondant à sa pente maximale, généralement situé approximativement à la position du front de taille. Avant l'arrivée du bouclier dans la section considérée, la surface du sol est généralement peu perturbée, bien qu'un soulèvement puisse parfois être observé à ce stade. Les tassements deviennent significatifs au passage du bouclier et persistent pendant quelques jours après ce passage. La stabilisation se produit progressivement, avec un temps de stabilisation plus long pour les sols cohérents et moins consolidés (Attewell et al ,1986).

Cette forme de courbe de tassement est également observée pour des tunnels creusés par d'autres méthodes, telles que la Nouvelle Méthode Autrichienne ou le prédécoupage mécanique, comme le montre la Figure 2.16.

Ces observations soulignent l'importance de comprendre l'évolution des tassements de surface au cours du processus de creusement d'un tunnel, ainsi que les facteurs influençant leur comportement, pour mieux évaluer et anticiper les impacts sur les structures et l'environnement environnants (Leblais, 1995).

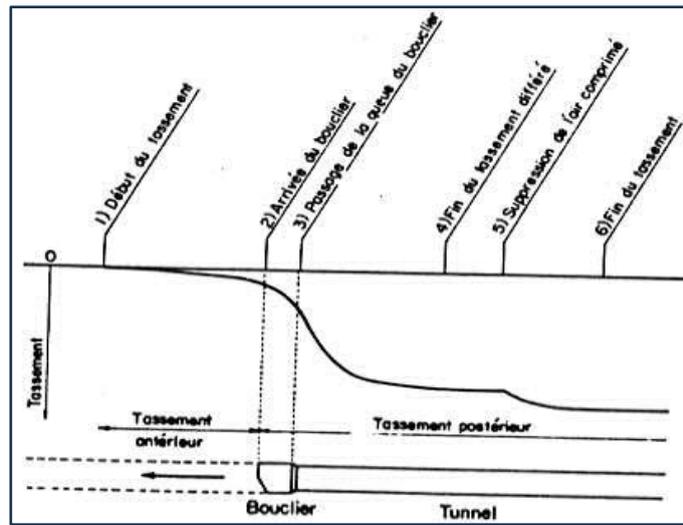


Figure 2.14 Evolution du tassement de la surface du sol pendant le creusement

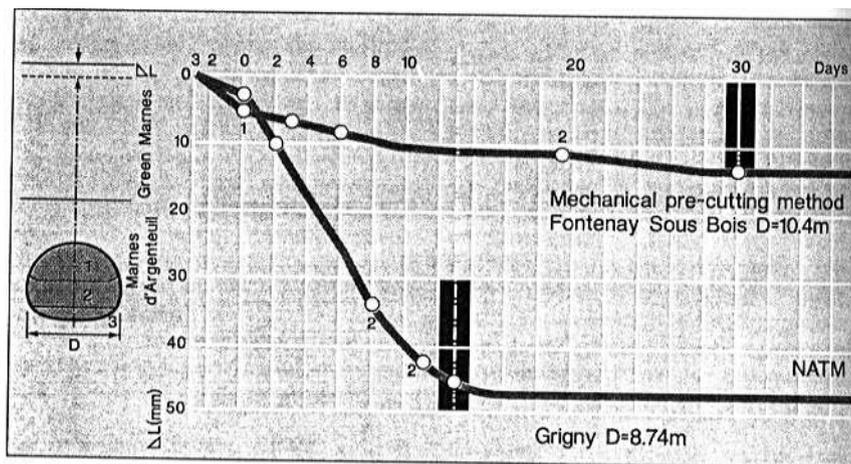


Figure 2.15 Comparaison entre courbes de tassement pour deux tunnels

2.8 Méthodes empiriques ou semi-empiriques :

Les méthodes empiriques ou semi-empiriques sont des approches utilisées pour estimer les déplacements du sol lors du creusement d'un tunnel. Elles visent à évaluer ces déplacements à partir d'un nombre limité de données telles que la profondeur du tunnel, son diamètre, la nature du massif et la perte de sol engendrée par la technique d'exécution.

Pour décrire les cuvettes de tassement en surface de manière tridimensionnelle, on fait intervenir trois composantes : le déplacement longitudinal (δl), le déplacement vertical (δv) et le déplacement transversal (δh).

Près du front de taille, les effets tridimensionnels sont significatifs, mais loin en arrière du front de taille, le champ de déformation peut être considéré comme plan, ce qui signifie que deux composantes suffisent à décrire le champ de déplacement (δh et δv).

De nombreux auteurs se sont intéressés à développer des méthodes empiriques ou semi-empiriques pour estimer ces paramètres. Leurs travaux ont conduit à des résultats significatifs, qui sont utiles pour l'ingénieur dans l'évaluation des risques potentiels associés aux travaux de creusement de tunnels et dans le choix des techniques de creusement les plus appropriées en fonction des conditions spécifiques du site.

2.9 Tassement Vertical :

2.9.1 Cuvette de tassement :

La cuvette de tassement, qui décrit la distribution transversale des tassements en surface d'un tunnel dans des terrains meubles, peut être convenablement représentée par une courbe de Gauss, comme illustré dans la Figure 2.18. Cette distribution transversale des tassements a été étudiée par plusieurs chercheurs, notamment Schmidt [1969], Peck [1969], Cording [1975], Attewell [1977], Clough [1981], O'Reilly [1982], et Rankin [1988].

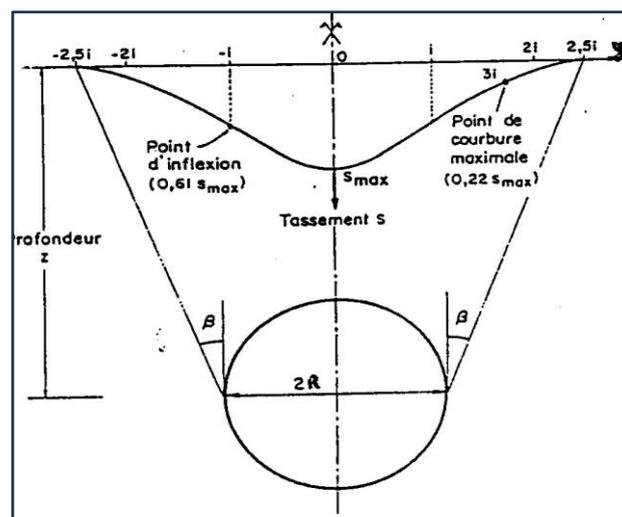


Figure 2.16 Distribution transversale des tassements (Schlosser, 1985).

Le tassement vertical de surface est décrit par l'expression suivante :

$$\delta_v(x) = \delta_{v \max} e^{-\left(\frac{x^2}{2i^2}\right)} \quad \text{Équation 1.1 : Expression de la cuvette de tassement.}$$

Avec : • x abscisse par rapport à l'axe du tunnel

- δ_v tassement à la distance horizontale x du centre du tunnel
- $\delta_{v \max}$ tassement maximum au centre de la cuvette
- i abscisse du point d'inflexion de la cuvette de tassement

La cuvette de tassement est caractérisée par sa demi-largeur $Lc=2.5i$, sa profondeur δ_{vmax} et son volume total $Vs=2.5i\delta_{vmax}$, qui évoluent au fur et à mesure des phases de creusement. Cette formule, souvent appelée "formule de Peck", ne fait intervenir que les deux paramètres δ_{vmax} et i , qui suffisent dans la plupart des cas à ajuster la courbe de Gauss sur les mesures in situ. D'autres expressions pour estimer la cuvette de tassement existent mais sont moins utilisées.

2.9.1.1 Estimation de “ i ” :

L'estimation du paramètre i dans la formule de la cuvette de tassement représente souvent un défi, car il dépend de plusieurs paramètres géométriques du tunnel (comme le diamètre D et la profondeur H) ainsi que des caractéristiques du sol rencontré.

Attewell [1977] a proposé une formule analytique pour estimer i dans le cas des tunnels creusés dans les argiles :

$$i = 0,5\alpha \cdot H^n D^{1-n} \quad \text{Équation 1.2 : Expression de } i.$$

Avec : - α est un coefficient empirique,

- H est la profondeur du tunnel,
- D est le diamètre du tunnel,
- n est un autre coefficient empirique.

Divers auteurs ont ensuite étendu cette formule aux tunnels creusés dans les sables en proposant leurs propres coefficients empiriques. Les données expérimentales recueillies sur de nombreux sites ont permis de déduire ces lois empiriques reliant i à des paramètres géométriques du tunnel en fonction du type de sol rencontré.

Tableau 2.1 Relations empiriques permettant l'estimation de i .

Auteurs	Type de sol	Expression proposée
Attewell [1977]	Argiles	$i = 0,5 H$
Atkinson & Potts [1977]	Sable lache sans surcharge	$i = 0,25 (C + D)$
	Sables denses avec surcharge	$i = 0,25 (1,5 C + D)$
Clough & Schmidt [1981]	Argiles	$i = 0,5 H^{0,8} D^{0,2}$
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 [1987b]	Argiles	$i = 0,575 H$
Rankin [1987]	En première approximation	$i = 0,5 H$
Chapeau [1991]	Argiles	$i = 0,45 H$
	Sables	$i = 0,2 H$
Mair & Tailor [1993]	Sols argileux	$i = 0,175 H + 0,325 H (1 - h/H)$

L'abaque de Peck [1969], comme illustré dans la Figure 2.19, est un outil important pour estimer les paramètres de la cuvette de tassement. Il a été complété par divers auteurs, notamment Attewell, Clough et Smith, comme le montre la Figure 2.20. Cependant, il est essentiel de noter que l'angle β dans cet abaque est défini pour une cuvette de demi-largeur $3i$ au lieu des $2.5i$ présentés précédemment.

Effectivement, l'utilisation de ces expressions pour des tunnels peu profonds comporte des risques, et ces techniques ne prennent pas en compte la méthode d'excavation utilisée, ce qui peut influencer les résultats.

La largeur de la cuvette de Gauss, comme définie par Peck [1969], peut également être exprimée en fonction de l'angle d'ouverture β . La relation entre la demi-largeur de la cuvette et l'angle d'ouverture est donnée par :

$$\tan \beta = \frac{L_c - R}{H} \quad \text{Équation 2.4 : Angle d'ouverture de la cuvette.}$$

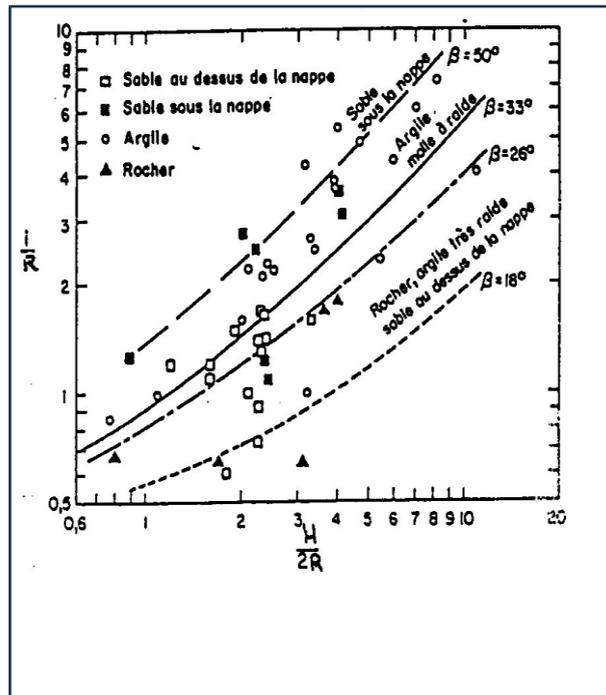
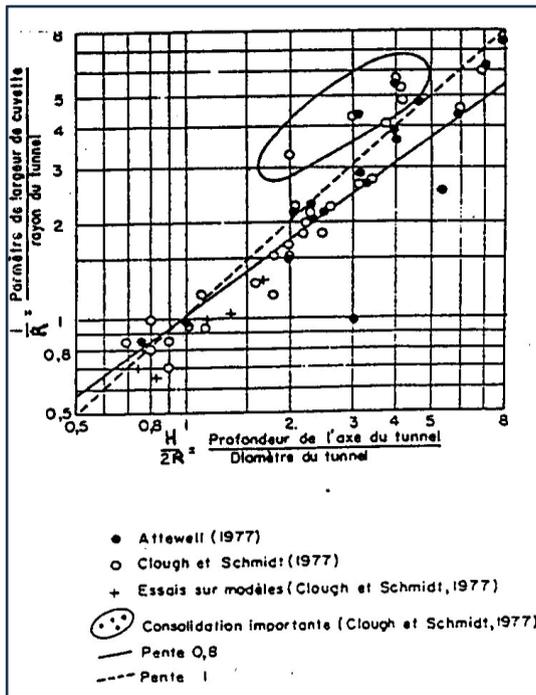


Figure 2.17 Abaque de Peck [1996].

Figure 2.18 β en fonction de H et du rayon R (Attewell, 1977).

Où R est le rayon du tunnel et H est la profondeur du tunnel. Cette relation montre que l'angle d'ouverture est influencé à la fois par la nature du sol et par la profondeur du tunnel. L'abaque de Peck [1969] (Figure 2.21) prend en compte ces différents paramètres. Kanji [1979] propose également un abaque reliant β à la profondeur relative du tunnel et au type de sol traversé, comme illustré dans la Figure 54.

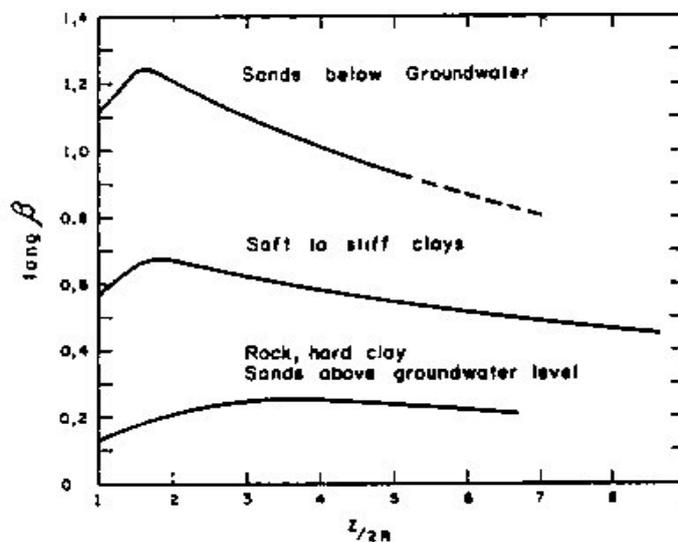


Figure 2.19 Relation entre $\tan\beta$ et H/D

L'influence de la profondeur sur la cuvette de tassement est un aspect crucial à considérer lors de l'analyse des mouvements de sol autour d'un tunnel. Mair & Taylor [1993] ont démontré que la forme de la cuvette de tassement reste relativement constante jusqu'à une certaine profondeur, notée h' . Cependant, pour une analyse précise, il est recommandé d'utiliser une hauteur de tunnel égale à $H-h'$, où H est la profondeur totale du tunnel. Cette correction entraîne une pente de cuvette plus prononcée au niveau du point d'inflexion, comme illustré dans la Figure 2.22..

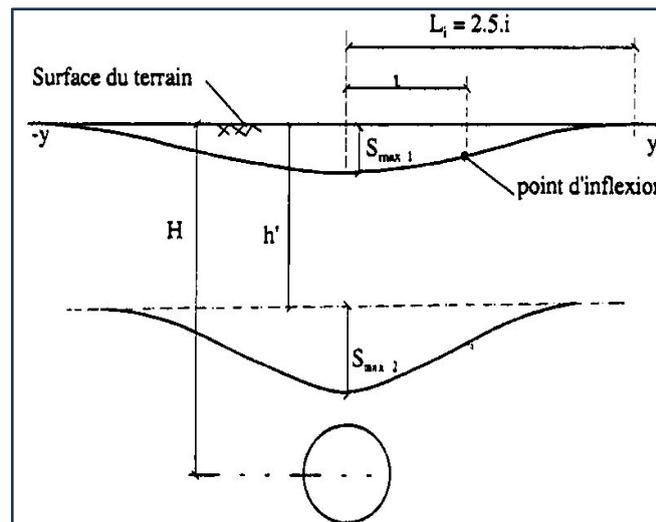


Figure 2.20 Cuvette de tassement en profondeur (Mair et al 1993).

2.9.1.2 Calcul de la cuvette de tassement à long terme :

A long terme, divers auteurs ont constaté que la cuvette de tassement avait tendance à être plus profonde et également à s'élargir. Afin d'estimer ces variations, Hurrel [1984] puis Attewell [1987] ont proposé une formule empirique basée sur une courbe de Gauss dont les paramètres sont fonction de $\delta_{v \max}$ et de i .

$$\delta_v(x) = \delta_{v \max} e^{-\left(\frac{x^2}{2i_l^2}\right)} \quad \text{Équation 2.5 : Cuvette de tassement à long terme.}$$

Avec : $\delta_{v \max} = 2\delta_{v \max} NA$

N étant le facteur de charge et $A = 0,39(1 - \delta_{v \max}/100)$

- $i_l = \frac{i}{D^2}$ dans le cas d'une perméabilité isotrope
et $i_l = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{k_h}{k_v}} H$ pour une perméabilité anisotrope. (Hurrel, 1948)

➤ **Estimation de $\delta_{v \max}$:**

- **Estimation de $\delta_{v \max}$ à partir des caractéristiques géométriques et géotechniques :**

Voici un résumé des différentes formules proposées dans la littérature pour estimer $\delta_{v \max}$ en fonction des caractéristiques géométriques et géotechniques :

Tableau 2.2 Relations empiriques permettant l'estimation de $\delta_{v \max}$.

Auteurs	Expression proposée
Sagaseta [1980]	$\delta_{vmax} = \frac{\gamma D^2}{E} (0,85 - \nu)$
Farmer [1977]	$\delta_{vmax} = \frac{D}{1000} \left(\frac{kD}{H} \right)^{\frac{1}{n}}$
Poupelloz [1984]	$\delta_{vmax} = \frac{R}{1000} \left(\frac{AD}{H} \right)^{\frac{1}{n}}$
Descoedres [1983]	Sables : $\delta_{vmax} = 6,20810^{-3} D \left(\frac{H}{D} - 0,5 \right)^{-0,575}$
Descoedres [1983]	Argiles : $\delta_{vmax} = 9,910^{-3} D \left(\frac{H}{D} - 0,5 \right)^{-0,974}$

Tableau 2.3 Valeurs des coefficients de la formule de Poupelloz [1984].

Nature du sol	A	n
Argile raide plastique	9,35	0,41
Argile plastique saturée	3,22	0,0779
Sols granuleux	2,325	0,0574

Les coefficients A , k , n , γ , ν , E sont des paramètres propres à chaque formule et dépendent du type de sol rencontré.

Bernat [1996] compare les méthodes de Farmer et de Poupelloz sur le chantier de Vaise et constate des différences de l'ordre de 300 % par rapport aux mesures expérimentales. Ces écarts peuvent être dus au fait que ces méthodes ne prennent pas en compte la méthode de creusement, et datent d'une période où la compréhension des déformations dues au creusement de tunnels n'était pas aussi avancée. (Poupelloz, 1984).

- **Relation entre $\delta_{v \max}$ et le taux de déconfinement :**

La relation entre la valeur maximale de la déformation δ_v ($\delta_{v \max}$) et le taux de déconfinement (λ) est donnée par l'équation suivante :

$$\delta_{v \max} = \frac{k\lambda\gamma R^2}{E} \quad \text{Équation 2.6 : Estimation de } \delta_{v \max} \text{ en fonction de } \lambda.$$

Où :

- k est un paramètre dépendant de l'état de contraintes du massif, de sa nature, de sa configuration et de l'expérience en première analyse (généralement $2k=2$).
- γ est la déformation spécifique (exprimée en pourcentage).
- R est le rayon du tunnel.

Cette équation permet d'estimer la déformation maximale en fonction du taux de déconfinement, de la déformation spécifique, du rayon du tunnel et du paramètre k .

Il est à noter que cette formule, proposée par Leblais [1995], n'inclut pas la profondeur de l'excavation. Elle est donc plus adaptée aux tunnels creusés dans un massif homogène isotrope, mais peut ne pas être appropriée pour les tunnels peu profonds. Cependant, elle offre l'avantage d'intégrer empiriquement la méthode de creusement.

- **Relation entre $\delta_{v \max}$ et $\delta_{clé}$:**

Le tassement $\delta_{clé}$ est en général inférieur à $\delta_{v \max}$ en raison de l'amortissement des déplacements dans le massif entre la surface et la clé du tunnel. De nombreux auteurs ont explicité le rapport d'amortissement $\delta_{v \max} / \delta_{clé}$ recalé sur l'expérimentation.

Kanji [1979] propose un abaque (Figure 2.23) estimant ce rapport en fonction de H/D et de la nature du sol.

