

Modélisation de l'influence des techniques de présoutènement sur les tassements provoqués lors du creusement des tunnels peu profonds

Mawudo Eirel Cédric Hounyevou Klotoe

▶ To cite this version:

Mawudo Eirel Cédric Hounyevou Klotoe. Modélisation de l'influence des techniques de présoutènement sur les tassements provoqués lors du creusement des tunnels peu profonds. Génie civil. Université Paris-Est, 2017. Français. NNT: 2017PESC1107. tel-01787114

HAL Id: tel-01787114 https://theses.hal.science/tel-01787114

Submitted on 7 May 2018 $\,$

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers. L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.





Thèse présentée pour obtenir le grade de

Docteur de l'Université Paris-Est

Spécialité : Géotechnique

par

Mawudo Eirel Cédric HOUNYEVOU KLOTOE

Ingénieur génie civil de l'Ecole Nationale Supérieure d'Ingénieurs (TOGO)

Ecole Doctorale : SCIENCES, INGENIERIE ET ENVIRONNEMENT

Modélisation de l'influence des techniques de présoutènement sur les tassements provoqués lors du creusement des tunnels peu profonds

Soutenue le 29 septembre 2017 devant le jury constitué par

M. Hussein MROUEH	Professeur des universités Université de Lille 1	Président du jury
M. Olivier DECK	Professeur - Mines Nancy UMR 7359 GeoRessources	Rapporteur
M. Daniel DIAS	Professeur des universités Université de Grenoble	Rapporteur
M. Didier SUBRIN	Chef du pôle Géotechnique au CETU	Examinateur
M. Emmanuel BOURGEOIS	Ingénieur CPEF, HDR, IFSTTAR	Directeur de thèse

Résumé

Cette thèse porte sur l'utilisation de présoutènements pour réduire les tassements, c'est-àdire la mise en place de boulons au front et d'une voute parapluie au-dessus du front. Elle cherche à fournir des outils pour évaluer l'impact des techniques de construction sur les tassements au moyen de calculs numériques par éléments finis. Une attention particulière est portée aux conséquences des choix de simulation sur les résultats obtenus.

Le chapitre 1 présente une comparaison de différentes approches de simulation du creusement d'un tunnel peu profond en déformation plane. Les résultats ne justifient pas de privilégier les approches alternatives par rapport à l'approche classique qui utilise des forces de déconfinement. D'autre part, la disposition des présoutènements impose de réaliser des modélisations tridimensionnelles. Dans toute la suite du mémoire, on se place donc dans le cadre tridimensionnel. Dans un premier temps, le chapitre 2 présente une étude de l'influence de la géométrie du front de taille d'un tunnel sur sa stabilité : on compare le cas d'un front de taille vertical et d'un front de taille incliné ou courbe.

Le chapitre 3 porte sur la prise en compte dans les simulations numériques du renforcement du front de taille par boulonnage. Nous avons comparé différentes approches, et montrer l'apport des modélisations qui prennent en compte de manière détaillée l'interaction sol-boulon, pour la simulation d'essais effectués en centrifugeuse.

Dans le chapitre 4, on étudie l'influence des boulons au front sur les tassements. Nous avons cherché à discuter l'utilité de décrire en détail certains aspects du processus de construction, comme le cycle de renouvellement des boulons au front. Nous avons également discuté l'influence de la distance de pose du radier en arrière du front.

Le chapitre 5 étudie l'influence de la voute parapluie sur les tassements. Nous avons établi une modélisation qui prend en compte la géométrie conique de la voute parapluie et du soutènement et le cycle de renouvellement des tubes de la voute. Enfin, on a proposé une modélisation originale du procédé de réduction des tassements au moyen d'injections réalisées à partir des tubes de la voute, appelé « présoutènement actif ».