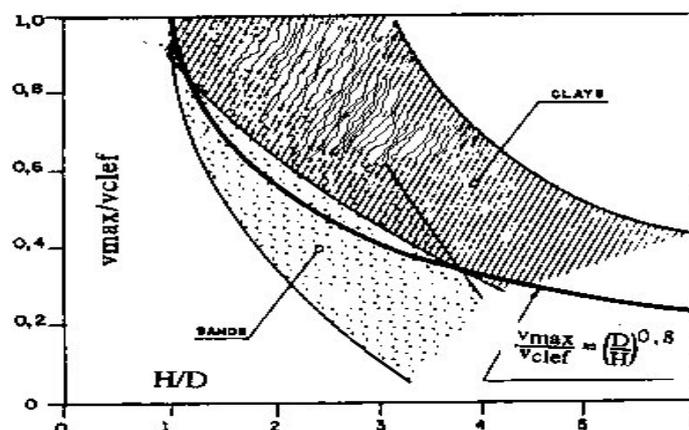


Figure 2.21 $\delta_{v \max} / \delta_{clé}$ en fonction de H/D et de la nature du sol (Kanji [1985]).

Tableau 2.4 Relations empiriques permettant l'estimation de $\delta_{v \max}/\delta_{clé}$.

Auteurs	Expression Proposée	Domaine d'application	Paramètres
Oteo & Sagaseta [1982]	$\frac{\delta_{v \max}}{\delta_{clé}} = \frac{1}{1 + a \frac{C}{D}}$		
Chapeau [1993] (CETU)	$\frac{\delta_{v \max}}{\delta_{clé}} = \frac{1}{1 + a \frac{C}{D}}$	Terrains argileux peu frottant	a = 0,25 à 0,50
		Terrains maintenus sans rupture apparente	a = 0,70 à 0,80
		Terrains granulaires flottants	1 à 2
CETU [1993]	$\frac{\delta_{v \max}}{\delta_{clé}} = A \frac{R}{H}$	0,1 < R/H < 0,25	A = 3
		0,33 < R/H < 0,5	A = 2
Atkinson [1977]	$\frac{\delta_{v \max}}{\delta_{clé}} = 1 - a \frac{C}{D}$	Sables denses (faibles niveaux de contraintes)	a = 0,57
		Sables (forts niveaux de contraintes)	a = 0,40
		Argiles sur consolidées	a = 0,13
Clough & Smith [1977]	$\frac{\delta_{v \max}}{\delta_{clé}} = \left(\frac{D}{H}\right)^{0,8}$		

Le Tableau 2.4 résume les formules empiriques établies par les différents auteurs.

- **Relation entre V_s et les autres paramètres de la cuvette de tassement :**

L'expression du volume de la cuvette en surface V_s en utilisant l'expression de la cuvette de tassement de Peck [1969] est donnée par :

$$V_s = \sqrt{2\pi} \cdot i \cdot \delta_{v \max} \quad \text{Équation 2.7 : Volume de la cuvette en surface.}$$

Attewell [1977] propose une méthode pour estimer V_s dans des sables. Selon cette méthode :

- Pour les sables dilatants ou denses, le volume de la cuvette en surface représente environ 1% du volume total du tunnel.

- Pour les sables lâches et dans des conditions difficiles, le volume de la cuvette en surface représente environ 5% du volume total du tunnel.

Ces estimations fournissent des valeurs approximatives du volume de la cuvette en surface dans différents types de sols en fonction de leur densité et de leurs conditions.

D'après (Leca, 1987), le volume de la cuvette en surface (V_s) résulte de l'addition de plusieurs pertes de volume, ce qui peut être exprimé par l'équation suivante :

$$V_s = V_t + V_c + V_{LT} - V_E$$

Où :

- V_t représente la perte de volume au niveau du tunnel, pouvant être décomposée en deux parties : la perte axiale (extrusion du front de taille) et la perte radiale (convergence du soutènement).
- V_c est la perte de volume due à la compression du sol sur les côtés du tunnel.
- V_{LT} est la perte de volume due à l'effet de consolidation du massif excavé, principalement présente dans les sols argileux.
- V_E est la perte de volume due au relâchement du sol autour de la clé, résultant de la dilatance ou de la décompression (Leca, 1987)

Certains auteurs proposent de simplifier ce problème en fournissant une corrélation entre V_s et V_t (comme présenté dans le Tableau 2.5), ce qui permet plutôt d'estimer V_s que de calculer précisément V_t . Cette approche simplifiée est souvent utilisée pour faciliter les estimations dans la pratique, en se basant sur des relations empiriques établies à partir de données expérimentales ou observationnelles.

Tableau 2.5 Relations empiriques permettant l'estimation de V_s/V_t .

Auteurs	Expression proposée
Atkinson & Potts [1977]	$\frac{V_s}{V_t} = 2 \sqrt{\frac{2}{\pi}} \cdot \left(\frac{i}{D}\right) \cdot \left(\frac{\delta_{vmax}}{\delta_{vclé}}\right)$
Laboratoire de l'EPFL	$\frac{V_s}{V_t} = 0,009 \cdot \left(\frac{i}{D}\right) \cdot \left(\frac{H}{D} - 0,6\right)$

Cairncross [1973] a observé que dans les argiles, le volume de la cuvette en surface est approximativement égal à la perte de volume autour du tunnel. En revanche, dans les sols granulaires, des changements de volume significatifs peuvent se produire.

Cette différence de comportement entre les sols argileux et granulaires est importante à prendre en compte lors de l'estimation des mouvements de terrain lors du creusement de tunnels.

Cording [1977] a remarqué qu'il y a un accroissement de volume important dans des graviers de densité moyenne à dense. Ce phénomène pourrait être dû à la nature particulière des graviers et à leur capacité à se déformer lors du creusement de tunnels.

Ortigao [1996] a utilisé le rapport de perte de volume relative pour classer les sols en fonction de leur comportement dilatant ou contractant. Cette classification permet de mieux comprendre les propriétés des sols et leur réaction aux processus d'excavation des tunnels.

Tableau 2.6 Classification de (Ortigao,1996).

Domaine de perte de volume relative	Type de sol
$\frac{V_s}{V_t} < 1$	Dilatant
$\frac{V_s}{V_t} > 1$	Contractant

L'équation 2.8 présente le facteur de charge N , qui est utilisé pour estimer la perte de volume dans les sols cohérents. Ce facteur de charge prend en compte les contraintes effectives verticales (σ_s), la densité du sol (γ), la hauteur du tunnel (H), et la contrainte horizontale à la surface du tunnel (σ_T). Il permet d'évaluer la pression exercée par le sol sur le tunnel en fonction de ces paramètres.

$$N = \frac{\sigma_s + \gamma H - \sigma_T}{c_u} \quad \text{Équation 2.8 : facteur de charge}$$

Glossop & Farmer [1979] ont développé une relation entre le volume de la cuvette en surface (V_s) et le volume du tunnel (V_t) en utilisant le facteur de charge. Leur équation relie ces deux quantités en fonction de N :

$$V_s / V_t = -1.14 + 1.33N$$

Cette relation permet d'estimer le rapport entre le volume de la cuvette en surface et le volume total du tunnel en fonction du facteur de charge N . Elle fournit une estimation de la déformation du sol autour du tunnel en prenant en compte les caractéristiques du sol et du tunnel.

2.10 Conclusions sur les méthodes empiriques :

Les méthodes empiriques présentées pour estimer les tassements et les déformations dans les ouvrages souterrains ont certaines limitations et doivent être utilisées avec précaution. Voici quelques conclusions à cet égard :

- **Paramètres difficiles à quantifier** : Les formules empiriques font souvent appel à des paramètres tels que V_t , V_s et i , qui peuvent être difficiles à quantifier avec précision dans la pratique. Cela peut rendre l'application des méthodes empiriques plus complexe et moins fiable dans certains cas.
- **Négligence de certains paramètres** : Ces méthodes peuvent négliger des paramètres importants tels que la technique d'exécution du tunnel, l'hétérogénéité des couches de sol traversées et le coefficient de consolidation des terres au repos. Ces facteurs peuvent avoir un impact significatif sur les tassements et les déformations, mais ils ne sont pas toujours pris en compte de manière adéquate dans les formules empiriques.
- **Limitation des observations** : Les expressions empiriques ont souvent été développées sur la base d'un nombre limité d'observations ou de données historiques. Par conséquent, leur extrapolation à d'autres chantiers de creusement de tunnels, notamment à faible profondeur, doit être effectuée avec prudence. Des conditions géologiques différentes peuvent entraîner des comportements différents, ce qui rend les prédictions basées sur des méthodes empiriques moins fiables.

Bien que les méthodes empiriques puissent fournir des estimations initiales utiles des tassements et des déformations, il est important de reconnaître leurs limitations et de les utiliser comme un outil de prévision initial plutôt que comme une solution définitive. Des analyses complémentaires et des études géotechniques approfondies peuvent être nécessaires pour évaluer plus précisément les impacts des tassements dans des situations spécifiques.

2.11 Méthode Analytique :

La méthode analytique offre une alternative aux méthodes empiriques en fournissant des formulations basées sur les équations de la mécanique, permettant ainsi de surmonter les difficultés rencontrées dans l'emploi de ces dernières. Au cours des dernières décennies, des progrès significatifs ont été réalisés dans l'estimation des déplacements causés par le creusement d'un tunnel, conduisant à l'émergence de méthodes analytiques plus avancées.

Ces méthodes analytiques offrent plusieurs avantages, notamment la capacité à obtenir des ordres de grandeur et à réaliser des études paramétriques. Elles reposent sur des hypothèses simplificatrices visant à modéliser le problème de manière plus abordable. Les principales simplifications portent sur la géométrie du tunnel, la stratigraphie du sol, la loi de comportement du sol, l'état initial des contraintes, et les conditions aux limites.

Dans le cadre de ces hypothèses, le tunnel est souvent considéré comme circulaire et à axe horizontal, le sol comme homogène, et sa loi de comportement peut être supposée élastique linéaire ou élasto-plastique selon les critères de Tresca ou de Mohr-Coulomb. De plus, les conditions aux limites supposent souvent une grande profondeur du tunnel par rapport à son rayon, une symétrie cylindrique, et des déformations limitées.

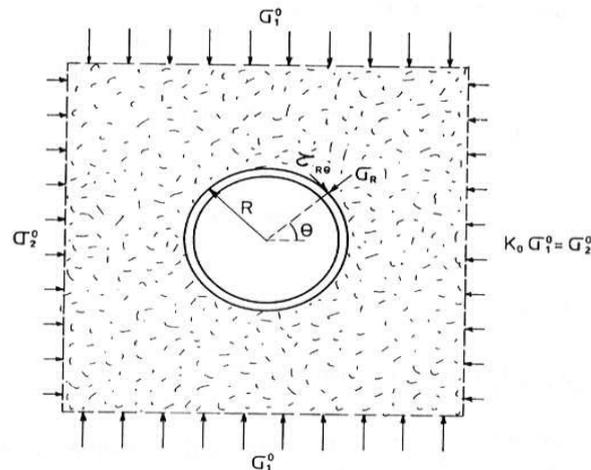


Figure 2.22 Configuration d'étude

Ces hypothèses permettent de simplifier le problème et de rendre les calculs analytiques plus faisables. Cependant, il est important de noter que la résolution d'un problème de creusement de tunnel en symétrie cylindrique nécessite que les phases de réalisation de l'ouvrage obéissent également à cette symétrie, ce qui limite le domaine d'application de ces méthodes analytiques.

2.12 Principales méthodes analytiques :

Les principales méthodes analytiques pour évaluer les mouvements dans le massif autour d'un tunnel ont été développées par différents auteurs. Voici un résumé des formulations les plus couramment utilisées, sans entrer dans les détails des équations :

Déplacement radial :
$$U(r) = -\frac{1+\nu}{E} p \frac{R^2}{r}$$
 Équation 2.11 : Déplacement radial.

Pour un tunnel non revêtu à section circulaire dans un massif homogène isotrope élastique, le déplacement radial $U(r)$ est défini par l'équation 2.11, où $U(r)$ représente le déplacement radial, ν est le coefficient de Poisson, E est le module de Young, et r est la distance radiale par rapport au centre du tunnel.

➤ **Perte de volume :** $V_t = 2 \frac{1+\nu}{E} P \pi R^2$ **Équation 2.11 : Déplacement radial.**

La perte de volume V est obtenue en intégrant la composante radiale le long du périmètre de la cavité selon l'équation 2.12. Les termes ν et E ont la même signification que dans l'équation précédente.

➤ **Tassement en surface :** $S = 2 \cdot \frac{\nu R^2}{E}$ **Équation 2.13 : Tassement en surface.**

Avec : $1/3 < \nu < 1/2$ et $0.5 < K_0 < 1$.

Chapeau [1991] propose une expression du tassement en surface (S) sous certaines hypothèses supplémentaires, comme spécifié dans l'équation 2.13. Cette formulation prend en compte des valeurs spécifiques pour le coefficient de Poisson (ν) et le coefficient de poussée au repos (K_0).

La méthode de De Beer et Buttiens exposée par Poupelloz [1984] considère un milieu élasto-plastique et aboutit à une expression du champ de contrainte et de déplacement radial en définissant un rayon limite entre la zone élastique et la zone plastique.

Pour un milieu élastique Panet [1969] et Poupelloz [1984] proposent des formulations pour les déplacements horizontaux et verticaux en surface.

Berry [1977] donne des expressions analytiques de la cuvette de surface dans un milieu élastique anisotrope.

Resendiz [1979] étend la méthode quelle que soit la profondeur mais se limite aux terrains meubles. Il propose de découpler le tassement final en deux parties : le déplacement radial et les effets dus à la relaxation des contraintes.

Voici un tableau récapitulatif des hypothèses retenues par différents auteurs dans leurs méthodes analytiques pour le calcul du champ de déplacement radial autour d'une galerie creusée :

Tableau 2.7 Hypothèses retenues par différents auteurs.

Auteur	Massif	Etat de contraintes	Configuratio
		initial	n
Panet [1973, 1976]	Élastique linéaire	Isotrope	2D
Poulos [1974]	Élastique linéaire	Anisotrope	2D
Panet [1973, 1976]	Élastique non linéaire	Isotrope	2D
Panet [1973, 1976]	élastoplastique parfait	Isotrope	2D
Detournay [1983, 1987]	élastoplastique parfait	Anisotrope	2D
Sagaseta [1987a,1987b, 1988]	Élastique semi infini incompressible	Isotrope	3D
Sagaseta [1987b]	Élastique semi infini incompressible	Isotrope	2D
Sagaseta [1987b]	Élastique semi infini incompressible	Anisotrope	2D
Sagaseta [1987b]	Élastique semi infini compressible	Isotrope	2D

2.13 La méthode convergence-confinement :

La méthode convergence-confinement est une approche permettant de modéliser l'interaction entre le sol et le soutènement d'un tunnel, et elle conduit au calcul de la convergence des parois du tunnel en fonction de l'avancement du front. Voici un résumé des principes de cette méthode :

- **Hypothèses de base :** La méthode repose sur des hypothèses telles que le tunnel est circulaire et creusé à grande profondeur, l'état de contraintes initial est isotrope, etc., comme mentionné dans le paragraphe précédent.
- **Paramètre adimensionnel de déconfinement (λ) :** Pour modéliser l'évolution du champ de contraintes 3D en fonction de l'avancement du creusement, la méthode utilise un paramètre adimensionnel appelé "taux de déconfinement" (λ).

L'avancement du front est représenté par une pression décroissante agissant sur la périphérie de l'excavation. Ainsi, la contrainte fictive de soutènement ($\sigma(t)$) évolue selon la relation $\sigma(t)=(1-\lambda)\sigma$, où λ varie de 0 pour $t=0$ à 1 pour $t=\infty$ (cas du tunnel circulaire non revêtu).

➤ **Simplification du problème 3D en un problème plan :**

Cette méthode permet de simplifier le problème tridimensionnel en un problème plan en termes de convergence des parois du tunnel.

➤ **Dépendance du taux de déconfinement :**

Le taux de déconfinement dépend de la distance au front et de la loi de comportement du massif.

Mise en place d'un soutènement :

Lorsque l'on prend en compte la mise en place d'un soutènement, le taux de déconfinement final à l'équilibre sera inférieur à 1.

La méthode pour déterminer la valeur de ce coefficient est appelée méthode convergence-confinement. Gesta [1983] détaille cette méthode dans une recommandation du groupe de travail n°7 de l'AFTES

Cette approche offre un cadre pour estimer la convergence des parois du tunnel en tenant compte de l'interaction entre le sol et le soutènement, ce qui est crucial pour la conception et la sécurité des tunnels.

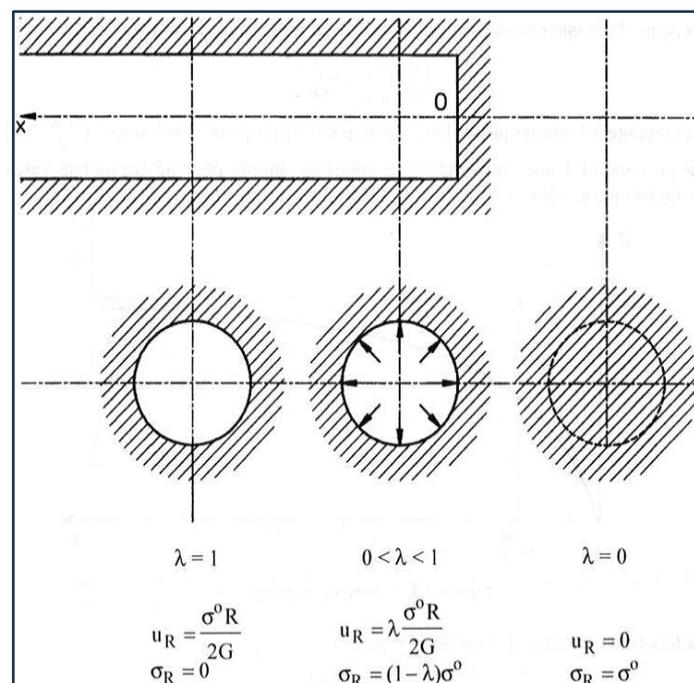


Figure 2.23 Variation du taux de déconfinement en fonction de la distance au front de taille (Panet [1991]).

2.14 La courbe de convergence ou courbe caractéristique du terrain :

La courbe de convergence, ou courbe caractéristique du terrain, est un élément essentiel de la méthode de convergence confinement dans le domaine du génie civil et de la construction de tunnels. Elle décrit la relation entre la convergence du massif rocheux et la distance non soutenue, c'est-à-dire la distance à laquelle le soutènement n'exerce pas encore de pression efficace pour contrer la convergence naturelle du terrain.

La détermination de cette convergence est cruciale pour évaluer le moment où le soutènement devient efficace. En d'autres termes, c'est lorsque le soutènement commence à exercer une pression pour s'opposer à la convergence du terrain. Cette convergence est généralement mesurée par le déplacement radial correspondant.

En pratique, on utilise souvent un taux de déconfinement pour décrire cette relation, basé sur la loi de convergence spécifique au massif étudié. La forme de cette courbe dépend de plusieurs facteurs, notamment la loi de comportement du massif rocheux, la section du tunnel et l'état initial des contraintes dans le terrain.

Des travaux de recherche, tels que ceux présentés par Panet [1991], fournissent des développements analytiques pour différentes lois de comportement du massif, allant du milieu élastique au milieu élastoplastique parfait, en passant par le milieu élastoplastique à rupture brutale et le terrain purement cohérent.

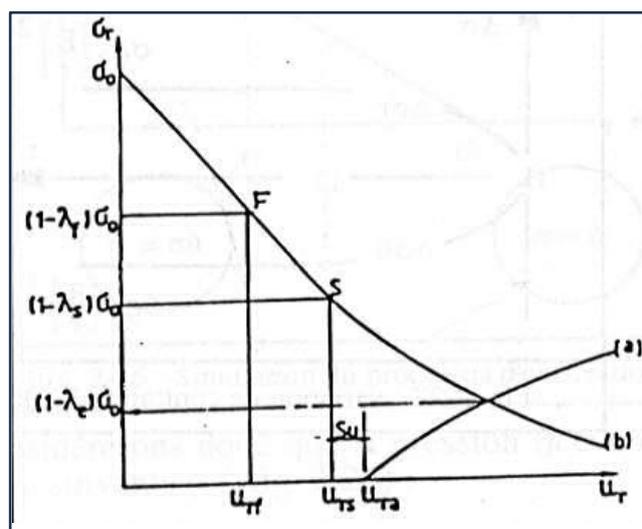


Figure 2.24 Courbes de convergence.

Dans la figure Courbe 2.30, deux points importants sont identifiables :

Le passage du front de taille, représenté par le point F, caractérisé par les coordonnées

$(U_{rf}, (1-\lambda_f) \sigma_0)$.

La mise en place du soutènement à une distance "d" en arrière du front, représentée par le point S, caractérisé par les coordonnées $(U_{rs}, (1-\lambda_s) \sigma_0)$.

Cette représentation graphique des courbes de convergence offre des informations cruciales pour la planification et la mise en œuvre de soutènements efficaces lors de la construction de tunnels et d'ouvrages souterrains.

2.15 La courbe de confinement ou courbe caractéristique du soutènement :

La courbe de confinement, ou courbe caractéristique du soutènement, est un outil crucial dans l'analyse de l'interaction entre le sol et le soutènement dans les projets de génie civil, notamment les tunnels et les ouvrages souterrains. Cette courbe permet de déterminer l'équilibre entre le massif rocheux et le soutènement, ainsi que la répartition des charges entre les deux.

En superposant cette courbe de confinement sur le même graphique que la courbe caractéristique du terrain, on peut visualiser l'interaction sol/soutènement. Le point d'intersection de ces deux courbes représente l'équilibre entre le massif et le soutènement, fournissant des informations cruciales sur la convergence du terrain et la charge reprise par le soutènement.

Le soutènement lui-même possède sa propre courbe caractéristique, qui dépend de ses propriétés géométriques et mécaniques, telles que sa section, son inertie, son module et sa limite élastique pour les soutènements rigides, ou son comportement plastique et sa résistance ultime pour les soutènements flexibles. Cette courbe décrit comment le soutènement exerce une pression de confinement sur le massif en fonction du déplacement radial qu'il subit.

Des travaux de recherche, comme ceux présentés par Panet [1995], proposent diverses formulations analytiques en fonction du type de soutènement utilisé, qu'il s'agisse de béton projeté, de soutènement boulonné ou d'une combinaison de plusieurs types (Panet, M. 1995).

La détermination de certains paramètres, comme le point de départ de la courbe de confinement (U_{ra}) , pose souvent des défis. Des méthodes de détermination de ces paramètres ont été synthétisées par Benamar [1996].

Des extensions de la méthode convergence confinement ont été développées, prenant en compte des facteurs tels que les effets différés et l'étude en contraintes effectives (Panet, 1995).

Ces développements nécessitent une compréhension approfondie de l'établissement du régime hydraulique et de l'évolution de la répartition des pressions interstitielles autour de l'ouvrage souterrain.

Bien que la méthode convergence confinement ait été largement utilisée pour les tunnels à faible profondeur dans les sables et les roches tendres, elle présente également des limites. Duffaut et al. [1985] ont étudié les difficultés d'utilisation de cette méthode dans ces domaines. Des variantes de cette méthode, telles que la "nouvelle méthode implicite" proposée par Bernaud [1994], basée sur des calculs numériques axisymétriques, ont également été développées pour surmonter certaines de ces limites (Benamar, 1996).

2.16 Conclusions sur les méthodes analytiques :

Les méthodes analytiques présentent des avantages et des limites dans le domaine du génie civil, notamment dans la conception et la planification des tunnels. Bien que ces méthodes soient souvent basées sur des hypothèses simplificatrices, elles restent des outils efficaces dans certains contextes spécifiques de chantier de tunnel.

L'une des principales limitations des méthodes analytiques est leur domaine d'application restreint. Elles ne conviennent pas à tous les types de situations et peuvent être inappropriées dans des cas complexes où des interactions tridimensionnelles sont importantes. Cependant, là où elles peuvent être appliquées, ces méthodes offrent aux concepteurs des outils précieux pour obtenir des estimations initiales et effectuer des études paramétriques à un stade précoce du projet.

Ces méthodes se concentrent généralement sur une coupe transversale du tunnel, ce qui signifie qu'elles ne fournissent pas de résultats précis sur la déformation tridimensionnelle du front de taille. Cela nécessite souvent la combinaison de différentes approches et l'utilisation de modèles plus sophistiqués pour obtenir une compréhension complète du comportement du terrain et du soutènement.

2.17 Méthodes numériques :

Les méthodes numériques révolutionnent l'étude des ouvrages souterrains en fournissant des outils puissants pour la modélisation et la simulation des comportements complexes des matériaux. Avec l'accessibilité croissante aux ressources matérielles et logicielles, de nombreux chercheurs et ingénieurs se tournent vers ces approches pour comprendre et concevoir des structures souterraines.

Les principaux types de codes de calcul numérique utilisés en géotechnique reposent sur les méthodes des éléments finis, des différences finies ou des éléments distincts. Chaque méthode a ses avantages et ses domaines d'application privilégiés, mais elles partagent toutes la capacité à fournir des solutions numériques précises pour une gamme variée de problèmes.

Ces méthodes permettent de calculer le champ des déplacements et des contraintes dans tout le massif autour d'une excavation, offrant ainsi une vision détaillée du comportement du sol ou de la roche. De plus, elles peuvent être utilisées pour résoudre des problèmes difficiles voire impossibles à aborder avec d'autres approches analytiques.

L'un des avantages les plus significatifs des méthodes numériques est leur capacité à traiter des problèmes théoriquement insolubles de manière approximative mais précise. Elles permettent ainsi d'explorer des scénarios complexes et de simuler le comportement des ouvrages souterrains dans des conditions variées, ce qui est essentiel pour une conception sûre et efficace.

2.18 Méthodes numériques appliquées aux tunnels :

Lors de l'application des méthodes numériques aux tunnels, divers facteurs doivent être pris en compte pour obtenir des résultats précis et fiables. Ces méthodes permettent de modéliser des situations complexes, notamment :

- La géométrie complexe des tunnels, y compris l'interaction entre plusieurs tunnels et la présence de tunnels non circulaires.
- Les forces de gravité agissant sur le tunnel et le massif environnant.
- La présence et le mouvement de l'eau interstitielle dans le sol autour du tunnel.
- L'interaction entre le sol et la structure du tunnel, prenant en compte les déformations et les contraintes induites.

- Le comportement non-linéaire du sol et du soutènement, incluant des lois de comportement élasto-plastiques, visco-élastiques ou élasto-visco-plastiques.
- L'anisotropie des terrains, qui peuvent présenter des propriétés différentes selon la direction, et l'état initial des contraintes dans le massif.
- Les charges de surface qui peuvent influencer le comportement du sol autour du tunnel. Cependant, l'utilisation de méthodes numériques pour modéliser des tunnels comporte également des défis :
- Le choix du domaine représentatif et des conditions aux limites appropriées est crucial pour obtenir des résultats significatifs et représentatifs du comportement réel du système.
- La détermination des paramètres de comportement du sol, tels que la résistance, la rigidité et la viscosité, est souvent complexe et peut nécessiter des essais en laboratoire ou des données de terrain précises.
- L'estimation de l'état initial des contraintes dans le massif, qui peut varier en fonction de la géologie et des processus géodynamiques locaux, est également une étape critique dans la modélisation numérique des tunnels.

2.19 Le maillage et, les conditions aux limites :

La création d'un maillage et la définition des conditions aux limites sont des étapes cruciales dans la modélisation numérique des tunnels. Voici quelques considérations importantes à prendre en compte :

2.19.1 Maillage :

Considération des différentes phases de creusement : Comme les différentes phases de creusement utilisent généralement le même maillage, il est nécessaire de tenir compte de toutes les lignes géométriques délimitant les différentes zones, y compris la géométrie, la stratigraphie, la densité du maillage et les changements de propriétés liés au phasage (comme l'ajout de béton).

Utilisation efficace des symétries : Pour limiter la taille du maillage et les temps de calcul, il est important d'utiliser au mieux les symétries lorsque cela est possible.

Critères pour une bonne modélisation : Certains critères, comme ceux énoncés par Oteo [1982], incluent la réduction de la taille des éléments autour de l'excavation pour capturer avec précision les gradients près du tunnel et d'éviter les éléments présentant une forte distorsion, en veillant à ce que la taille des éléments adjacents ne dépasse pas un certain rapport.

2.19.2 Conditions aux limites :

- **Placement des limites du modèle :** Les limites du modèle doivent être placées suffisamment loin de l'ouvrage pour que les conditions aux limites n'affectent pas significativement les champs de déplacements et de contraintes.
- **Extension latérale du maillage :** Des auteurs comme Oteo [1982] recommandent d'étendre latéralement le maillage sur une distance d'au moins 7 diamètres, tandis que d'autres, comme Bouvard-Lecoanet [1988], recommandent 5 diamètres d'extension latérale et la même distance sous le radier. Cette extension a une influence significative sur le tassement de surface, et des valeurs supérieures à 7 diamètres peuvent même entraîner un soulèvement en surface. Il est recommandé d'adopter une variation hyperbolique du module avec la profondeur pour atténuer cet effet.

2.20 Le comportement des matériaux constitutifs du massif :

A l'heure actuelle on rencontre généralement des modèles de comportement sophistiqués dans les calculs 2D et des modèles plus simples (élastiques, Mohr Coulomb) dans les modèles 3D. Cette situation devrait évoluer avec l'amélioration des connaissances sur le niveau de sophistication adéquat pour les différents types de problèmes.

Nous avons retenu pour nos simulations le modèle Mohr Coulomb, des modèles plus complets, conduisant en 3D à des temps de calcul inacceptables dans l'état actuel de l'outil numérique que nous avons utilisé.

2.21 L'état de contraintes initial :

La détermination de l'état initial des contraintes est souvent complexe et peut nécessiter des mesures in situ pour être précise. Les tassements induits par le poids propre doivent être pris en compte, ainsi que l'extrusion éventuelle du front de taille.

2.22 Modélisation du creusement d'un tunnel :

La modélisation du creusement d'un tunnel peut être abordée de deux manières principales : la modélisation tridimensionnelle et la modélisation bidimensionnelle.

2.22.1 La modélisation tridimensionnelle :

La modélisation tridimensionnelle est la méthode la plus complète pour traiter le problème dans sa complexité totale.

Elle prend en compte la géométrie tridimensionnelle du projet, l'état initial des contraintes, le phasage des travaux, et tous les phénomènes impliqués, tels que l'effet de voûte au front de taille et la mise en charge du soutènement.

Cependant, cette approche est très exigeante en termes de taille du système, de temps de calcul et d'exploitation des résultats.

Bien que les calculs tridimensionnels restent souvent dans le domaine de la recherche et des projets importants, certains auteurs ont développé des techniques pour réduire les temps de calcul, ce qui les rend plus accessibles.

Des études ont montré une bonne concordance entre les résultats des modèles tridimensionnels et les mesures réelles, ce qui renforce leur crédibilité.

2.22.2 La modélisation bidimensionnelle :

La modélisation bidimensionnelle offre une alternative plus pratique, car elle est moins exigeante en termes de ressources de calcul.

Elle peut être réalisée selon trois approches principales : transversale, longitudinale et axisymétrique.

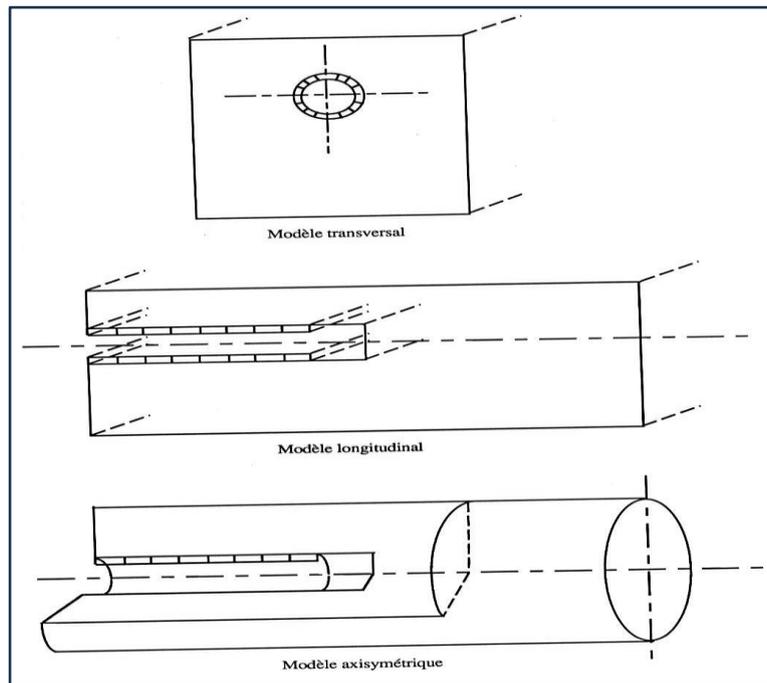


Figure 2.25 Possibilités de modélisation de tunnels en bidimensionnel.

2.22.3 Modélisation bidimensionnelle en déformations planes :

Cette méthode est couramment utilisée dans la pratique. Elle permet une analyse rapide, mais elle ne capture pas les effets tridimensionnels dus à l'avancement du front de taille. Pour compenser cela, on utilise souvent des paramètres semi-empiriques basés sur la méthode convergence confinement.

2.22.4 Modélisation axisymétrique :

Cette méthode permet une analyse tridimensionnelle de la stabilité du front de taille et du phasage des travaux. Cependant, elle repose sur des hypothèses restrictives telles que la circularité du tunnel et l'homogénéité du milieu, limitant son application à des tunnels à grande profondeur.

La modélisation bidimensionnelle est largement utilisée en pratique en raison de sa simplicité et de sa rapidité d'analyse. Elle permet une évaluation rapide de la stabilité du tunnel, bien que des analyses tridimensionnelles puissent être nécessaires pour une compréhension plus approfondie.

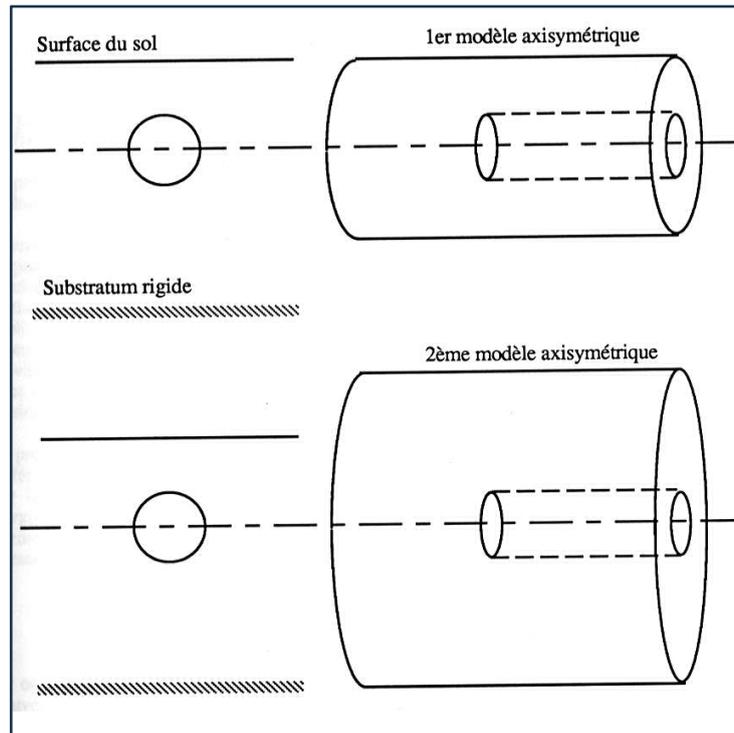


Figure 2.26 Modèles axisymétriques proposés par Rowe [1992].

2.23 Conclusion :

Les conclusions tirées de l'étude des mouvements engendrés par le creusement d'un tunnel mettent en évidence la complexité du processus, influencée par la nature du sol, la stratigraphie, les moyens techniques de creusement et la forme de la galerie. Les observations in situ montrent généralement que la cuvette de tassement en surface suit une courbe de Gauss, dont les paramètres varient en fonction des caractéristiques du sol et des méthodes de construction utilisées.

Les méthodes analytiques, telles que l'approche convergence-confinement, offrent des outils utiles mais limités par leurs hypothèses restrictives sur le massif et les conditions aux limites. En revanche, les méthodes numériques, comme les différences finies ou les éléments finis, sont des outils puissants pour modéliser les mouvements du sol dans des conditions plus réalistes, en prenant en compte les hétérogénéités du sol et des conditions aux limites complexes. Les approches bidimensionnelles, bien que représentant une simplification du problème 3D, sont souvent utilisées pour leur efficacité. Cependant, elles nécessitent des hypothèses sur le processus de déconfinement lié au creusement.

L'approche plane axisymétrique suivant l'axe du tunnel peut être appropriée pour les tunnels profonds avec un état de contraintes isotrope, mais elle repose sur des hypothèses restrictives. Enfin, seule l'approche tridimensionnelle permet de représenter la complexité du massif de sol, du tunnel et des différentes phases de construction. Cependant, ces simulations restent des simplifications du processus réel et doivent être confrontées aux observations in situ pour valider leur validité.

Chapitre 03 :

Outil De Modélisation : PLAXIS 2D

3.1 Introduction :

Au cours des dernières décennies, l'utilisation de la méthode des éléments finis a connu une croissance remarquable dans la modélisation du comportement des massifs de sol et des ouvrages géotechniques. Cette évolution découle de la nécessité croissante d'intégrer des méthodes numériques et des lois de comportement dans les études géotechniques. Ces méthodes sont devenues incontournables dans les bureaux d'études et les centres de recherche en géotechnique, où elles sont largement adoptées. Aujourd'hui, l'analyse de la stabilité des ouvrages et la vérification des valeurs de déplacement et de contrainte font partie intégrante du processus de conception des grands projets, contribuant ainsi à garantir leur fiabilité et leur durabilité.

3.2 La méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis est une approche numérique utilisée pour résoudre divers problèmes de physique. Elle permet de trouver une solution approximative sur un domaine spatial en découpant ce dernier en petits éléments ou mailles. Chaque élément est ensuite soumis à une formulation simplifiée du problème, transformant ainsi les équations complexes en systèmes linéaires. Ces systèmes linéaires sont représentés par des matrices, qui sont ensuite assemblées pour former une grande matrice globale. La résolution de cette matrice donne une solution approchée au problème initial.

3.3 Eléments finis et la géotechnique :

Dans le domaine de la géotechnique, la méthode des éléments finis joue un rôle crucial dans la conception et la vérification des ouvrages. Aujourd'hui, la préoccupation principale ne se limite pas seulement au dimensionnement des structures, mais également aux déformations qu'elles subissent lors de leur mise en service ou de leur réfection. Les perturbations associées à ces déformations ne sont plus tolérées par les autorités publiques ou les riverains des projets. La méthode des éléments finis se révèle être l'outil essentiel pour estimer préalablement ces déformations. Cependant, il est impératif d'utiliser des modèles constitutifs adaptés pour évaluer correctement ces déformations. En combinant la précision des éléments finis avec des modèles constitutifs appropriés, il devient possible de prédire avec précision les déformations potentielles des ouvrages géotechniques, ce qui est essentiel pour garantir leur stabilité et leur durabilité.

Plusieurs logiciels en géotechnique sont disponibles sur le marché. On peut indiquer à titre d'exemple les logiciels PLAXIS, FLAC, CESAR, ...

Dans le présent projet, le logiciel PLAXIS 2D en éléments finis a été choisi. PLAXIS 2D est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

3.4 Présentation du logiciel PLAXIS 2D :

PLAXIS est un logiciel d'éléments finis conçu spécifiquement pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité dans le domaine géotechnique, que ce soit en deux ou trois dimensions. Il est utilisé pour une variété d'applications géotechniques, et peut représenter des situations réelles à l'aide de modèles plans ou axisymétriques.

Le logiciel propose une interface graphique conviviale qui permet aux utilisateurs de créer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Il est conçu pour fonctionner dans un environnement Windows, ce qui facilite son utilisation pour ceux qui sont familiers avec cet environnement. L'interface de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes :

- **Le programme d'entrée de données (Input) :** Ce programme permet de créer et de modifier le modèle géométrique, de générer le maillage d'éléments finis correspondant, et de définir les conditions initiales.
- **Le programme de calcul (Calculations) :** Ce programme permet de définir et de lancer un calcul par la méthode des éléments finis. L'utilisateur doit sélectionner le projet pour lequel les calculs seront définis au début du programme.
- **Programme de résultats (Output) :** Ce programme affiche les résultats des calculs d'éléments finis. L'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lesquels les résultats seront affichés.
- **Programme courbe (Curves) :** Ce programme permet de générer des courbes charges-déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

3.4.1 Discrétisation en 2D :

Le milieu continu est discrétisé par des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds (Figure 3.1). L'utilisateur peut choisir entre 6 et 15 nœuds d'éléments triangulaires. Ces éléments sont utilisés pour modéliser les couches de sol et d'autres éléments de volume dans les analyses géotechniques.

- **Élément triangulaire à 15 nœuds** : Cet élément offre une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements, ce qui le rend très précis. L'intégration numérique est effectuée sur douze points de Gauss (points de contrainte), permettant ainsi une modélisation fine des comportements de déformation et de stabilité. Il a démontré sa capacité à produire des résultats de haute qualité en termes de contraintes sur divers problèmes géotechniques.
- **Élément triangulaire à 6 nœuds** : Cet élément offre une interpolation d'ordre deux pour les déplacements. L'intégration numérique est effectuée sur trois points de Gauss. Bien que moins précis que l'élément à 15 nœuds, il fournit néanmoins des résultats satisfaisants pour les analyses standards en déformations, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments pour modéliser correctement le comportement du sol.