Les résultats fournissent des éléments pour le dimensionnement des procédés de présoutènements, en montrant, par exemple qu'il existe une valeur limite à partir de laquelle il n'est plus utile d'augmenter le nombre de boulons ou de tubes. Ils montrent également que certains choix de modélisation ont peu d'influence sur les tassements, ce qui justifie de prendre en compte des hypothèses qui simplifient la réalisation pratique des études numériques.

La thèse a été financée par le projet FUI Newtun, piloté par Solétanche-Bachy.

Mots-clés : tunnel, tassements, boulonnage, voute parapluie, voute active, modélisation numérique

Abstract

This thesis focuses on the use of pre-reinforcements to reduce the settlements, namely the reinforcement of the tunnel face by bolts, or the installation of a pipe-roof umbrella placed above the face. It seeks to provide tools to evaluate the influence of the construction techniques on the settlements by means of finite element simulations. A special attention is paid to the consequences of the choices of simulation on the numerical results obtained.

Chapter 1 presents a comparison between different approaches of simulation for the excavation of a shallow tunnel in plane strain. The results show that the alternative approaches do not give better results, in terms of width of the predicted settlement trough, than the classical approach based on excavation forces. On the other hand, the implementation of the pre-reinforcements imposes to carry out three-dimensional simulations. In this context, ones discusses, in chapter 2, the influence of the geometry of the tunnel face of a tunnel on his stability: we compare the case of a vertical tunnel face and with an inclined or curved tunnel face.

Chapter 3 focuses on the techniques that can be used to take into account in the numerical simulations the reinforcement of the tunnel face by bolting. We have compared different approaches, and showed that models that take into account in more detail the soil-bolt interaction give better results for the simulation of centrifuge tests.

In Chapter 4, we discuss the influence of the bolts on the settlements. We have discussed the utility of taking into account in the simulation some aspect of the construction process, such as the renewal of the bolts. Also, we have discussed the influence of the distance between the tunnel face and the invert.

Chapter 5 studies the influence of the pipe umbrella on the settlements. We have established a model that takes into account the conical geometry of the pipe umbrella and the lining, and the cycle of renewal of the pipes. In the last place, we have proposed an original modelling of the technique of aiming at reducing the settlements by means of injections carried out from the pipes, called "active pre-reinforcement".

The results provide some elements for the design of the pre-reinforcement elements, and show for example that there exists a threshold value above which it is not useful to increase the number of bolts or of pipes. On the other hand, they show that some choices of simulation have little influence on the computed settlements, which justifies some assumptions that can be useful to reduce the complexity of three dimensional numerical models.

The thesis has been funded by the project FUI Newtun (under the coordination of Solétanche-Bachy).

Key-words: tunnel, settlements, bolting, pipe umbrella, active pre-reinforcement, numerical modelling.