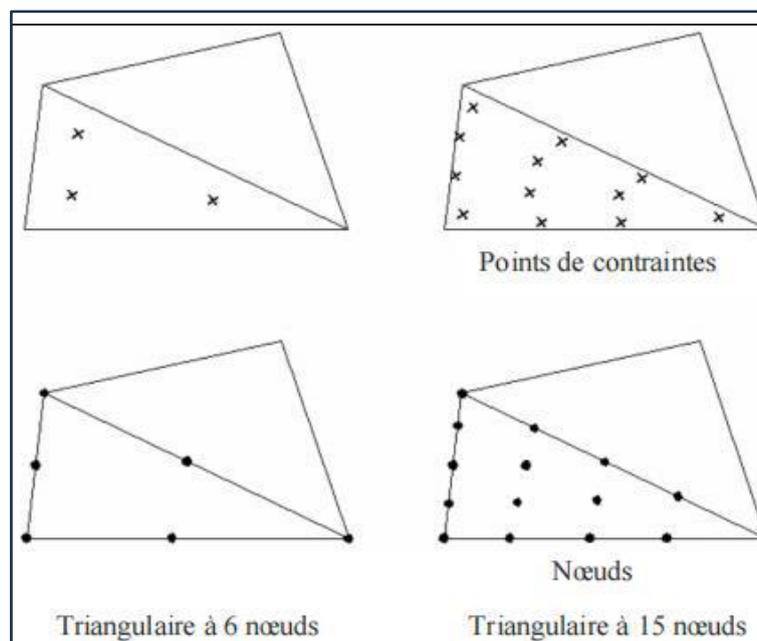


Figure 3.1 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

3.4.2 Éléments Plaques "Plate" :

Le logiciel PLAXIS offre la possibilité de modéliser des éléments de structure tels que des fondations en béton armé, des murs, voiles de soutènement, des coffrages, ...etc. par l'élément "Plate".

Ces éléments peuvent suivre des rhéologies élastiques et élastoplastiques. Dans le cas d'une élasto-plasticité, le projeteur doit rentrer le moment de plastification de la poutre préalablement calculé. Dans les modélisations réalisées, nous n'avons considéré qu'un comportement élastique.

Les données demandées par le logiciel pour la modélisation des plaques sont les suivantes :

- La valeur **EA** égale au produit de la section de poutre (bh dans le cas d'une section rectangulaire) et du module d'élasticité du matériau constitutif de la poutre,
- La valeur **EI** égale au produit du second moment d'inertie ($bh^3/12$ dans le cas d'une section rectangulaire) et du module d'élasticité du matériau constitutif de la poutre.

3.4.3 Éléments d'interface :

- Ils connectent les éléments de sol entre eux ou entre le sol et les structures.
- Pour les éléments de sol à 15 nœuds, les éléments d'interface sont définis par cinq paires de nœuds, et pour ceux à 6 nœuds, ils sont définis par trois paires de nœuds.
- Les éléments d'interface ont une épaisseur virtuelle, calculée comme le produit du facteur d'épaisseur virtuelle et la taille moyenne de l'élément.
- La matrice de rigidité pour les éléments d'interface est obtenue par intégration de Newton-Cotes, avec cinq points de contrainte pour les éléments à 15 nœuds et trois points de contrainte pour les éléments à 6 nœuds.

Les interfaces sont utilisées pour modéliser les interactions entre les structures et le sol. Les caractéristiques de résistance de l'interface sont liées aux propriétés de résistance de la couche de sol. Chaque jeu de données inclut un facteur de réduction de la résistance pour les interfaces (R_{inter}) Les caractéristiques de l'interface sont calculées à partir des propriétés du sol associé et du facteur de réduction de la résistance, en suivant les règles suivantes :

$$c_i = R_{inter} \cdot c_{sol} \quad \text{et} \quad \tan\phi_i = R_{inter} \cdot \tan\phi_{sol}$$

$$\text{avec : } 0.01 \leq R_{inter} \leq 1$$

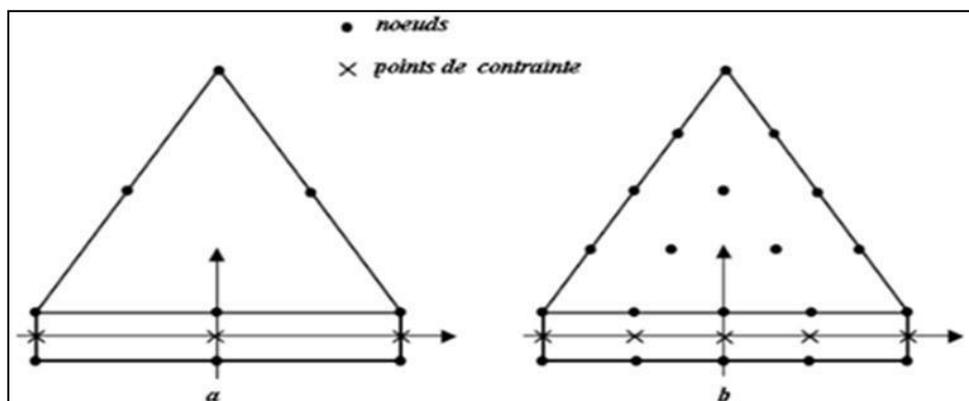


Figure 3.2 Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et Connexion avec les éléments de sol.

3.4.4 Modélisation du comportement du sol :

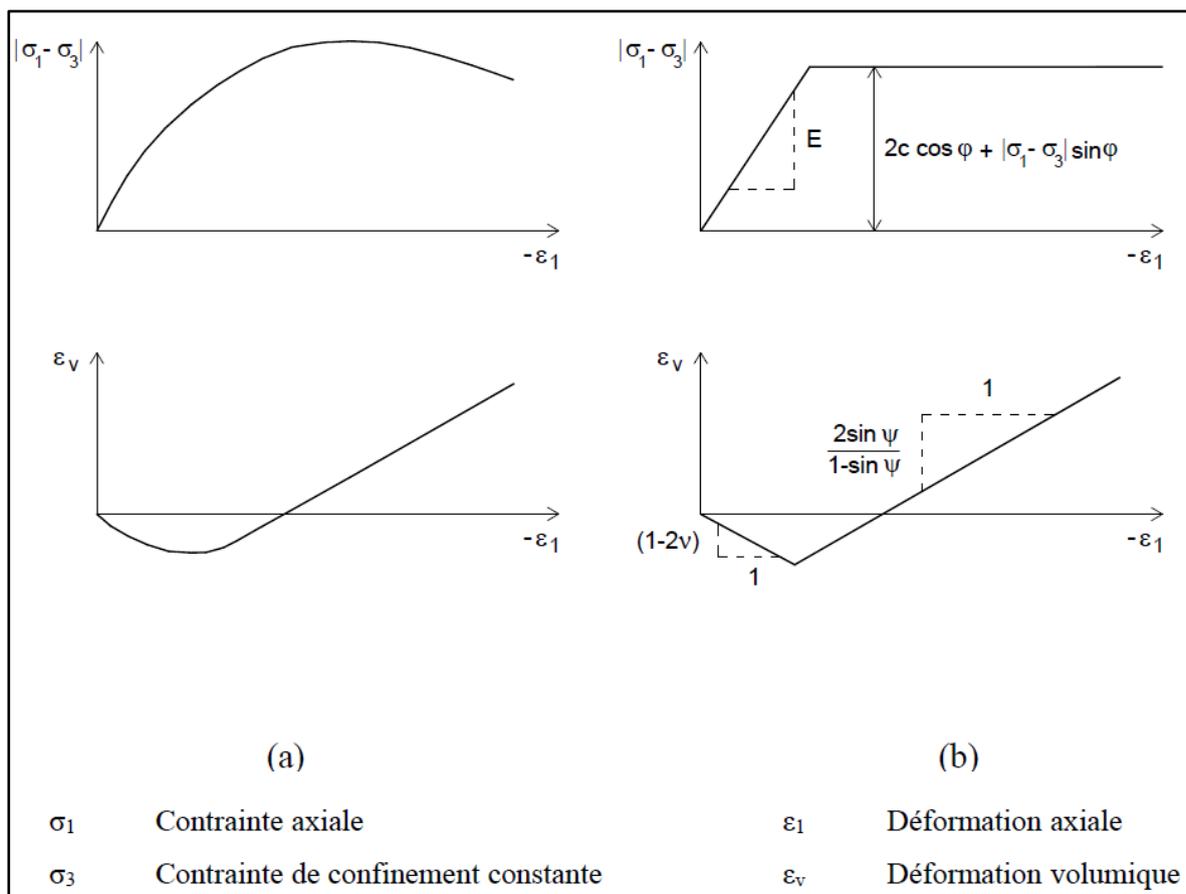


Figure 3.3 Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b)

PLAXIS offre une variété de modèles pour simuler le comportement des sols, allant du plus simple au plus sophistiqué. Le modèle de Mohr Coulomb implanté dans PLAXIS a été choisi pour représenter le sol. Ce modèle présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il est largement utilisé en géotechnique en raison de ses résultats probants. Dans ce modèle, la droite intrinsèque dans le plan de Mohr est déterminée par les contraintes normales et de cisaillement, ainsi que la cohésion (c) et l'angle de frottement (φ) du matériau. La surface de rupture dans l'espace de contrainte principale est définie par une équation spécifique. Ce modèle nécessite la détermination de cinq paramètres fondamentaux : E , ν , c , φ , et l'angle de dilatance (ψ).

Sous sollicitation triaxiale, les paramètres du modèle peuvent être représentés (Fig.3.3)

3.4.5 Démarche de modélisation :

La démarche de modélisation dans PLAXIS implique plusieurs étapes essentielles :

3.4.5.1 Entrée des données :

- **Géométrie du modèle** : Les couches de sol, les ouvrages, les phases de construction, les chargements et les conditions aux limites sont définis à l'aide de procédures graphiques conviviales, permettant une description détaillée et précise des conditions réelles à modéliser. Le maillage d'éléments finis en 2D est automatiquement généré à partir de cette géométrie.
- **Conditions aux limites** : Les déplacements nuls imposés peuvent être appliqués aux lignes ou aux points définissant la géométrie du modèle dans les directions x ou y . Les conditions d'appui standard peuvent également être appliquées.
- **Chargement** : Deux systèmes de chargement indépendants sont disponibles pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties, avec la possibilité de les appliquer à n'importe quel point ou ligne de la géométrie.
- **Propriétés des matériaux** : Les propriétés du sol et des matériaux des structures sont stockées dans une base de données, incluant les sols, les interfaces, les plaques, les géogrilles et les ancrages. Le modèle de comportement et les paramètres associés peuvent être définis, y compris le comportement hydraulique du sol.

- **Génération automatique du maillage** : PLAXIS offre une génération automatique de maillage d'éléments finis non structurés, avec des options de raffinement global ou local.
- **Conditions initiales** : Une fois la géométrie et le maillage générés, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés.

3.4.5.2 Calculs :

- Le programme de calcul peut effectuer des analyses en déformation par calcul plastique, consolidation ou grandes déformations, et calculer les coefficients de sécurité. Plusieurs phases de calcul peuvent être définies pour chaque projet.

3.4.5.3 Analyse des Résultats :

Les principaux résultats comprennent les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contraintes. Les déformations peuvent être représentées sous forme de maillage déformé ou de cartes de déplacements, tandis que les contraintes peuvent être affichées sous forme de contraintes effectives, totales, pressions interstitielles, etc.

3.5 Conclusion :

Nous notons en guise de conclusion pour ce chapitre qu'il n'y a pas de différence entre les paramètres géotechniques mis en œuvre dans PLAXIS et celle d'un calcul manuel quand il s'agit de calcul de tassement ou de stabilité. On pourra à partir d'essais arriver un modèle géotechnique de terrain. En revanche, il existe un certain nombre de paramètres qui sont différents en expressions mais ayant des liens étroits avec des paramètres géotechniques classiques. Parmi tous les modèles, celui de l'angle de dilatance est le moins courant. Ainsi, afin de choisir un tel ou un tel modèle, il serait important de tenir compte du problème posé : tunnel, soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente.

Chapitre 04 :

Analyse Numérique Pour La Détermination Des Zones D'influence Due Au Creusement D'un Tunnel En Sol Sableux

Chapitre 04 :

Analyse numérique pour la détermination des zones d'influence due au creusement d'un tunnel en sol sableux

4.1 Introduction :

Le creusement de tunnels dans les sols granulaires saturés est une situation délicate en raison des défis auxquels le concepteur est confronté pour anticiper les pertes de terrain et les tassements associés.

Dans les sols cohérents, certaines données suggèrent que la totalité du volume de sol perdu au niveau du tunnel apparaît comme une cuvette de tassement à la surface du sol. Cependant, avec un sol non cohérent, cela peut ne pas être le cas.

Le travail de recherche présenté dans ce chapitre a pour objectif principal d'estimer la zone vulnérable ou zone d'influence due au creusement de tunnels dans des sols granulaires saturés pour des conditions de terrain vierge, en utilisant le code d'éléments finis explicite PLAXIS 2D.

Dans cette étude, la construction du tunnel a été réalisée à l'aide de tunnelier à bouclier (TBM). Les boucliers assurent une protection contre l'effondrement des parois du tunnel et du front d'excavation avant la mise en place du revêtement du tunnel.

D'après la littérature, le tassement du sol égal à 10 mm est pris comme valeur seuil pour tracer la zone d'influence, et les structures situées en dehors de cette zone, c'est-à-dire (< 10 mm), ne subiront aucun risque.

Une étude paramétrique approfondie a été menée pour étudier l'effet, sur les mouvements du sol en surface et souterrains et donc sur la zone d'influence, de certains paramètres clés tels que la taille du tunnel, la perte de volume, la densité du sable et la profondeur de l'axe du tunnel.

4.2 Analyse numérique bidimensionnelle par éléments finis :

À l'aide du code numérique en éléments finis PLAXIS 2D avec une hypothèse de déformations planes (Brinkgreve et al. 2017), une analyse numérique bidimensionnelle a été réalisée pour déterminer la zone vulnérable ou zone d'influence due au creusement de tunnels dans des sols granulaires saturés pour des conditions de terrain vierge. Dans cette étude, la construction du

tunnel a été réalisée à l'aide du tunnelier à bouclier (TBM). Les boucliers assurent une protection contre l'effondrement des parois du tunnel et du front d'excavation avant la mise en place du revêtement du tunnel.

4.2.1 Présentation générale du cas d'étude (Modèle de base) :

Le sol du modèle est composé d'une seule couche de sable de densité moyenne. Le comportement du sol est modélisé par une loi linéaire élastique-parfaitement plastique avec critère de rupture type Mohr-Coulomb. Les paramètres du sol sont indiqués dans le tableau 4.1

En raison de la symétrie du problème analysé, seule la moitié du modèle est analysée (côté gauche). Les dimensions 2D de l'ouvrage sont de 45m × 65m (largeur × hauteur). Ces dimensions sont suffisantes pour permettre à tout mécanisme d'effondrement éventuel de se développer et pour éviter toute influence des frontières du modèle. La figure 4.1 montre une vue en coupe du modèle numérique 2D de base utilisée pour l'analyse.

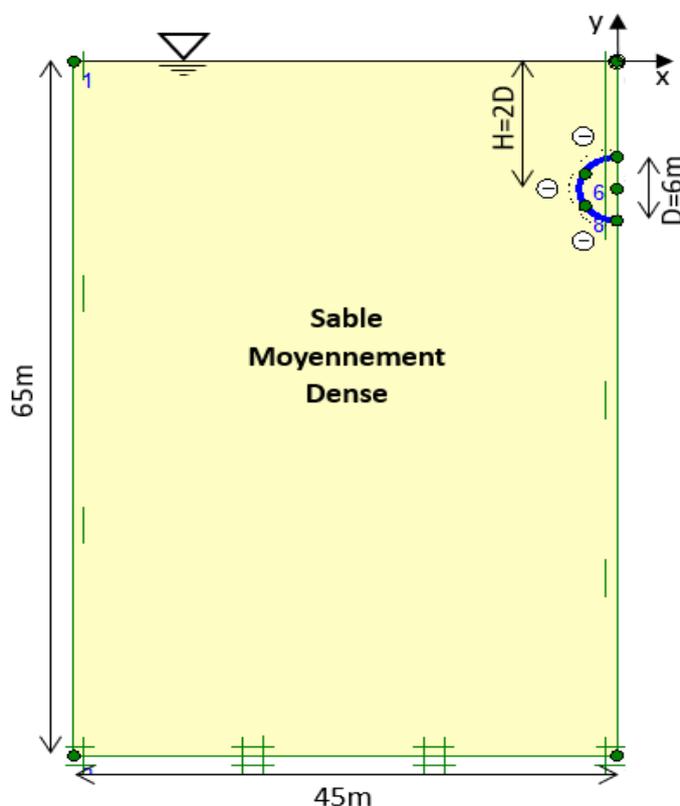


Figure 4.1 Géométrie du modèle de base

Le diamètre (D) et la profondeur (H) du tunnel sont respectivement de 6 m et 12 m (2D). Pour assurer un facteur de sécurité suffisamment élevé, l'excavation a été soutenue par un revêtement en béton d'épaisseur $t = 0,35$ m.

Le revêtement du tunnel a été modélisé à l'aide de l'élément structurel Plaque (Plate) avec un modèle élastique linéaire isotrope avec un module de Young $E=25$ GPa. Des éléments d'interface assurant l'interaction entre le revêtement du tunnel et le sol environnant ont été utilisés. Les propriétés mécaniques du revêtement sont résumées dans le tableau 4.2.

Tableau 4.1 Propriétés du matériau de la couche de sable.

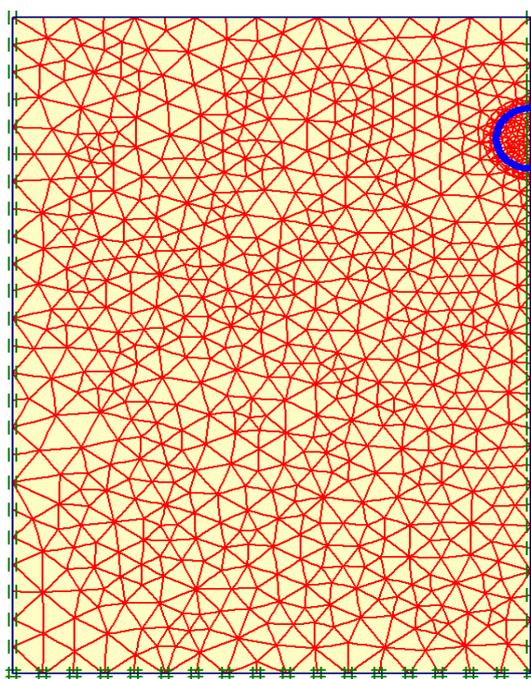
Propriété du Matériau	Nom	Sable Lâche (LS)	Sable Moyen Dense (MDS)	Sable Dense (DS)	Unité
Modèle de Matériau	Modèle	Mohr - Coulomb	Mohr - Coulomb	Mohr - Coulomb	
Comportement du Matériau	Type	Drainé	Drainé	Drainé	
Poids Unitaire Non Saturé	γ_{unsat}	16	17	17	kN/m ³
Poids Unitaire Saturé	γ_{sat}	19	20	21	kN/m ³
Module de Young	E	1.5E+04	3.0E+04	4.5E+04	kN/m ²
Coefficient de Poisson	ν	0.3	0.35	0.4	
Cohésion (Constante pour le Sable)	c	1	1	1	kN/m ²
Angle de Frottement	ϕ	30	35	40	°
Angle de Dilatance	ψ	0	5	10	°
H. Perméabilité	k_x	1	0.5	0.5	m/jour
V. Perméabilité	k_y	1	0.5	0.5	m/jour
Force de l'interface	R_{inter}	0.7	0.7	0.7	

Tableau 4.2 Propriétés des voussoirs.

Paramètre	Valeur	Unité
Comportement du matériau	Élastique	-
EA	8.2E+06	KN/m
EI	8.38E+04	KNm ² /m
Épaisseur équivalente (d)	0.35	m
w	38.5	KN/m/m
v	0.15	-

Concernant les conditions aux limites, aucun déplacement horizontal n'est autorisé sur les nœuds des frontières verticales du modèle numérique. Cependant, les nœuds de la limite inférieure sont entièrement fixes dans les deux directions verticale et horizontale. La limite verticale droite correspond à l'axe de symétrie du problème (Figure 4.1). La nappe est à la surface du sol et la distribution de la pression interstitielle est supposée être hydrostatique.

La figure 4.2 montre le maillage 2D du modèle numérique utilisé. Les éléments à 15 nœuds ont été utilisés. On peut s'attendre à des concentrations de contrainte autour du tunnel, par conséquent, le maillage doit être raffiné dans ces zones.