In	troduct	ion	1
1 cr	Cha eusen	pitre 1 : Comparaison de quelques techniques numériques de simulatio ient des tunnels peu profonds	n du 7
	1.1	Introduction	8
	1.2	Etude de quelques procédures de simulation numérique du creusement	8
	1.3	Influence de la profondeur du maillage sur les tassements de surface calculé	s.11
	1.4	Présentation des différentes techniques de simulation du creusement du tunn	el13
	1.4.	Approche 1 : application des forces de déconfinement	14
	1.4.	2 Approche 2 : déplacement radial (uniforme) imposé	14
	1.4.	Approche 3 : pilotage en perte de volume imposée	15
	1.4.	Approche 4 : déformation volumique « initiale »	19
	1.4.	5 Approche 5 : Méthode de ramollissement	19
	1.5	Résultats	21
	1.5.	1 Déplacements et tassements	21
	1.5.	2 Conditions d'équilibre en force	24
	1.6	Conclusion	25
2 d'	Cha un tur	pitre 2 : Etude numérique tridimensionnelle de la stabilité du front de t nel	taille 26
	2.1	Introduction	27
	2.2	Stabilité d'un talus	28
	2.2.	1 Cas d'un talus vertical	
			28
	2.2.	2 Calcul numérique avec CESAR-LCPC	28 29
	2.2.: 2.2.:	 Calcul numérique avec CESAR-LCPC Cas d'un talus incliné 	28 29 30
	2.2.: 2.2.: 2.3	2 Calcul numérique avec CESAR-LCPC 3 Cas d'un talus incliné Etude tridimensionnelle de la stabilité du front de taille d'un tunnel	28 29 30 30
	2.2.3 2.3 2.3	2 Calcul numérique avec CESAR-LCPC 3 Cas d'un talus incliné Etude tridimensionnelle de la stabilité du front de taille d'un tunnel I Présentation du problème	28 29 30 30 31
	2.2.3 2.3 2.3 2.3.	 Calcul numérique avec CESAR-LCPC Cas d'un talus incliné Etude tridimensionnelle de la stabilité du front de taille d'un tunnel Présentation du problème Différentes géométries du front de taille 	28 29 30 30 31 31
	2.2. 2.2. 2.3 2.3. 2.3. 2.3.	 Calcul numérique avec CESAR-LCPC Cas d'un talus incliné Etude tridimensionnelle de la stabilité du front de taille d'un tunnel Présentation du problème Différentes géométries du front de taille Calcul du facteur de sécurité sur un chargement (FSC) 	28 29 30 31 31 31
	2.2. 2.2. 2.3 2.3. 2.3. 2.3. 2.3. 2.3.	 Calcul numérique avec CESAR-LCPC Cas d'un talus incliné Etude tridimensionnelle de la stabilité du front de taille d'un tunnel Présentation du problème Différentes géométries du front de taille Calcul du facteur de sécurité sur un chargement (FSC) Calcul du facteur de sécurité avec la méthode c-phi réduction 	28 30 30 31 31 38 42
	2.2. 2.2. 2.3 2.3. 2.3. 2.3. 2.3. 2.3.	 Calcul numérique avec CESAR-LCPC	28 29 30 31 31 31 38 42 45
3	2.2. 2.3 2.3. 2.3. 2.3. 2.3. 2.3. 2.3.	 Calcul numérique avec CESAR-LCPC Cas d'un talus incliné Etude tridimensionnelle de la stabilité du front de taille d'un tunnel Présentation du problème Différentes géométries du front de taille Calcul du facteur de sécurité sur un chargement (FSC) Calcul du facteur de sécurité avec la méthode c-phi réduction Conclusion 	28 29 30 31 31 38 42 45 45 46
3	2.2. 2.3 2.3. 2.3. 2.3. 2.3. 2.3. 2.3.	 Calcul numérique avec CESAR-LCPC	28 29 30 31 31 38 42 45 45 45
3	2.2. 2.3 2.3. 2.3. 2.3. 2.3. 2.3. 2.3.	 Calcul numérique avec CESAR-LCPC	28 29 30 31 31 31 38 42 45 45 45 47 47

	3.2.2	Description du modèle	48
	3.2.3	Massif encaissant - caractéristiques et préparation	48
	3.2.4	Déroulement des essais	49
	3.2.5	Dispositifs de mesure	50
	3.2.6	Description des essais - influence des paramètres du renforcement	50
	3.2.7	Résultats des essais en centrifugeuse	51
	3.3	Etude numérique du comportement du front de taille non renforcé	53
	3.3.1	Présentation du modèle numérique	53
	3.3.2	Loi de comportement des différents groupes	54
	3.3.3	Initialisation des contraintes (phase initiale)	56
	3.3.4	Chargements appliqués pour les deux phases de l'essai	56
	3.3.5	Résultats obtenus pour l'essai II (front non renforcé)	57
	3.4	Etude numérique du comportement du front de taille renforcé par des tiges	64
	3.4.1	Configurations étudiées (Al Hallak, 1999)	64
	3.4.2	Comparaison entre calculs et mesures	71
	3.5	Conclusion	77
4	Cha	pitre 4 : Influence des boulons au front sur les tassements	79
	4.1	ntroduction	80
	4.2	Etude bibliographique sur le boulonnage du front de taille	80
	4.3	Modèle caractéristique	81
	4.3.1	Géométrie et maillage	81
	4.3.2	Conditions aux limites	82
	4.3.3	Contraintes initiales	83
	4.3.4	Phases de calcul	83
	4.3.5	Calcul des forces nodales d'excavation	84
	4.3.6	Lois de comportement considérées pour le massif et le soutènement	84
	4.3.7	Hypothèses de modélisation	85
	4.4	Situations de calcul étudiées	85
	4.4.1	Cas 1 : Aucun présoutènement	85
	4.4.2	Cas 2 : Boulonnage au front à longueur constante	86
	4.4.3	Cas 3 : Renouvellement des boulons au front	88
	4.4.4	Cas 4 : Retard de pose du radier	91
	4.5	Exploitation des résultats	93
	4.5.1	Tassements instantanés dans le modèle tridimensionnel	94
	4.5.2	Correction des cuvettes numériques instantanées longitudinales	94
	4.5.3	Tassements finaux dans le modèle tridimensionnel (Möller 2006)	97
	4.6	Analyse des résultats	98
	4.6.1	Comportement élastique linéaire isotrope	98

	4.6.2	Comportement élastoplastique sans écrouissage	101
	4.6.3	Comportement élastoplastique de type Hardening Soil Model (HSM)	113
	4.6.4	Modèle de Mohr-Coulomb avec E = 60 MPa	115
	4.6.5	Influence du nombre de boulons au front	116
	4.7 Dis	cussion	117
	4.8 Cor	nclusion	118
5	Chapitr	e 5 : Effet de la voute parapluie sur les tassements	120
	5.1 Intr	oduction et motivations du travail présenté	122
	5.2 Mét	thodologie de simulation du creusement d'un tunnel à section variable	124
	5.2.1	Objectifs de l'approche proposée	124
	5.2.2	Développements de scripts	126
	5.3 Нур	oothèses de simulation	130
	5.3.1	Modèle géométrique	130
	5.3.2	Choix de modélisation pour la simulation du creusement du tunnel	132
	5.3.3	Illustration du phasage de calcul simulant le creusement du tunnel	133
	5.4 Cas	s de calculs étudiés et principes de l'exploitation des résultats	136
	5.4.1	Cas de calcul	136
	5.4.2	Exploitation des résultats	137
	5.5 Etu	de de l'influence de la modélisation des tubes	138
	5.5.1	Etude paramétrique sur le nombre de tubes	138
	5.5.2	Influence de la discrétisation des tubes dans le maillage tridimensionnel	139
	5.6 Rés	sultats obtenus avec le Hardening Soil Model (HSM)	141
	5.6.1	Tassements instantanés et régimes permanents	141
	5.6.2	Cuvettes de tassements longitudinales finales	146
	5.6.3	Récapitulatif des tassements finaux maximaux	148
	5.6.4	Largeurs et volumes des cuvettes de tassements transversales finales	149
	5.6.5	Influence des présoutènements sur les déplacements horizo	ntaux
	instanta		150
	5.6.6	Sollicitations dans les tubes de la voute parapluie	151
	5.6.7	Influence de la voute parapluie sur la contrainte déviatorique	156
	5.6.8	Pertes de volume en souterrain et en surface	157
	5.6.9	Influence de l'inclinaison des tubes sur les tassements	159
	5.6.10	Influence de l'augmentation de l'inertie des tubes sur les tassements	161
	5.6.11	Influence du choix de modélisation de la géométrie du tunnel	162
	5.7 Cor	mportement élastoplastique sans écrouissage de type Mohr-Coulomb	163
	5.7.1	Cuvettes de tassements longitudinales finales	163
	5.7.2	Largeurs et volumes des cuvettes de tassements transversales finales.	166
	5.8 Cor	mportement élastique non linéaire anisotrope sans écrouissage	166