**Figure 4.2** Maillage adopté pour le modèle numérique 2D

4.3 Procédure de modélisation numérique

La procédure de modélisation numérique 2D du model de base comportait principalement trois étapes :

- Génération des contraintes effectives initiales à l'aide de la procédure K_0 :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi'$$
- Excavation du tunnel : Le creusement du tunnel a été simulé en désactivant les deux zones de sol à l'intérieur du tunnel et la pression de l'eau a été éliminée en asséchant la zone creusée, puis le revêtement du tunnel a été activé (modélisé à l'aide d'éléments de plaques élastiques).
- En utilisant la fonction de contraction, la contraction volumétrique a ensuite été appliquée au centre du tunnel pour simuler la perte de volume induite par le tunnel. $V_L = 0.5\%$ est pris comme valeur de base.

Les trois phases sont récapitulées dans la figure 4.3

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic analysis	Staged construction	0,00 ...	1	1
✓ <Phase 2>	2	1	Plastic analysis	Staged construction	0,00 ...	2	6

Figure 4.3 Les différentes phases de calcul

4.4 Résultats et discussions

Le creusement d'un tunnel peu profond induit des perturbations plus ou moins importantes de l'équilibre interne du volume de sol environnant, ce qui provoque des déformations et des déplacements du sol dans les directions horizontale et verticale. En milieu urbain, ce phénomène peut affecter la stabilité des ouvrages adjacents, ce qui fait de l'estimation des effets de ces mouvements sur les fondations des bâtis existants un enjeu majeur pour les ingénieurs.

4.4.1 contraintes à l'état initiales

La distribution des contraintes verticales et horizontales initiales dans le sol sont représentés dans les figures 4.4 et 4.5, respectivement. La distribution de la pression interstitielle est hydrostatique et est illustrée dans la figure 4.6.

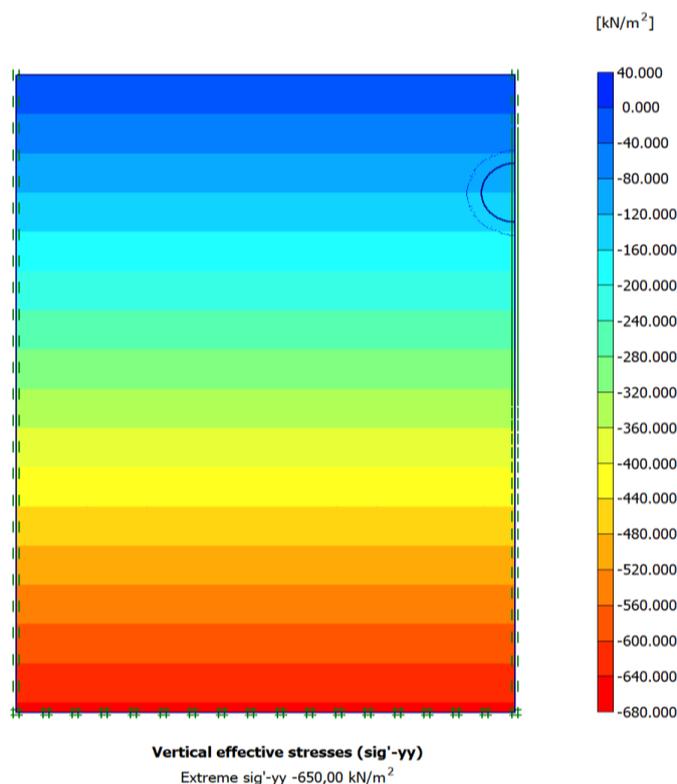


Figure 4.4 Distribution à l'état initial des contraintes effectives verticales

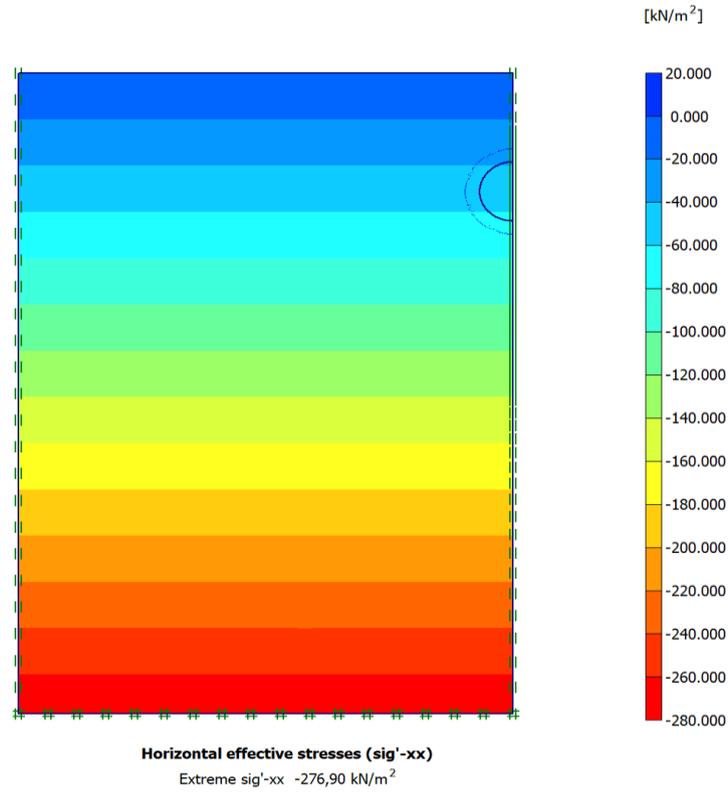


Figure 4.5 Distribution à l'état initial des contraintes effectives horizontales

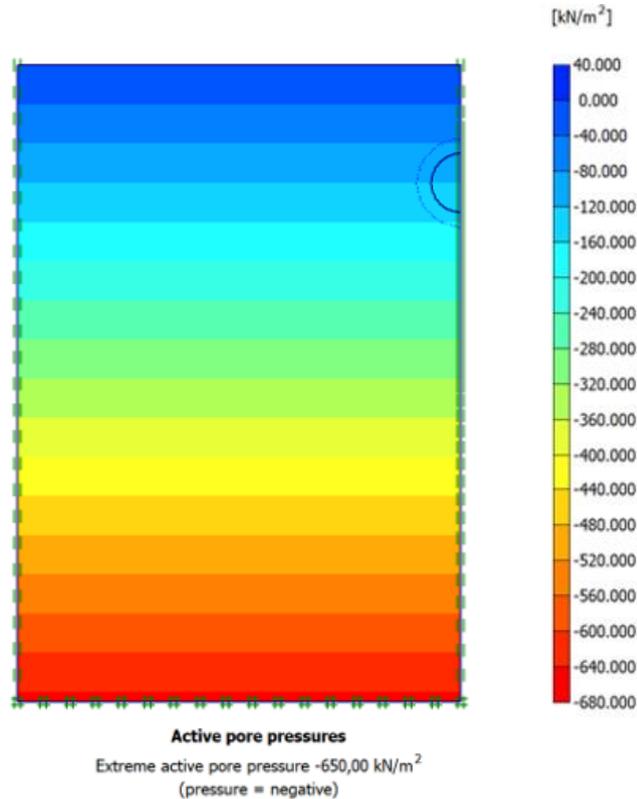


Figure 4.6 Distribution des pressions interstitielles dans le sol à l'état initial

4.4.2 Déformation du maillage :

D'après la figure 4.7 qui montre la déformée du maillage, on constate que les zones à proximité immédiate du tunnel montrent des déformations significatives, ce qui est attendu en raison de l'effet de la contraction du tunnel. En surface également on observe des déformations sous forme d'une cuvette de tassement, où la déformation maximale est observée à l'aplomb du tunnel.

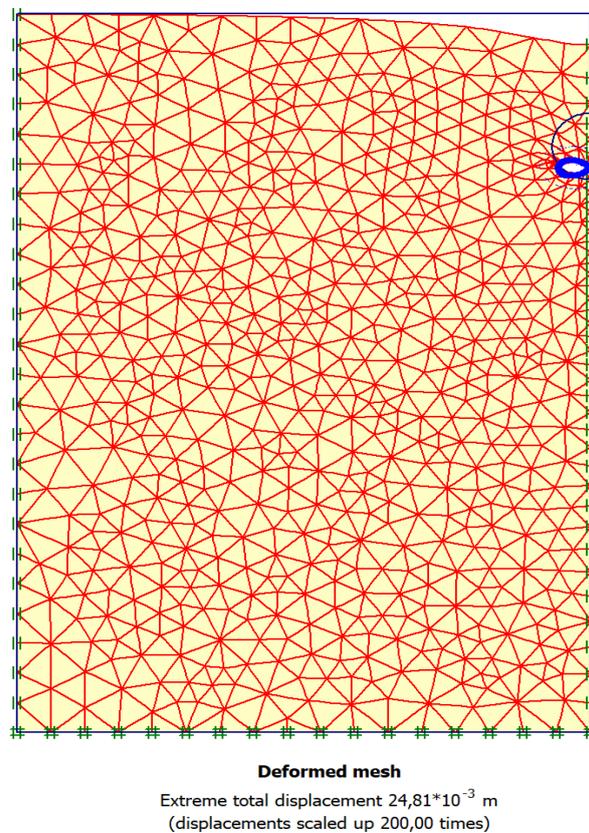


Figure 4.7 Déformation du maillage

4.4.3 Déplacement total :

La valeur du déplacement totale, qui s'élève à 25 millimètres, montre des impacts clairs de l'excavation. De plus, il est observé que la valeur maximale est située en clé du tunnel (figure 4.8).

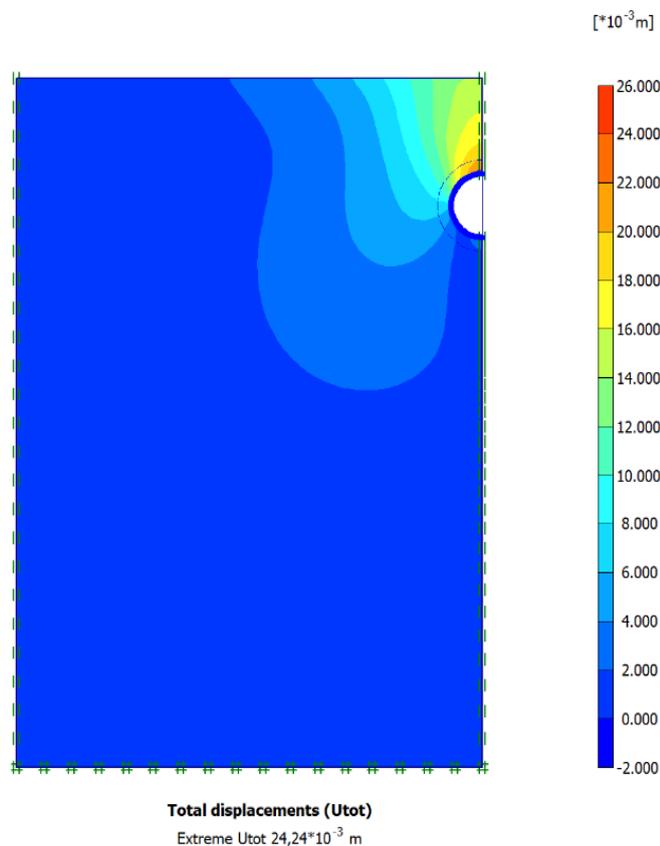


Figure 4.8 Contours caractéristiques du déplacement total

4.4.4 Déplacement vertical :

Le contour de tassement illustre les changements de niveau de déformation du sol. Il permet de visualiser l'impact de l'excavation sur la zone environnante. Les figures 4.9 et 4.10 représentent les contours de tassement. Il en résulte que l'amplitude des déplacements verticaux varie de -26 à 6 millimètres.

La valeur maximale du déplacement verticale est de -24.24 mm, reflétant l'impact de l'excavation sur la zone environnante du tunnel.

Les zones d'influence sont obtenues à partir du contour de tassement de 10 mm en traçant une tangente normale au point de courbure maximale (voir figure 4.9), ce qui donne respectivement les largeurs B1 et B2 à la surface depuis la ligne centrale du tunnel jusqu'à l'extrémité de la ligne de contour et au bas autour de la périphérie du tunnel.

D'après la figure 4.9, la largeur B2 de la zone d'influence se situe à la profondeur de l'axe du tunnel. La largeur B1 de la zone d'influence est estimée à 9 m, soit 3R.

D'après la figure 4.11, qui montre la cuvette de tassement superficiel du profil transversal, on peut noter que le tassement maximum provoqué par le creusement du tunnel est de 14 mm. La cuvette des tassements peut être estimée par une courbe gaussienne avec les valeurs caractéristiques $S_{max} = 14 \text{ mm}$ et $i = 10 \text{ m}$. L'analyse du tassement à la fin du creusement permet de vérifier que la zone affectée par le tassement maximum se situe au niveau de l'axe de la galerie (à l'aplomb du tunnel).

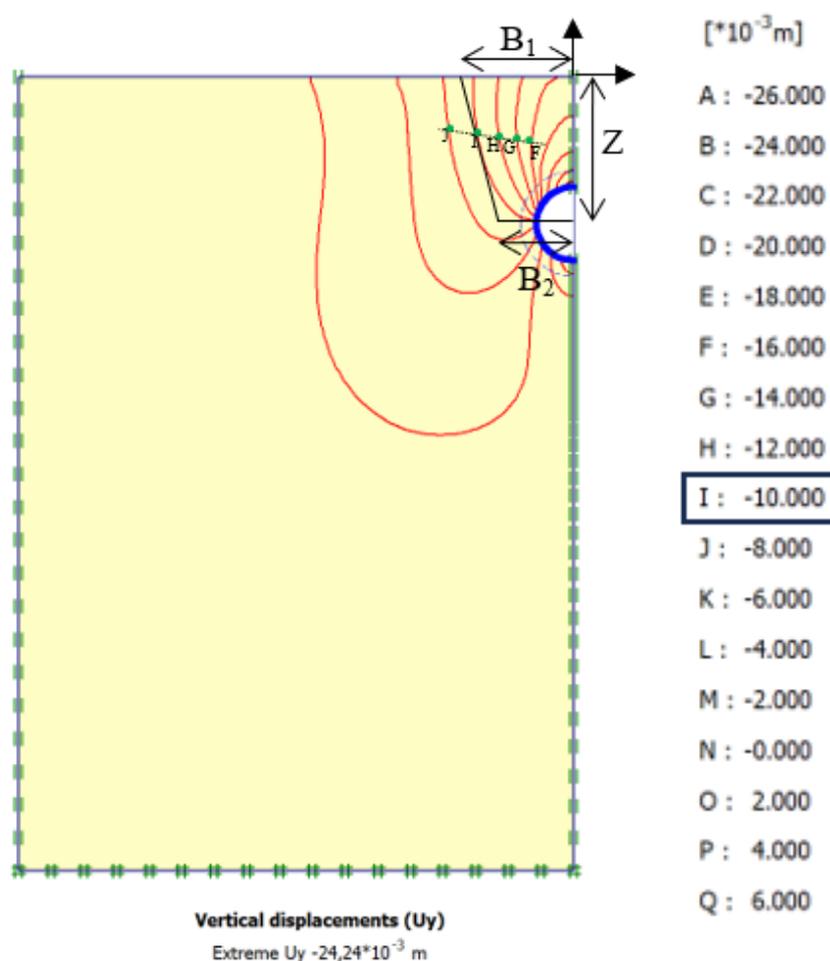


Figure 4.9 Contours caractéristiques du déplacement vertical

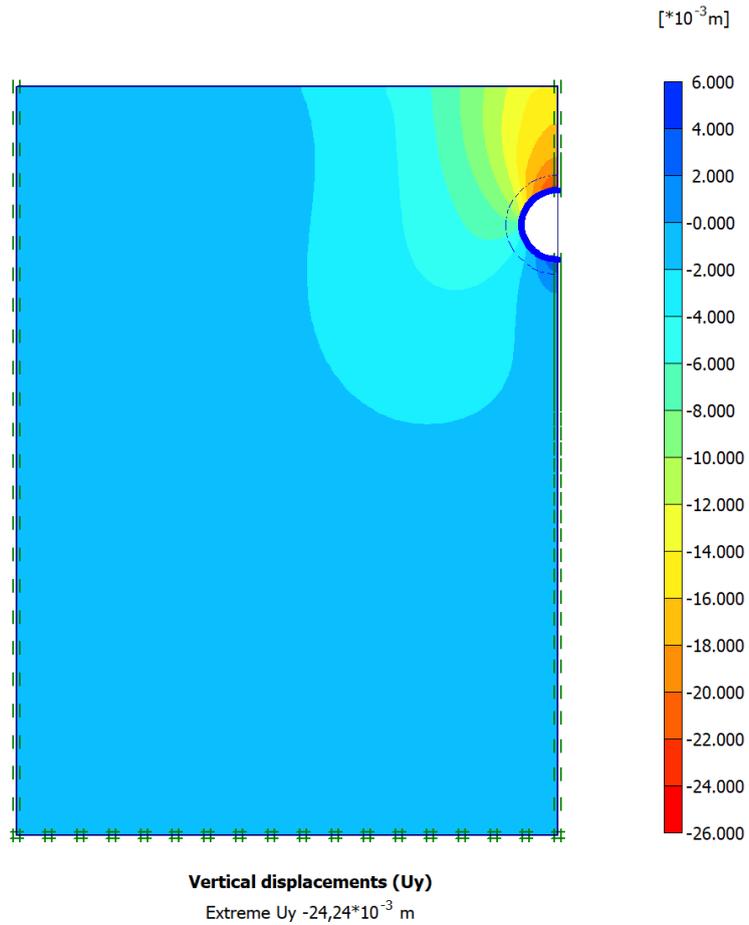


Figure 4.10 Nuances du déplacement vertical

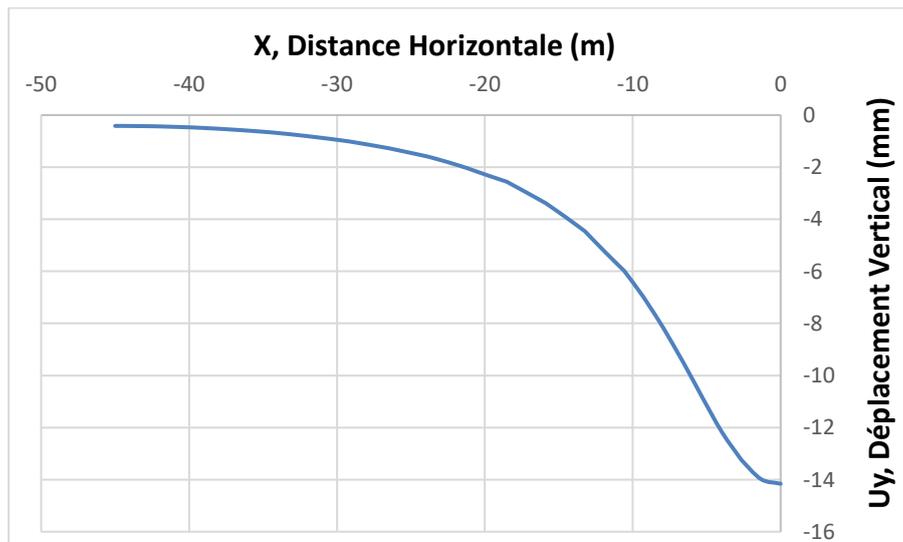


Figure 4.11 Cuvette de tassement de surface (D=6m)

4.5 Analyses paramétriques :

Pour mieux comprendre le comportement du sol aux alentours du tunnel, une étude paramétrique est réalisée dans des sables de différentes densités comme indiqué dans le tableau 3, globalement classés en sable lâche, sable moyennement dense et sable dense. Les paramètres du tunnel tels que la taille du tunnel « D » (3 m, 6 m et 9 m), la profondeur de l'axe du tunnel « Z » (1D, 2D, 3D) et la perte de volume « VL », avec une perte de volume de 0,5 % comme valeur de base, 1VL, 2VL, 5VL et 10VL, soit 0,5 %, 1,0 %, 2,5 % et 5,0 % respectivement, sont utilisés dans cette étude. Les propriétés matérielles du tunnelier données dans le tableau 4.2 sont utilisées tout au long de l'étude. Les zones d'influence sont obtenues à partir du contour de tassement de 10 mm en traçant une tangente normale au point de courbure maximale, comme indiqué sur la figure 4.9, ce qui donne respectivement les largeurs B1 et B2 à la surface depuis la ligne centrale du tunnel jusqu'à l'extrémité de la ligne de contour et au bas autour de la périphérie du tunnel. B2 se trouve très probablement à une profondeur de mise en place "z" ou parfois au-delà de la profondeur de mise en place en fonction de l'état du sol et des pertes de volume associées dues aux activités de creusement de tunnels. La hauteur H est la profondeur de la zone d'influence qui commence de B1 à B2 le long de la ligne médiane du tunnel. Ces largeurs et hauteurs sont normalisées par rapport au rayon R et au diamètre D du tunnel respectivement.

Le tableau 4.3 résume les paramètres clés utilisés dans cette analyse paramétrique.