5.9	5.9 Modélisation d'une prévoute « active »168				
5.9	.1	Notion de voute active	168		
5.9	.2	Simulation du procédé « voute active »	169		
5.9	.3	Illustration des phases de calcul	171		
5.9	.4	Calcul avec le Hardening Soil Model	172		
5.9	.5	Calculs avec le modèle de Mohr-Coulomb	175		
5.10	Disc	cussion	176		
5.11	Con	nclusion	178		
Conclus	sions	et perspectives	181		
Référen	Références				
Annexe	Innexe				

Introduction

La forte croissance des villes et le développement des réseaux de transports publics, impose, par manque d'espace disponible en surface, une exploitation de plus en plus intensive du sous-sol. Cette exploitation passe par la construction de nouvelles infrastructures souterraines telles que les tunnels routiers, ferroviaires, parking, etc. Pour la construction de ces ouvrages, deux méthodes de creusement sont utilisées : le creusement au tunnelier et la méthode conventionnelle.

Creusement au tunnelier et méthode conventionnelle

Les tunneliers sont des machines qui offrent un niveau très élevé de performance et intègrent de multiples fonctions : support du front de taille, creusement, évacuation des déblais, mise en place du revêtement définitif. En contrepartie, ils demandent un niveau élevé d'investissement, des travaux préparatoires très importants et ne sont utilisés que pour des tunnels longs, de section constante. Ils constituent donc une solution sûre et efficace, mais pas suffisamment flexible pour couvrir tous les besoins.

Lorsque l'utilisation d'un tunnelier n'est pas justifiée, on a recours le plus souvent à la Méthode Conventionnelle, aussi appelée Méthode Autrichienne (NATM) qui peut être définie par un processus cyclique en trois étapes principales :

- le creusement, à l'explosif, à la pelle mécanique ou encore à l'aide d'un outillage à attaque ponctuelle ;
- le marinage : chargement et évacuation des déblais ;
- la mise en place d'un soutènement provisoire (cintres métalliques, boulons, béton projeté, etc.), suivi par une membrane d'étanchéité, puis un soutènement définitif (béton projeté, béton coffré, béton préfabriqué, etc.).

Cette méthode s'adapte à toutes les configurations de projet et à une grande variété de sols ou de roches. Le soutènement et le déroulement des travaux peuvent être ajustés en fonction des sols effectivement rencontrés. Les machines utilisées sont standards et demandent un investissement initial réduit et peu de travaux préliminaires. La Méthode Conventionnelle est donc un procédé agile et flexible, souvent retenue comme base pour l'ensemble d'un projet. Même pour des projets réalisés en grande partie au tunnelier, elle demeure indispensable pour la construction des points singuliers : stations, tunnels d'accès, rameaux d'interconnexion, changements de section, etc. Enfin, elle est utilisée pour la rénovation de tunnels existants ou pour créer les accès de secours demandés par les nouvelles normes de sécurité.

A titre d'illustration, le projet CrossRail, qui doit entrer en service à Londres en 2018, comprend 21 km de tunnels bi-tubes creusés au tunnelier, mais fait appel à la méthode conventionnelle pour huit stations souterraines, des tunnels de raccordement aux réseaux

Introduction

existants, et des interconnexions entre tubes. Pour la construction du 2ème tube du tunnel de la Traversée de Toulon, ouvert à la circulation en 2014, la méthode conventionnelle a été choisie en raison de la grande hétérogénéité des terrains traversés. On peut aussi mentionner le projet Grand Paris Express, qui prévoit environ 200 km de lignes nouvelles et 68 nouvelles gares. Il sera construit en souterrain sur plus de 80% du parcours, en utilisant des tunneliers pour les sections courantes, mais aussi certainement la Méthode Conventionnelle pour tous les autres ouvrages : gares, stations, accès, etc. (Newtun, 2013).