Tableau 4.3 Paramètres utilisés dans l'analyse paramétrique

Paramètres	Notations	Unité	Variations
Diamètre du tunnel	D	(m)	3 / 6 (réf.) / 9
Profondeur normalisée du tunnel	Z/D	/	1 / 2 (réf.) / 3
Perte de volume	V _L	(%)	0.5 (réf.) / 1 / 2.5 / 5
Densité du sable	Sable meuble / Sable moyennement dense / Sable dense		

4.5.1 Variation du diamètre du tunnel :

La taille d'un tunnel d'environ 3 m est considérée comme petite et est souvent utilisée comme système de drainage ou d'égouts. Les tunnels de 6 m et 9 m de diamètre sont respectivement considérés comme des tunnels moyens et grands, et sont notamment utilisés pour le transport et d'autres installations telles que le transport de l'eau, etc.

Pour étudier l'effet du diamètre du tunnel (D) sur les caractéristiques des cuvettes de tassement de surface et les contours de tassement autour du tunnel, un modèle numérique de référence a été testé pour trois valeurs de diamètre : à savoir $0,5 D$, $1D$ et $1,5D$ à une profondeur de mise en place constante H égale à deux fois le diamètre de base, soit 12 m.

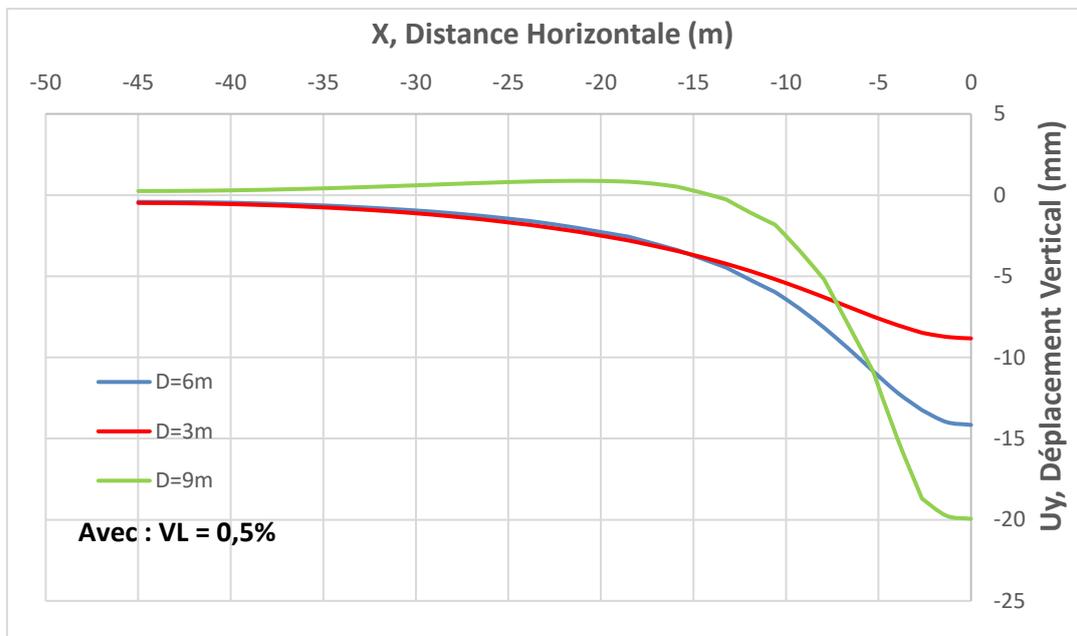


Figure 4.12 Cuvettes de tassement pour différentes tailles de tunnel

D'après la figure 4.12 qui montre les cuvettes de tassement pour différents diamètres de tunnel, on constate que l'amplitude de la valeur maximale du tassement de surface augmente avec la taille de tunnel. Cependant, la position du point d'inflexion i diminue avec l'augmentation de la taille de tunnel. Il a été constaté qu'une augmentation de la taille du tunnel de $0,5D$ à $1,5D$ entraîne une augmentation de l'amplitude maximale du tassement de surface de 126 %. Ceci peut s'expliquer par le fait que les tassements en surface sont en forte relation avec la convergence du sol au niveau de l'excavation.

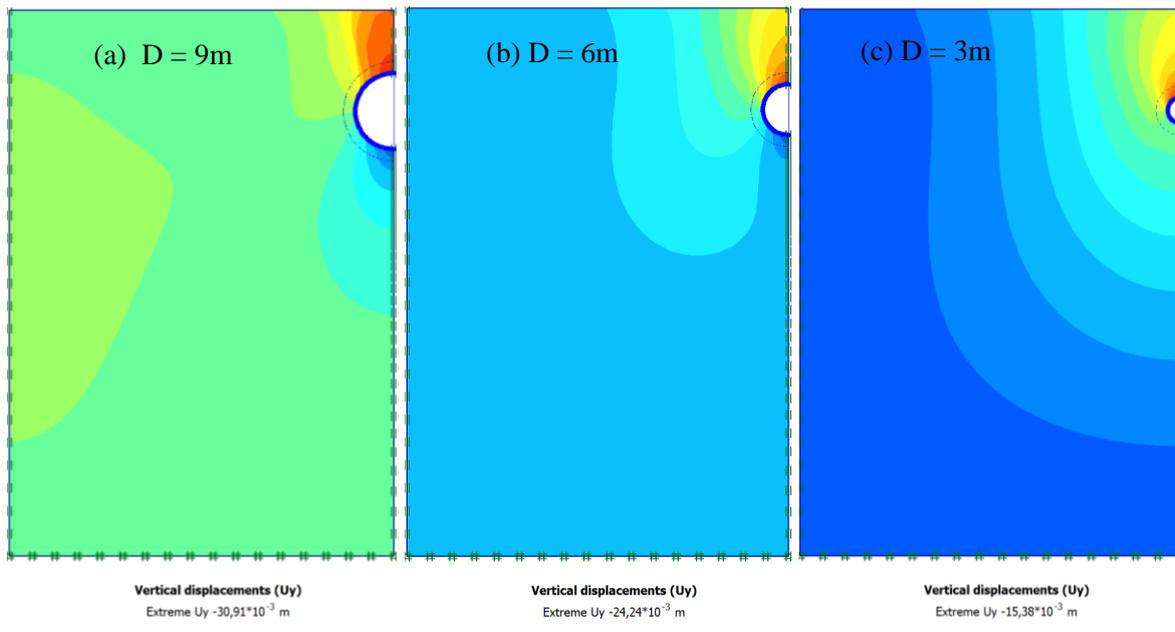


Figure 4.13 Nuances de déplacement vertical pour trois cas de diamètre du tunnel
(a) $D=3\text{m}$;(b) $D=6\text{m}$;(c) $D=9\text{m}$

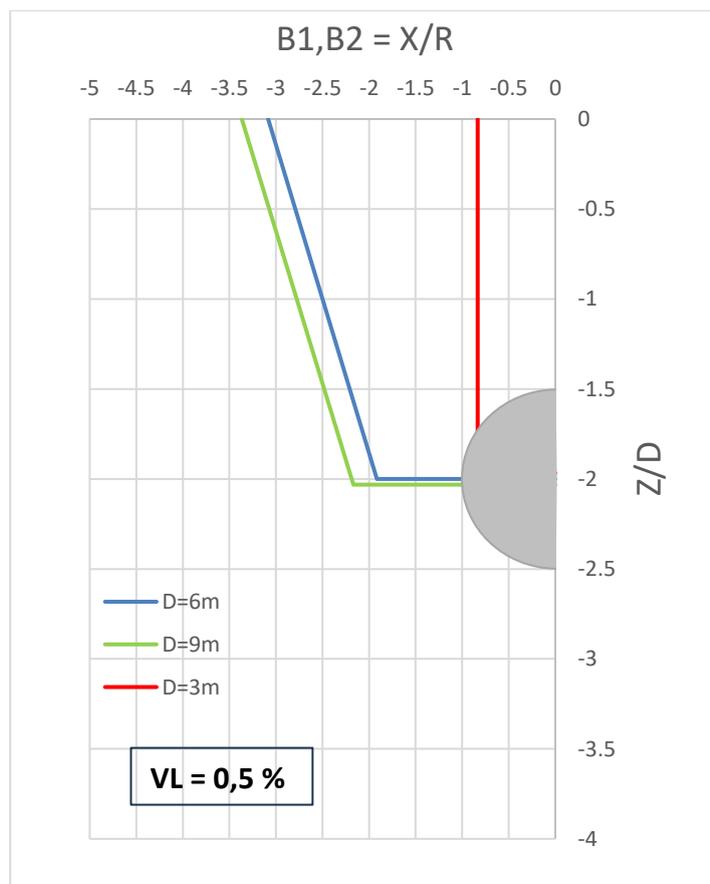


Figure 4.14. Zone d'influence (contour de tassement de 10 mm) pour différents diamètres placés à la profondeur de 12 m (2D).

De la même manière, les déplacements radiaux autour du tunnel sont influencés par la variation du diamètre (le déplacement radial augmente avec l'augmentation du diamètre ; Panet, 1995), ce qui conduit à un effet d'arc moins important sur le contour de l'excavation ; les tassements seront donc plus importants.

D'après les figures 4.13 et 4.14 qui représentent les contours de tassement pour différents diamètres de tunnel et les zones d'influence (contour de tassement de 10 mm), respectivement, on remarque que la variation de la taille de tunnel influence grandement les caractéristiques des contours du tassement autour du tunnel.

D'après la figure 4.14, en augmentant le diamètre de 3 à 9 m, la largeur de la zone d'influence à la surface B1 et en profondeur autour de la peau extérieure du tunnel B2 augmente de 230 % et 150 %, respectivement. Pour un diamètre de 9m, la zone d'influence s'étend en surface jusqu'à une distance de 3.5 R.

4.5.2 Variation de la profondeur du tunnel :

Afin d'étudier l'effet de la profondeur du tunnel (Z) sur les mouvements du sol à l'alentour du tunnel et en surface, les analyses sont effectuées, sur le modèle numérique de référence, pour des tunnels placés à trois profondeurs normalisées différentes soit, $Z = 1D$ (tunnel peu profond), $2D$ (tunnel intermédiaire), $3D$ (tunnel profond), comme le montre la figure 2. Dans les trois cas l'excavation est réalisée dans la couche du sable moyennement dense. La variation de la profondeur de placement du tunnel influence de manière significative les mouvements du sol, comme le montrent les figures 4.15 et 4.16.

La figure 4.15 présente les cuvettes de tassement pour les différentes profondeurs citées précédemment. On constate que l'augmentation de la profondeur du tunnel affecte le tassement maximum et diminue son amplitude.

Il a été constaté qu'une augmentation de la profondeur de l'axe du tunnel de $1D$ à $3D$ entraîne une diminution de l'amplitude maximale du tassement de surface de 145%. En fait, c'est l'effet de voûte autour d'un tunnel qui est à l'origine de cette réduction ; il limite la propagation des mouvements en surface. Ceci a été confirmé par (Houhou et al. 2016 ; Mroueh, 1998 ; Hejazi, 2007 ; Attewell et al., 1986).

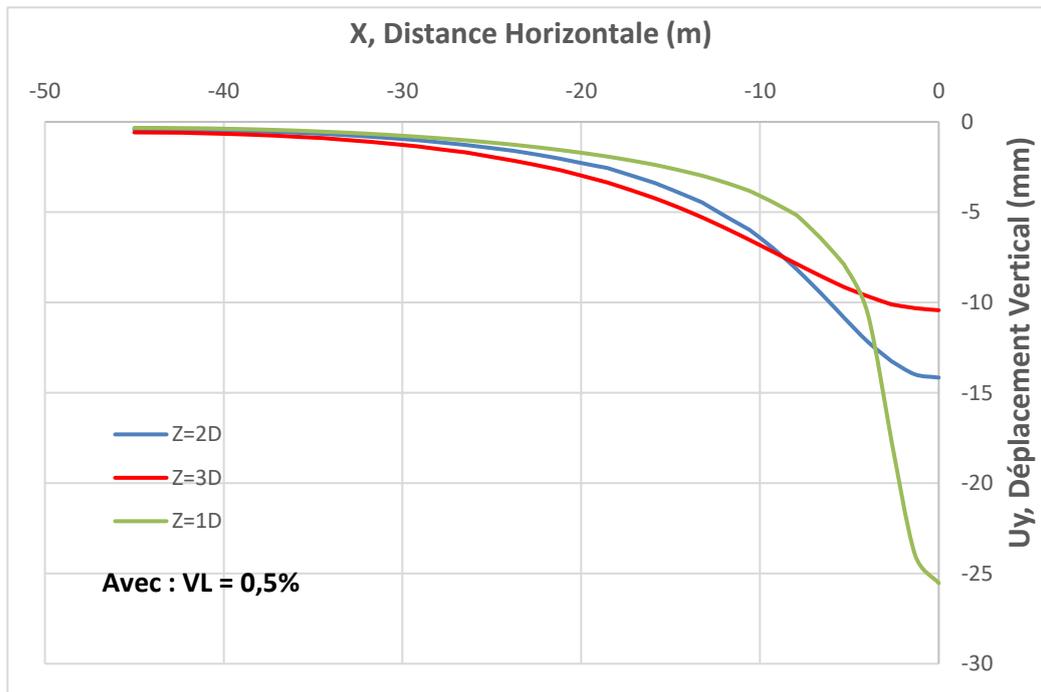


Figure 4.15. Cuvettes de tassement pour différentes profondeurs de tunnel

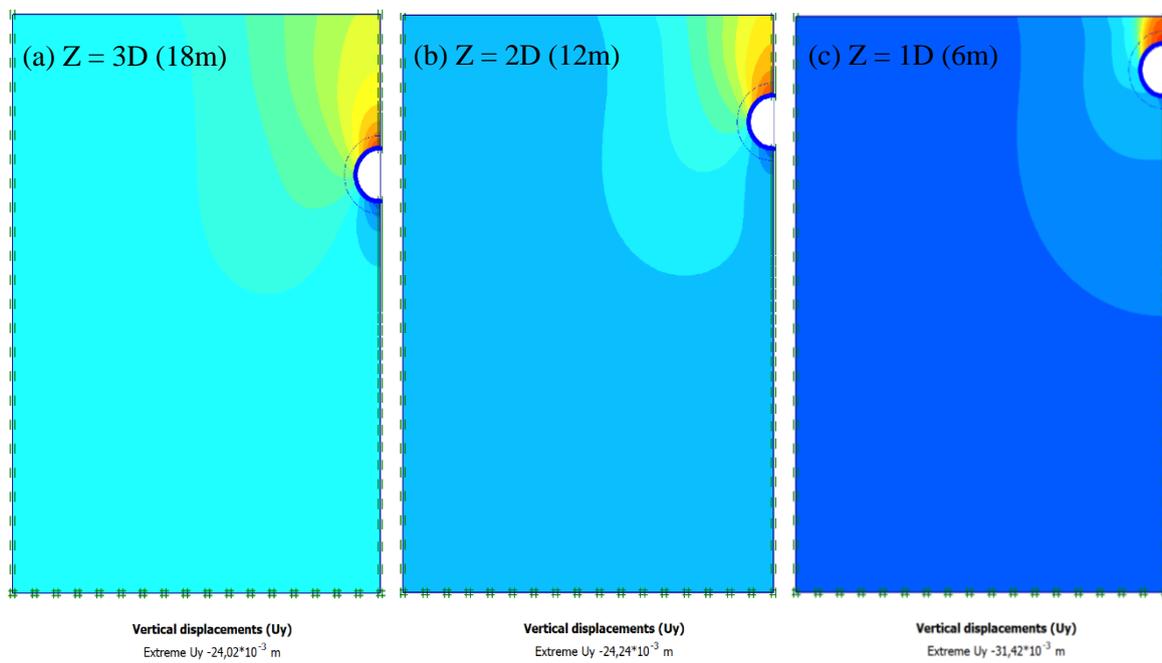


Figure 4.16 déplacement vertical pour trois cas de profondeur du tunnel

(a) Z=6m ; (b) Z=12m ; (c) Z=18m

Sur la base du critère général d'Attewell et al. (1986), pour les bâtiments en dehors du contour de tassement de 10 mm, aucune autre action n'est requise, il est pris comme valeur seuil et le contour de tassement correspondant à cette valeur sont obtenus pour des tunnels placés aux différentes profondeurs citées ci-dessus, comme le montre la figure 4.17.

D'après les figures 4.16 et 4.17 qui représentent les contours de tassement pour différentes profondeurs de tunnel et les zones d'influence (contour de tassement de 10 mm), respectivement, on remarque que la variation de la profondeur de placement du tunnel, z , influence amplement les caractéristiques du contour de tassement.

Il est à noter que la largeur de la zone d'influence à la surface $B1$ et à l'extrémité autour de la peau extérieure du tunnel $B2$, diminue avec l'augmentation de la profondeur de l'axe du tunnel. Avec une plus grande profondeur, la largeur $B2$ devient nulle et donc la largeur $B1$ pour des profondeurs encore plus grandes.

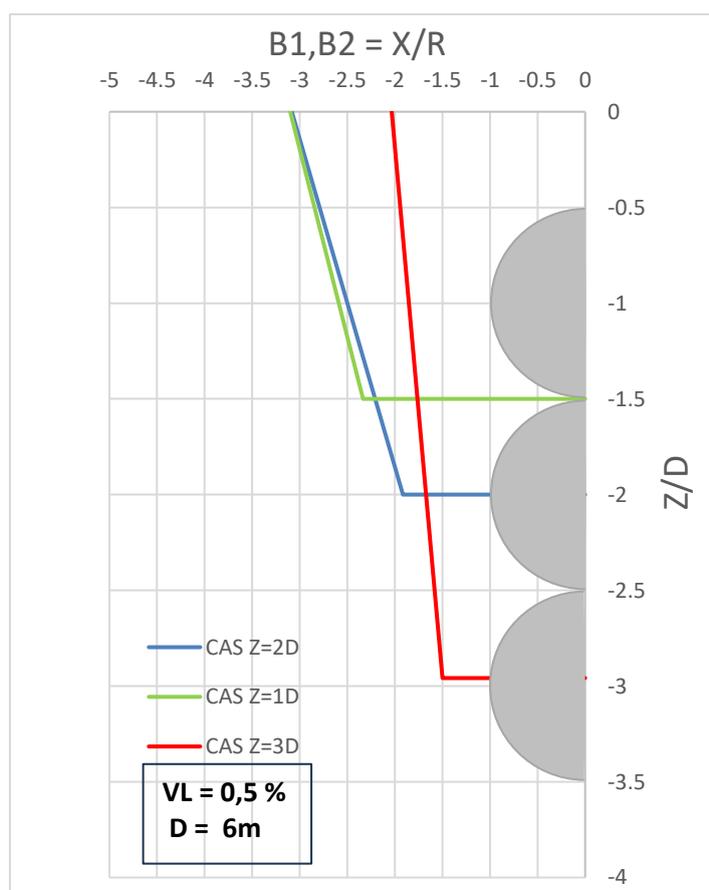


Figure 4.17 Zone d'influence (Contour de tassement de 10 mm) pour différentes Profondeurs de tunnel

En augmentant la profondeur du tunnel de 1D à 3D, les largeurs B1 et B2 de la zone d'influence augmentent de 120 % et 55 %, respectivement. Pour une profondeur de 3D, la zone d'influence s'étend en surface jusqu'à une distance presque de 3.5 R.

En conclusion, la profondeur du tunnel a une influence significative sur le comportement du sol, notamment en surface, ce qui a été clairement mis en évidence grâce aux trois calculs effectués pour différentes profondeurs du tunnel.

4.5.3 Variation de la perte de volume :

Il est naturel de chercher à relier les déplacements du massif au niveau du tunnel aux déplacements mesurés en surface. Cette étude conduit à dégager la notion de perte de volume en souterrain, c'est-à-dire la part du volume du terrain qui converge à travers la section théorique du tunnel ou qui est extrudée au front (Peck, 1969).

Le volume perdu en souterrain, noté V_L , représente la part du volume de terrain qui converge à l'intérieur de la section excavée du tunnel ou est extrudée au front.

Rapportée à la section du tunnel de diamètre D, la perte de volume relative est :

$$v_L = \frac{4V_L}{\pi \cdot D^2}$$

Le volume perdu en souterrain est difficile à évaluer, en raison de la pré convergence du sol (en avant du front de taille), qui reste difficile à mesurer ; l'impossibilité de faire des mesures de convergence avant la pose du soutènement, ce qui fait qu'une partie des déformations échappe à la surveillance ; l'existence de mouvements d'extrusion vers le tunnel au front de taille ; et les défauts de contact entre le terrain et le soutènement.

Toutefois, bien qu'il reste hors de portée d'une mesure précise, le volume perdu en souterrain constitue un indice important dans l'expression des tassements en surface. Son amplitude dépend principalement du type de sol, de la méthode de creusement et de soutènement, et de la qualité d'exécution des travaux.