Tassements provoqués par le creusement des tunnels peu profonds et risques associés

Quelle que soit la méthode utilisée, le creusement d'un tunnel provoque des déformations au sein du massif traversé, en particulier un mouvement d'extrusion du front de taille vers l'intérieur du tunnel et la convergence des parois. Lunardi (2008) et Bindi (2004) ont montré à l'aide des mesures in situ que ces déformations commencent bien en avant du front de taille : ils appellent « préconvergence » les déplacements produits en avant du front (Figure 1).



Figure 1. Déformations du sol autour de la cavité (Lunardi et Bindi, 2004)

Dans le cas des tunnels peu profonds, ces déplacements se traduisent, à la surface du massif traversé, par des tassements, qui peuvent être préjudiciables aux bâtiments et aux structures existantes en surface ou en sub-surface. La construction de tunnels est donc susceptible de provoquer des dommages sur les structures environnantes. Souvent, les tassements observés en surface se traduisent par des fissures ou déformations plus ou moins mineures mais qui peuvent se révéler très coûteuses : réparations, retards de chantier, et perte de confiance des riverains. Pour les Maîtres d'Ouvrage, la maîtrise des risques liés aux travaux souterrains constitue donc un enjeu majeur, et l'approche la plus classique consiste à évaluer les tassements que le creusement risque de produire et à en déduire les dommages potentiels qu'ils peuvent entrainer.

Méthodes de prévision des tassements

La prévision de tassements représente donc un enjeu majeur. Différentes méthodes sont utilisées : la plus utilisée est une méthode empirique, proposée par Peck (1969), qui consiste à représenter le tassement final S(x) à une distance x de l'axe du creusement par un profil gaussien :

$$S(x) = S_{max} \exp\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right) \tag{1}$$

Où S_{max} est le tassement maximal (situé en x=0, donc à la verticale de l'axe du creusement) et i est un paramètre géométrique qui caractérise l'étendue latérale des tassements. Avec la formule précédente, i coïncide avec l'abscisse du point d'inflexion de la cuvette. C'est aussi la valeur pour laquelle S(x) vaut 0,6 S_{max}. Il résulte de la formule de Peck que le volume total de la cuvette (pour une longueur de tunnel égale à 1 m) vaut

$$V_s = 2.5 \ i \ S_{max}$$
.

Les expériences menées par Selby (1988) et New et O'Reilly (1991) ont permis de corréler la valeur de i à la profondeur de l'axe du tunnel H, selon l'équation i = KH, la valeur de K étant principalement reliée à la nature du sol traversé : il varie de 0,25 pour les sols grossiers (graves, sables lâches) à 0,5 pour les sols fins, argileux. L'intérêt de l'approche proposée par Peck réside dans sa grande simplicité d'utilisation : elle caractérise les tassements à l'aide de deux paramètres seulement, S_{max} et i, le deuxième étant fonction de la profondeur de l'axe et de la nature du sol traversé. S_{max} dépend aussi du sol, mais intègre l'influence de tous les autres paramètres, comme le diamètre du tunnel et les techniques de construction (creusement au tunnelier ou par la méthode conventionnelle, caractéristiques des soutènements mis en œuvre et des dispositifs de présoutènement éventuels). On ne dispose pas de règles simples pour anticiper la valeur de S_{max} en fonction de l'ensemble de ces paramètres (à part le retour d'expérience de chantiers conduits dans des conditions comparables, lorsqu'il est disponible).

D'autres approches permettent, au moins en principe, de cerner plus précisément l'influence des différents paramètres sur les tassements provoqués par le creusement, en particulier les méthodes numériques, qui visent à modéliser le déconfinement provoqué par le creusement des tunnels pour déterminer les champs de déplacements et de contraintes au sein du massif. Elles reposent sur la méthode des éléments finis, la méthode des différences finies ou la méthode des éléments distincts. Dans de nombreux cas, les modélisations sont conduites en déformation plane. Il convient cependant de rappeler le caractère fortement tridimensionnel du processus de construction d'un tunnel : pour se ramener au cadre des déformations planes, on est contraint de faire des hypothèses très fortes, dont il est difficile de mesurer exactement l'influence sur les résultats des calculs. Certains procédés de construction renforcent encore ce caractère tridimensionnel, et compliquent encore la mise au point de ces modélisations bidimensionnelles, ce qui conduit à préconiser de réaliser des calculs tridimensionnels.

Introduction

Performances des méthodes de creusement : le projet FUI Newtun

Le coefficient de perte de volume est défini comme le rapport entre le volume de la cuvette de tassement V_s et le volume excavé (égal à πR^2). Pour différentes raisons, comme le confinement du terrain par le tunnelier lui-même, mais aussi l'industrialisation des techniques de creusement au tunnelier, on constate que la Méthode Conventionnelle s'avère moins efficace que le tunnelier en matière de maîtrise des tassements : elle conduit généralement à des coefficients de pertes de volume de 2 à 4%, contre 0,5 à 1% pour le tunnelier.

Un moyen pour parvenir à maîtriser les tassements est de mettre en œuvre des techniques de construction spécifiques pour réduire les tassements, en « renforçant » le terrain avant le creusement. Dans le cas du creusement au tunnelier, il n'y a pas de terrain découvert ; la roue de coupe et la jupe fournissent un confinement et participent à soutenir le terrain et à limiter ses déformations. La mise en œuvre de renforcements depuis le tunnel en cours de creusement est donc exclue. Dans le cas de la Méthode Conventionnelle, au contraire, le processus de creusement implique qu'une partie de la surface de la zone excavée reste sans support pendant un certain temps, entre l'excavation et la mise en place du soutènement. Le front de taille est donc accessible, et il est possible de renforcer le terrain restant, en vue de limiter ses déformations et d'améliorer sa stabilité. Différents procédés peuvent être envisagés :

- la mise en place de boulons, généralement en fibre de verre, dans le front de taille, qui visent à réduire la déformabilité du terrain et à augmenter sa résistance ;
- la réalisation d'une « voûte parapluie » constituée d'une couronne de tubes placés dans le terrain au-dessus du front (cf. Figure 2) ;
- l'utilisation de jet grouting depuis le front (éventuellement depuis la surface pour un tunnel peu profond) ;
- la congélation des terrains, etc.



Figure 2. Schéma de principe des présoutènements du tunnel de Toulon : voûte parapluie : tubes Ø 70 mm, longueur 18 m, inclinés à 6°, espacés de 400 mm boulonnage du front : 20 clous de 18 m, renouvelés par quart tous les 4,5 m (d'après les spécifications générales du projet Newtun) L'objectif du projet Newtun, dans lequel s'inscrit cette thèse, est d'obtenir sur les chantiers de la Méthode Conventionnelle un coefficient de perte de volume inférieur ou égal à 1%, c'est-à-dire comparable aux chantiers au tunnelier (Newtun, 2013), en ajustant à l'avancement les paramètres des techniques de présoutènement. Les spécifications du projet proposent de travailler principalement sur le boulonnage du front et la voute parapluie, qui seront décrites en détail dans les chapitres suivants.

Ce programme national de recherche soutenu par l'Etat dans le cadre du Fonds Unique Interministériel (FUI) a été sélectionné en 2012 dans le cadre du 13^e appel du FUI et s'achève en septembre 2017. Il regroupe différents acteurs académiques et industriels : Solétanche-Bachy (pilote du projet), Egis, le centre de géosciences de MINES ParisTech, l'IFSTTAR (Institut Français des Sciences et Technologies des Transports de l'Aménagement et des Réseaux), Itech, éditeur de logiciels de calcul de génie civil (qui distribue en particulier CESAR-LCPC), la RATP, et Ibisc (laboratoire « Informatique, Biologie Intégrative et Systèmes Complexes » de l'Université d'Evry). Le projet propose de développer des outils permettant de maîtriser les déplacements du massif de sol, grâce à l'association :