Cording et Hansmire (1977) donnent quelques valeurs estimées de ces pertes de volume relatives (de 0,2 % à 12 %). Historiquement, la notion de perte de volume a néanmoins contribué à forcer la recherche d'améliorations des méthodes de construction.

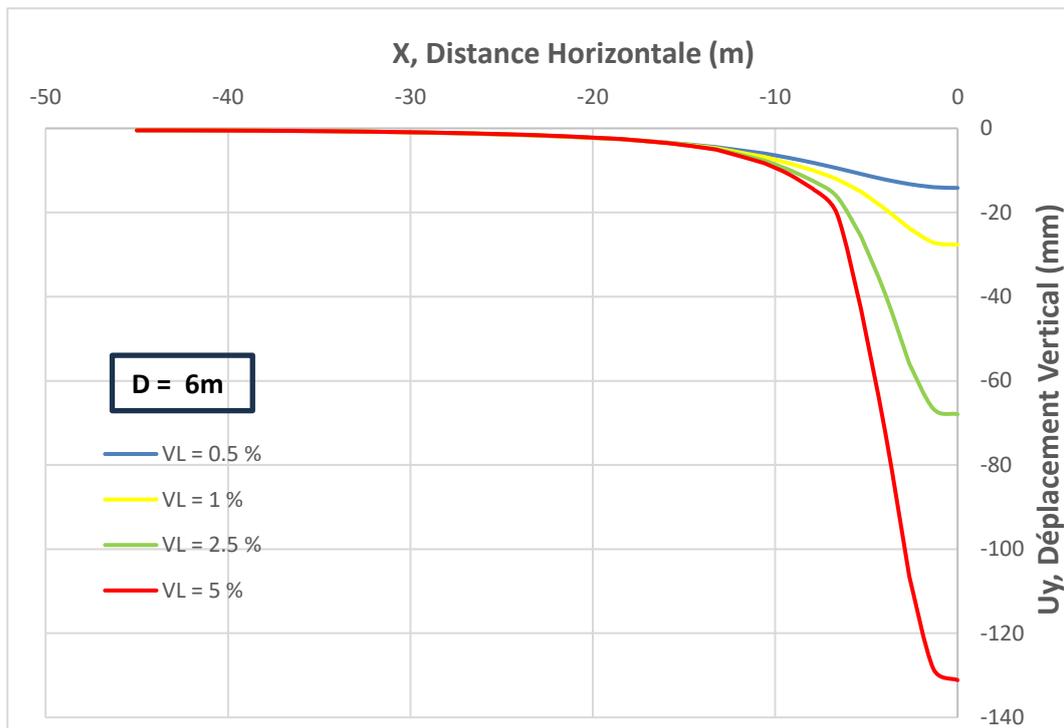


Figure 4.18 Cuvettes de tassement pour différentes variations de perte de volume

Afin d'étudier l'effet de la perte de volume sur les mouvements du sol en surface et autour du tunnel, le modèle numérique de référence ($D=6\text{ m}$; $Z=2D$) a été expérimenté pour quatre valeurs de perte de volume : à savoir $V_L=0,5\%$ (valeur de base), 1% , $2,5\%$ et $5,0\%$.

D'après la figure 4.18 qui montre les cuvettes de tassement pour différentes valeurs de perte de volume, on peut voir que l'amplitude de la valeur maximale du tassement de surface augmente de façon exponentielle avec l'augmentation de la perte de volume.

Lorsque la perte de volume augmente dix fois (de $0,5\%$ à 5%), le tassement max en surface, augmente de 825% .

D'après les figures 4.19 et 4.20 qui représentent les contours de déplacements verticaux et les zones d'influence (contour de tassement de 10 mm), respectivement, pour différentes valeurs de perte de volume.

On remarque une influence importante sur les caractéristiques des contours du tassement autour du tunnel avec l'augmentation de la perte de volume.

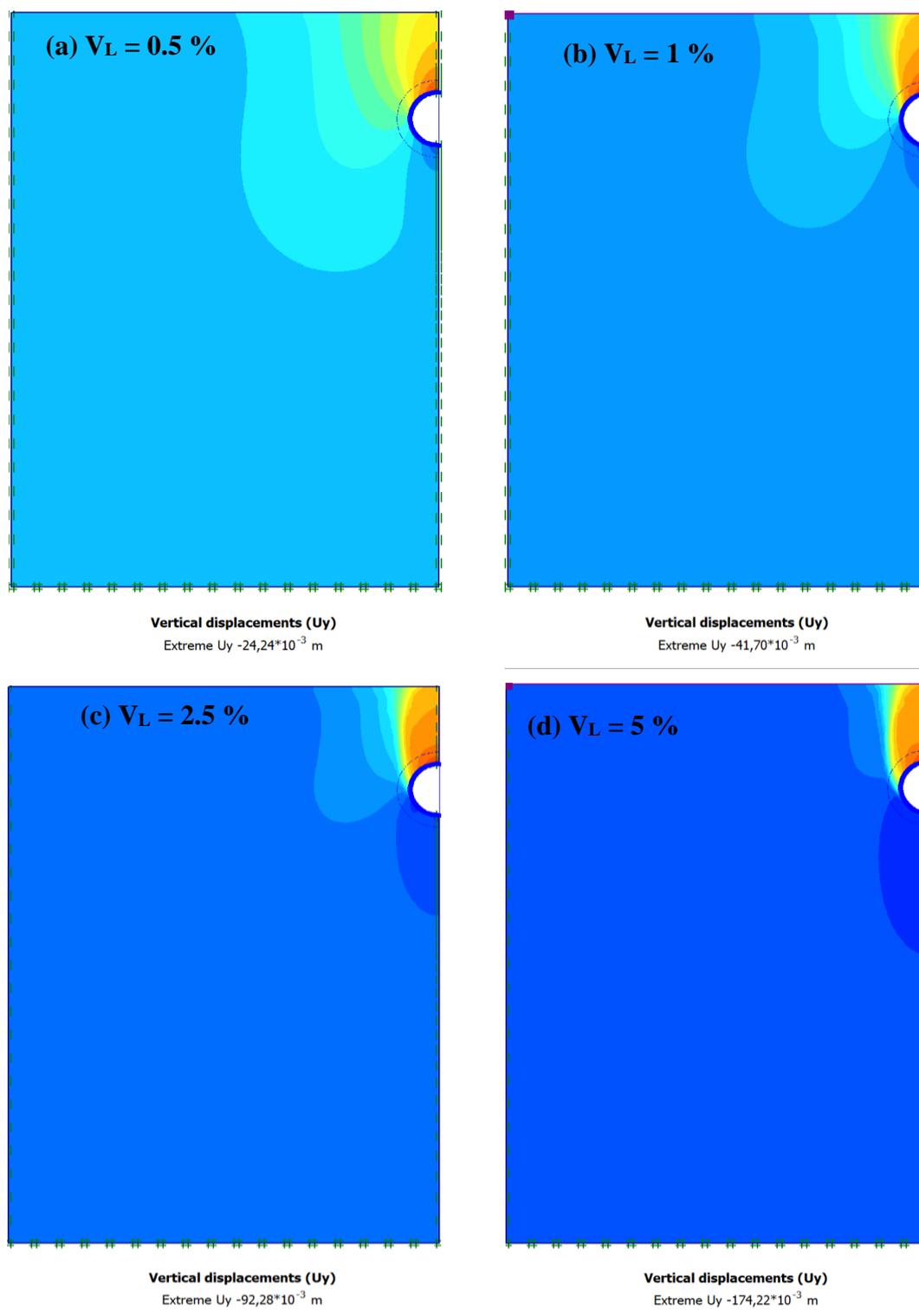


Figure 4.19 Contours de déplacements verticaux pour différentes valeurs de perte de volume :

(a) $V_L = 0.5 \%$; (b) $V_L = 1 \%$; (c) $V_L = 2.5 \%$; (d) $V_L = 5 \%$

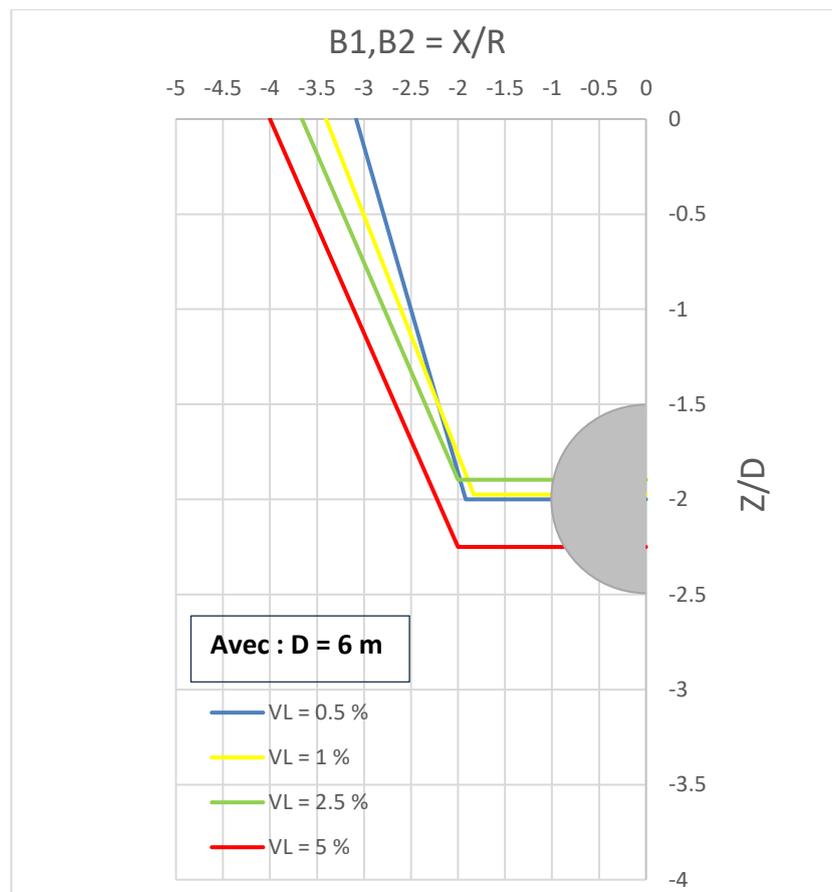


Figure 4.20 Zone d'influence (Contour de tassement de 10 mm) pour différentes valeurs de Perte de volume.

D'après la figure 4.20, en augmentant la perte de volume V_L de 0.5 % à 5 %, les largeurs B_1 et B_2 de la zone d'influence augmentent de 250 % et 200 %, respectivement. Pour une valeur de 5 % de perte de volume, la zone d'influence s'étend en surface jusqu'à une distance de 4 R.

4.5.4 Variation de la densité du sable :

Le comportement du sol en termes de mouvements verticaux est étudié à travers le modèle numérique de base ($D = 6\text{m}$; $Z = 12\text{m}$; $V_L = 0.5\%$) pour trois types de sable de densités différentes, à savoir sable meuble, sable moyennement dense et sable dense (voir Tableau 4.1). La figure 4.21 montre les cuvettes de tassement de surface pour différents types de sable. Alors que les figures 4.22 et 4.23 représentent les contours de tassement pour différentes densités de sable et les zones d'influence, respectivement. De manière générale, les résultats numériques indiquent que la densité du sable a un effet significatif sur les mouvements du sol.

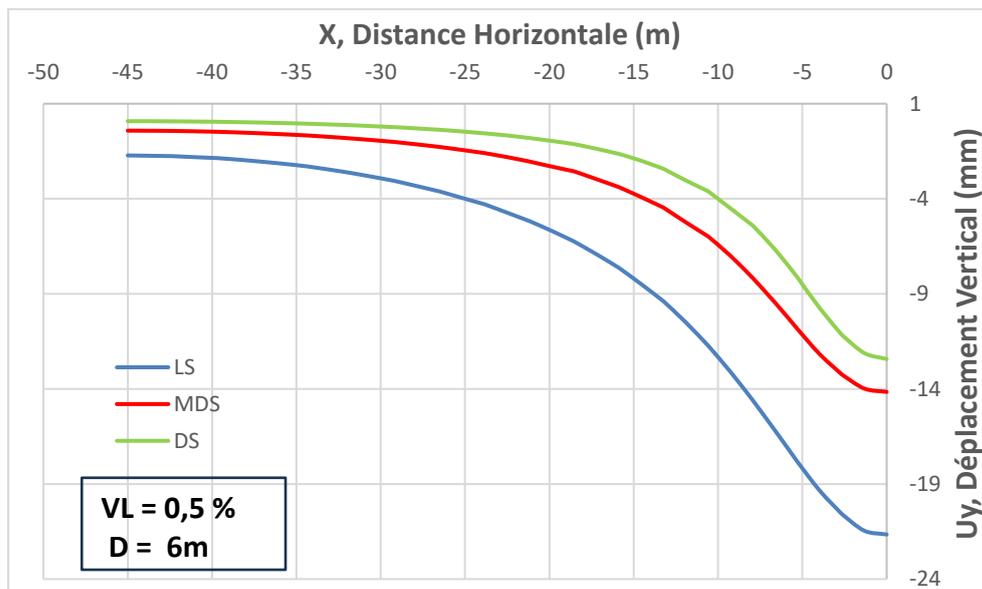


Figure 4.21 Cuvettes de tassement pour différentes densités de sable

D'après la figure 4.21 on peut constater que les tassements de surface diminuent de façon exponentielle avec l'augmentation de la densité du sable. Quant à la forme des courbes, elle est la même dans tous les cas étudiés.

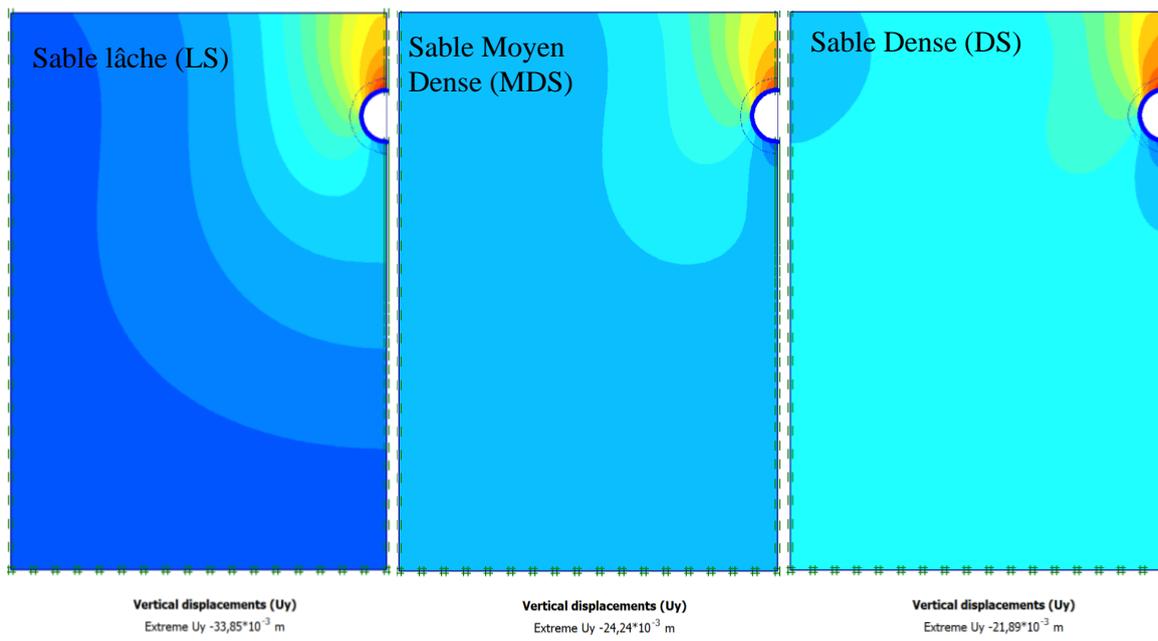


Figure 4.22 Déplacement vertical pour trois différentes densités de sable

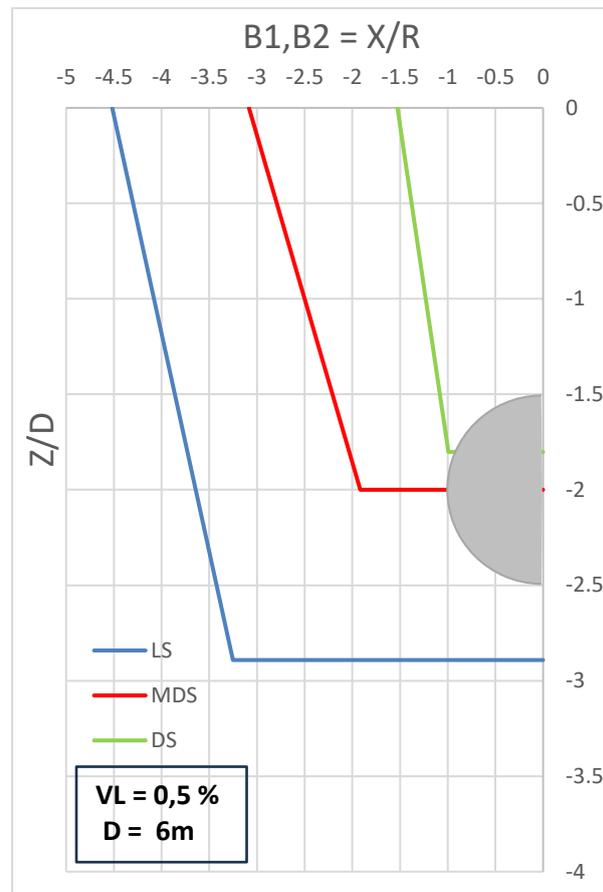


Figure 4.23 Zone d'influence (Contour de tassement de 10 mm) pour
Différentes densités de sable

D'après la figure 4.23, il est également noté qu'avec une densité de sable croissante et pour une valeur constante de 0.5 % de perte de volume.

Les largeurs $B1$ et $B2$ de la zone d'influence diminuent d'une manière significative.

Pour un sable meuble, la zone d'influence s'étend en surface jusqu'à une distance de 4.5 R et en profondeur jusqu'à presque 3 D .

Alors que pour un sable dense cette zone d'influence ne dépasse pas 1.5 R en surface et en profondeur ne dépasse pas l'axe du tunnel.

Pour valider les conclusions précédentes relatives aux lignes d'influence générées à partir de l'analyse numérique 2D pour divers cas impliquant différents paramètres de sol et de tunnel (voir tableau 4.3).

On a essayé de combiner ces différents paramètres pour trois tailles de tunnel différentes, $D = 3\text{ m}$, 6 m et 9 m , comme indiqué dans les figures 4.24, 4.25 et 4.26.

Les pertes de volume de $0,5\%$ (1 VL) et $5,0\%$ (10 VL) sont considérées comme les valeurs limites inférieure et supérieure pour tracer les zones d'influence.

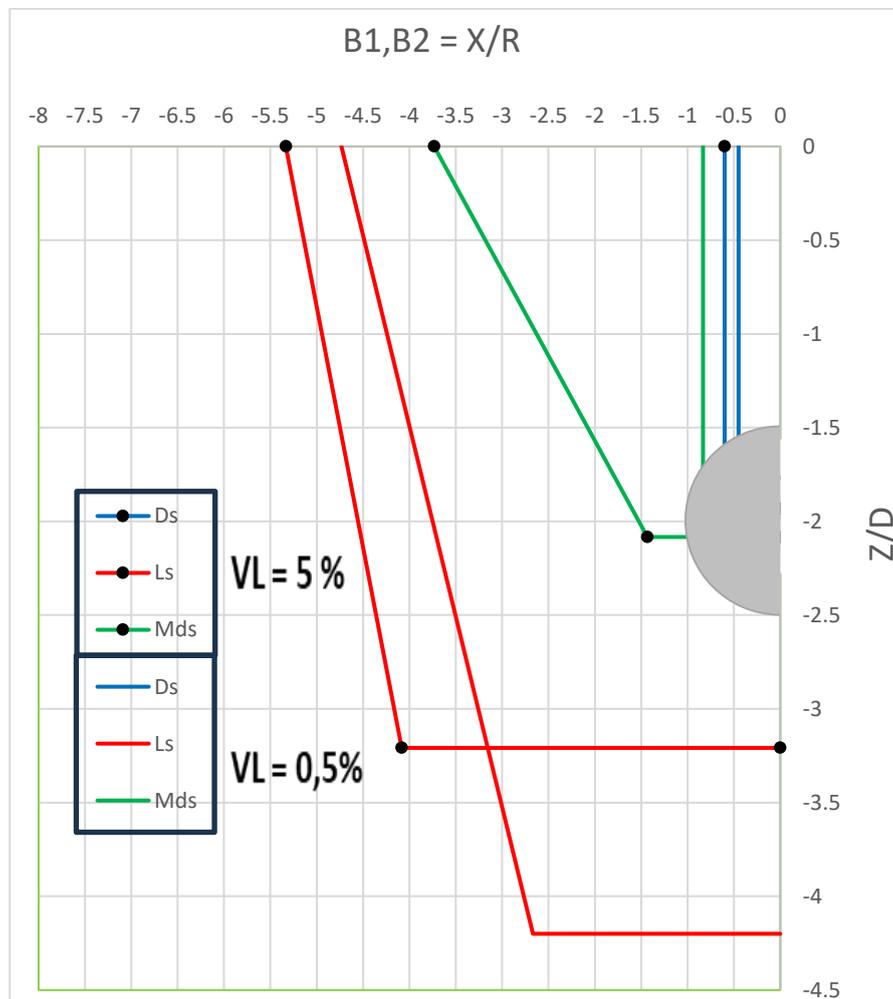


Figure 4.24 zones d'influence pour Les petits tunnels ($D=3\text{ m}$)

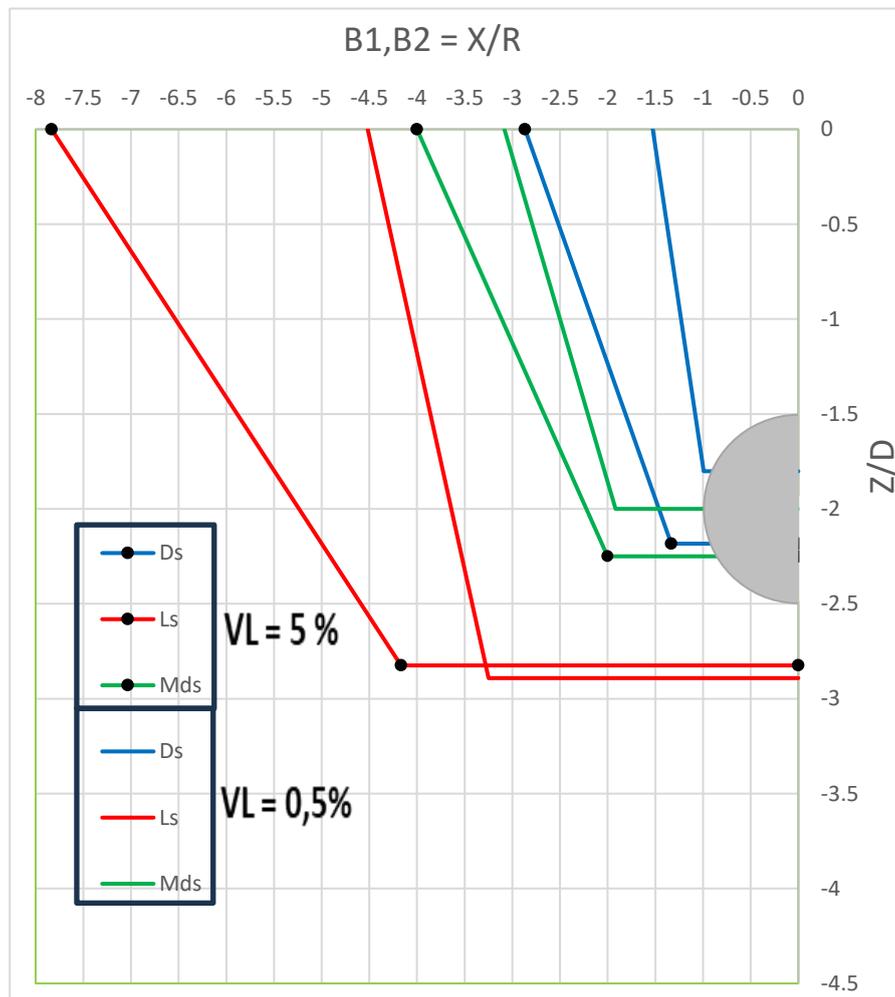


Figure 4.25 Zones d'influence pour les tunnels moyens ($D=6m$)

D'après les figures 4.24, 4.25 et 4.26, on remarque que les tunnels, quelle que soit leur taille, dans des sables de différentes densités généralement classés comme sable meuble (LS), sable moyennement dense (MDS) et sable dense (DS) présentent des dimensions d'influence minimales pour des pertes de volume faibles (disons 0,5 %) et des magnitudes maximales pour des pertes de volume plus importantes (disons 5 %).

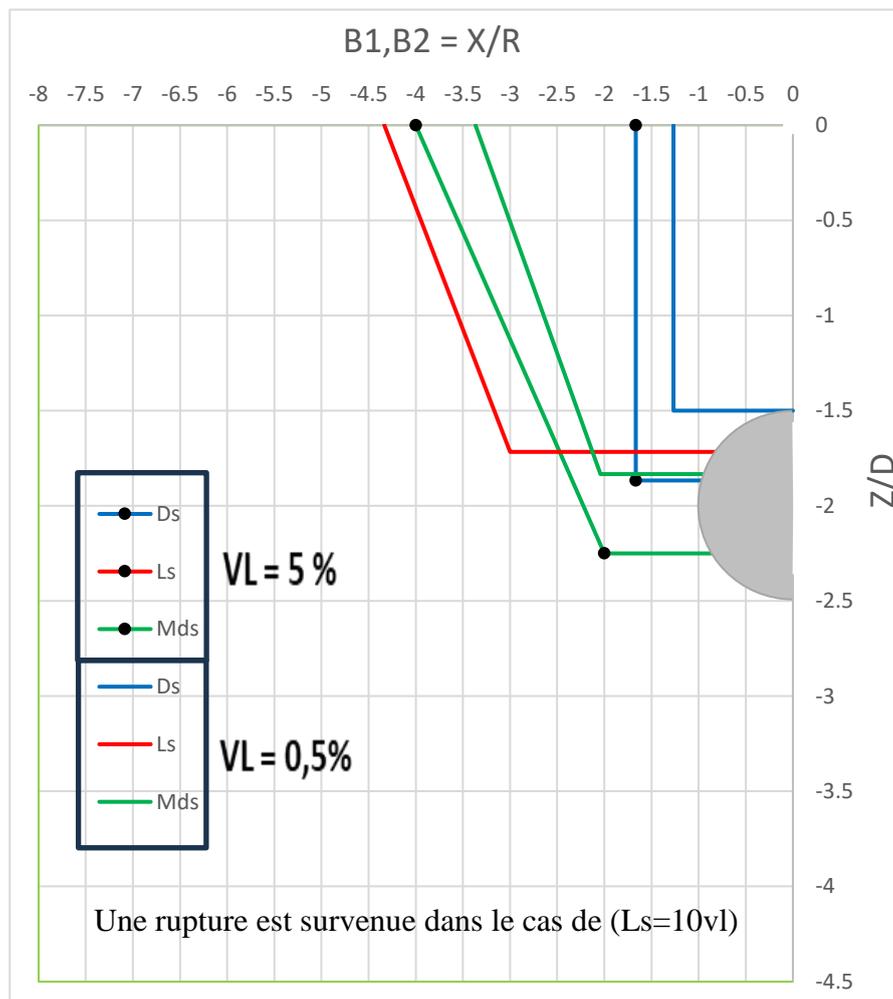


Figure 4.26 Zones d'influence pour les grands tunnels (D = 9m)

À mesure que la densité du sable augmente, la largeur et la hauteur de la zone d'influence diminuent, car une perturbation engendrée par le creusement d'un tunnel dans un sol granulaire meuble pourrait encourager une plus grande redistribution du contact des particules plutôt que dans un sol dense.

D'après les figures 24, 25 et 26, on constate également que la hauteur de la zone d'influence le long de la ligne médiane du tunnel est presque égale à la profondeur de placement « z » du tunnel pour des tunnels de plus grande taille et des densités de sable plus élevées.

Si un tunnel doit être situé dans ces zones d'influence, une évaluation détaillée et un contrôle des pertes de volume avec un programme d'instrumentation complet sont essentiels pendant les phases de conception et de réalisation, respectivement.

Conclusions générales

Le creusement de tunnels engendre des perturbations plus ou moins importantes dans l'équilibre interne du massif environnant, créant ainsi des déformations et des déplacements de sol. L'ampleur de ces déformations est liée à un phénomène complexe qui dépend des conditions géologiques, de la géométrie du tunnel et de la méthode d'excavation. En zones urbaines, la cuvette de tassements résultant de ce phénomène peut affecter la stabilité des ouvrages avoisinants.

Le creusement de tunnels dans les sols granulaires saturés est considéré comme un cas sensible car, à la différence des sols cohérents, il est difficile pour un concepteur de prédire les pertes de terrain et les tassements associés.

Le travail de recherche présenté dans ce mémoire de Master Géotechnique a pour objectif principal d'estimer la zone vulnérable ou zone d'influence due au creusement de tunnels dans des sols granulaires saturés pour des conditions de terrain vierge, en utilisant le code d'éléments finis explicite PLAXIS 2D. D'après la littérature, le tassement du sol égal à 10 mm est pris comme valeur seuil pour tracer la zone d'influence, et les structures situées en dehors de cette zone, c'est-à-dire (< 10 mm), ne subiront aucun risque.

Ce mémoire de master se compose de deux parties principales :

La première partie est consacrée à une étude bibliographique comportant deux chapitres. Ces deux chapitres présentent une revue de la littérature sur les méthodes de creusement, les méthodes développées par les chercheurs pour prédire les mouvements de terrain engendrés par le creusement des tunnels dans les sables et les argiles.

La deuxième partie était consacrée à l'étude numérique et se compose de deux chapitres. Le premier décrit les éléments de l'outil numérique PLAXIS 2D nécessaires à la modélisation des ouvrages souterrains. Quant au deuxième chapitre, il fait l'objet des différentes contributions apportées à cette recherche. Il s'agit d'une modélisation numérique en déformation plane pour étudier le comportement du sol en termes de tassements et de proposer une zone d'influence due au creusement à l'aide d'un tunnelier (TBM) dans des sols sableux saturés.

Une étude paramétrique approfondie a été menée pour étudier l'effet, sur les mouvements du sol en surface et souterrains et donc sur la zone d'influence, de certains paramètres clés tels que la taille du tunnel, la perte de volume, la densité du sable et la profondeur de l'axe du tunnel.

Sur la base des résultats d'analyses numériques obtenus et dans la gamme des paramètres testés et des conditions du sol, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Le déconfinement du sol environnant causé par le creusement d'un tunnel, notamment peu profond, provoque des tassements, qui ne sont pas uniformes mais se concentrent à l'aplomb du souterrain sous la forme d'une cuvette.
- La largeur B2 de la zone d'influence se situe la plupart du temps à la profondeur de l'axe du tunnel, ou parfois au-delà de cette profondeur, en fonction de l'état du sol et des pertes de volume associées aux activités de creusement.
- Les résultats numériques ont montré que l'augmentation du diamètre du tunnel de 3 m à 9 m entraîne une augmentation de l'amplitude maximale du tassement de surface de 126 %. Cependant, la position du point d'inflexion i diminue. En d'autres termes, l'augmentation de la taille de tunnel entraîne des cuvettes de tassements étroites et très profondes.
- La variation de la taille de tunnel influence grandement les caractéristiques des contours du tassement autour du tunnel. En augmentant le diamètre de 3 à 9 m, la largeur de la zone d'influence à la surface B1 et en profondeur autour de la peau extérieure du tunnel B2 augmente de 230 % et 150 %, respectivement. Pour un diamètre de 9m, la zone d'influence s'étend en surface jusqu'à une distance de 3.5 R.
- La variation de la profondeur du tunnel influence de manière significative les déplacements verticaux du sol. Il a été constaté qu'une augmentation de la profondeur de l'axe du tunnel de 1D à 3D (avec $VL = 0.5\%$) entraîne une diminution de l'amplitude maximale du tassement de surface de 145%. En fait, c'est l'effet de voûte autour d'un tunnel qui est à l'origine de cette réduction, en limitant la propagation des mouvements en surface. En conséquence, les largeurs de la zone d'influence B1 et B2 diminuent avec l'augmentation de la profondeur de l'axe du tunnel.
- Les résultats numériques montrent que la valeur maximale du tassement de surface augmente de façon exponentielle avec l'augmentation de la perte de volume. Lorsque la perte de volume augmente dix fois (de 0.5 % à 5 %), le tassement max en surface, augmente de 825 %.

- Les mécanismes associés aux mouvements de tunnel dans les sables sont quelque peu différents de ceux des argiles. Avec de faibles pertes de volume, le sol se comporte de manière très rigide et élastique, ce qui entraîne des cuvettes de tassement très larges et peu profonds. À des pertes de volume plus élevées, le mécanisme se rétrécit considérablement et est appelé mécanisme de « cheminée » en raison de son mouvement étroit et presque vertical du sol directement au-dessus du tunnel.
- Pour les tunnels moins profonds, ce mécanisme de cheminée se produit avec des pertes de volume beaucoup plus faibles, tandis que pour les tunnels plus profonds, il se produit avec des pertes de volume plus importantes.
- Pour un tunnel de taille moyenne ($D=6\text{m}$) à une profondeur de $2D$, l'augmentation de la perte de volume de 0.5 % à 5 %, les largeurs $B1$ et $B2$ de la zone d'influence augmentent de 250 % et 200 %, respectivement. Pour une valeur de 5 % de perte de volume, la zone d'influence s'étend en surface jusqu'à une distance de $4R$.
- Les résultats numériques indiquent que la densité du sable a un effet significatif sur les mouvements du sol. En surface, on peut constater que les tassements diminuent de façon exponentielle avec l'augmentation de la densité du sable. Quant à la forme des cuvettes, elle est la même quelle que soit la densité du sable.
- À mesure que la densité du sable augmente, la largeur et la hauteur de la zone d'influence diminuent.
- Pour une perte de volume de 0.5 %, la zone d'influence d'un sable meuble s'étend en surface jusqu'à une distance de $4.5R$ et en profondeur jusqu'à presque $3D$. Alors que pour un sable dense cette zone d'influence ne dépasse pas $1.5R$ en surface et en profondeur ne dépasse pas l'axe du tunnel.
- La hauteur de la zone d'influence le long de la ligne médiane du tunnel est presque égale à la profondeur de placement « z » du tunnel pour des tunnels de plus grande taille et/ou des densités de sable plus élevées.

Grâce à ces résultats générés numériquement et aux critères susmentionnés, des zones d'influence peuvent être suggérées. Les réponses des fondations des bâtiments au sein de ces zones constituent le champ d'intérêt des futurs travaux de recherche.

Références bibliographiques

- Attewell, P. B. Yeates, J. & Selby, A. R. (1986). Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures. Blackie and Son, London
- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, 6(4), 189-236.
- Benamar, A. (1996). "Méthodes de dimensionnement des soutènements de tunnels." Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées.
- Bernat, S. 1996 "Inclinometer data analysis from the Condéran-Naujac collector in Bordeaux." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 122(5), 381-388.
- Bernaud, D., Rousset, G. (1992). Nouvelle méthode implicite pour l'étude du dimensionnement des tunnels. *Revue Française de Géotechnique*, 1992, n°60, pp. 5-26
- Bouvard, D., Poyet, C., & Fabre, G. (1988) "Classification des ouvrages souterrains en fonction des conditions naturelles dans lesquelles ils sont réalisés." *Revue Française de Géotechnique*, 42(2), 57-68.
- Brinkgreve, R.B., Engin, E., and Swolfs, W.M. (2017). *Plaxis 2D Version 9.0, Material Models Manual*, PLAXIS BV, Delft, p. 218
- Celestino, T. Gomes, R. & Bortolucci, A. (2000). Errors in ground distortions due to settlement trough adjustment. *Tunnelling and underground space technology*, 15 (1): 97-100
- Chapeau, C. (1991) "Déformations induites par les tunnels peu profonds." *Journal of Civil Engineering*, 8(3), 123-130.
- Chapman DN, Metje N, Stark A. (2017). *Introduction to Tunnel Construction*. 2nd ed. Boca Raton : CRC Press.
- Cording E.J., Hansmire W.H., (1977). Les déplacements autour de tunnels en terrain tendre, *Tunnels et ouvrages souterrains*, pp. 181-192
- Doe, J., Smith, A., & Brown, B. (2005). Fundamentals of Tunnel Boring Machines : Design and Operation. *Journal of Tunnelling and Underground Space Technology*, 20(3), 200-215.
- Hariswaran, S. Premalatha, K. Raja, K. (2016). Performance of Strip Footing on Sandy Soil due to Tunneling. *International Journal of Advanced Engineering Technology*, 7(1): 516-520.
- Hebib, Z., & Pellet, F. (2013). "Méthodes de soutènement en front de taille." *Revue française*

de géotechnique, (144), 65-72.

- Hejazi, Y., Dias, D., & Kastner, R. (2008). Impact of constitutive models on the numerical analysis of underground constructions. *Acta Geotechnica*, 3, 251-258.
- Houhou M. N., Emeriault F., Vanoudheusden E., (2016). Three-Dimensional Back Analysis of an Instrumented Shallow Tunnel Excavated by a Conventional Method. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34(4): 1101-1117
- Jacobsz, S. Standing, J. Mair, R. Hagiwara, T. & Sugiyama, T. (2004). Centrifuge modelling of tunnelling near driven piles. *Soils and Foundations*, 44 (1):49-56
- Lake, L. Rankin, W. & Hawley, J. (1996). Prediction and effects of ground movements caused by tunnelling in soft ground beneath urban areas: CIRIA
- Leblais, Y., Andre, D., Chapeau, C. (1995). Tassement lié au creusement des ouvrages en souterrain. *Tunnels et ouvrages souterrains*, n° 132, pp. 379- 386.
- Leca, E., & Oreste, P. (2007). "Soutènement par voûte-parapluie dans les tunnels et les mines." *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, (259), 49-61.
- Lee, K.M. (1989). "Ground movements due to tunnel excavation." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 115(9), 1210-1225.
- Loganathan, N. & Poulos, H. (1998). Analytical prediction for tunneling-induced ground movements in clays. *Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering*, 124 (9):846-856
- Mair, R.J., Taylor, R.N., Bracegirdle, A. (1993). Subsurface settlement profiles above tunnels in clays, *Géotechnique*, 1993, vol.43, N° 2, pp. 315-320.
- Marshall, A. M. Elkayam, I. & Klar, A. (2009). Ground behaviour above tunnels in sand-DEM simulations versus centrifuge test results. *Proceedings of the 2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling*, Bochum, Germany
- Mestat, P., Cambou, B., & Emeriault, F. (1999). "Classification des ouvrages souterrains : structures régulières et cavités." *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 219, 15-29.
- Mroueh, H. & Shahrour, I. (2002). Three-dimensional finite element analysis of the interaction between tunneling and pile foundations. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 26 (3):217-230
- N. Barton, (2000). "TBM Tunnelling in Jointed and Faulted Rock," Taylor & Francis, 2000.
- Ollier, P. (1997). "Observations and measurements of soil displacements during the excavation

- of the Lyon subway line D.” *Tunnelling and Underground Space Technology*, 12(4), 479-485.
- O'reilly, M.P., New, B.M. (1982). Settlements above tunnels in the United Kingdom - their magnitudes and prediction, *Tunnelling' 82*, London : IMM, 1982, pp.173-181.
 - Ortigao, A. (1996). “Volume loss classification for soils in tunneling.” *Geotechnical Engineering Journal*, 23(4), 301-315.
 - Panet, M. (1976). *La mécanique des roches appliquée aux ouvrages de génie civil*, Paris : Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1976, 235 p.
 - Peck, R.B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground, *Proceeding of the 7th International Conference on Soil Mechanism Foundation Engineering*, Mexico : State-of-the Art, 1969, Vol.3, pp.225-29
 - Poupelloz, B. (1984). Tassements engendrés par le creusement des galeries de petite section à faible profondeur. Rapport du laboratoire régional de l'est parisien, 1984, Paris, 78 p.
 - Rankin, W.J. (1987). Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects, *Geological society engineering geology special publications*, 1987, n°5, pp. 79-92.
 - Robbins, J., & Stark, D. (1990). *Tunnel Boring Machines : Development and Future*. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 5(1-2), 41-58.
 - Roisin, M. (1995). “Mechanics of Ground Failure in Tunnel Excavation.” *Tunneling and Underground Space Technology*, 10(2), 125-135.
 - Rowe, R.K., Lo, K.Y. and Kack, G.J. (1983). A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground, *Revue canadienne de géotechnique*, 1983, n°20, pp. 11-
 - Smith, J., & Dupont, A. (1995). “Etude des mouvements de sol en surface et en profondeur lors du creusement de tunnels en milieu urbain.” *Revue Française de Géotechnique*, (76), 55-64.
 - Vermeer, P. & Bonnier, (1991). Pile settlements due to tunneling. Paper presented at the Proc. 10th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg., Florence, 1991
 - Verruijt, A. & Booker, J. (1998). Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane. *Geotechnique*, 48 (5):709-713
 - Vorster, T. Klar, A. Soga, K. & Mair, R. (2005). Estimating the effects of tunneling on existing pipelines. *Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering*, 131(11):1399-1410
 - Yuan Y, Ai Q, Mahadevan S, Jiang X. (2017). Maintenance strategies optimisation of metro tunnels in soft soil. *Structure and Infrastructure Engineering* ;13 :1093–103.