- de méthodes d'ingénierie utilisables de manière quotidienne pour évaluer la stabilité du tunnel y compris pendant les phases transitoires de travaux, pour optimiser le présoutènement, pour évaluer les déplacements de sols associés au phasage ;
- de méthodes de construction pour industrialiser la mise en place du présoutènement et ainsi limiter les tassements et optimiser la vitesse de creusement ;
- de nouveaux systèmes d'instrumentation des mouvements du sol ;
- et de la Méthode Observationnelle, pour associer dans un même objectif de sécurisation toutes les parties prenantes au projet de construction.

Objectifs et organisation du travail présenté

Cette thèse porte sur la modélisation de l'influence des techniques de présoutènement sur les tassements provoqués lors du creusement des tunnels peu profonds. Le travail présenté a trois objectifs :

- proposer des méthodes de modélisation numérique des procédés de creusement et de présoutènement ;
- mettre en évidence l'influence de ces techniques de construction sur les tassements, de manière à fournir des éléments utiles pour le dimensionnement des projets ;
- discuter l'influence des choix et des hypothèses de modélisation sur les résultats obtenus.

Ce mémoire de thèse est composé de cinq chapitres.

Le chapitre 1 porte sur une étude comparative entre les différentes approches de modélisation du creusement d'un tunnel peu profond en déformation plane. Les résultats obtenus ne justifient pas de privilégier les approches alternatives par rapport à l'approche

Introduction

classique qui consiste à appliquer des forces de déconfinement sur le contour de la zone excavée.

Par ailleurs, la prise en compte de présoutènements comme des boulons ou une voute parapluie est difficile à introduire dans une modélisation bidimensionnelle. A partir du chapitre 2, on se place dans un cadre tridimensionnel. Ce chapitre présente, à titre d'illustration des possibilités des calculs numériques tridimensionnels, une étude de l'influence de la forme du front de taille sur sa stabilité.

Le chapitre 3 est consacré à la prise en compte dans les modélisations numériques du boulonnage du front de taille. Il propose une comparaison entre différentes approches de calcul, et met en évidence l'apport des modélisations qui prennent en compte de manière détaillée l'interaction sol-boulon pour la simulation d'essais en centrifugeuse.

Le chapitre 4 étudie l'influence des boulons au front sur les tassements provoqués lors du creusement de tunnel peu profond. On discute en particulier l'intérêt de décrire finement dans la modélisation le processus de renouvellement des boulons mis en œuvre sur chantier. D'autre part, on s'intéresse à l'influence des dispositions constructives, en comparant les résultats obtenus selon que le soutènement est fermé immédiatement derrière le front, ou à une certaine distance de ce dernier.

Dans le chapitre 5, on étudie l'influence de la voute parapluie sur les tassements provoqués lors du creusement de tunnel peu profond. Nous avons développé un ensemble de scripts pour construire une modélisation tridimensionnelle qui prend en compte la conicité de la voute parapluie et du soutènement et son cycle de renouvellement. Elle vise à mieux représenter l'interaction mécanique entre les tubes et le soutènement déjà posé. Elle fournit aussi des éléments pour juger de l'efficacité de cette technique pour réduire les tassements. Pour finir, on présente une modélisation originale tridimensionnelle du procédé de réduction des tassements appelé « présoutènement actif ».

1 Chapitre 1 : Comparaison de quelques techniques numériques de simulation du creusement des tunnels peu profonds

1.1	Intro	oduction	8
1.2	Etu	de de quelques procédures de simulation numérique du creusement	8
1.3	Influ	uence de la profondeur du maillage sur les tassements de surface calculés	.11
1.4	Pré	sentation des différentes techniques de simulation du creusement du tunne	I13
1.4.	1	Approche 1 : application des forces de déconfinement	.14
1.4.	2	Approche 2 : déplacement radial (uniforme) imposé	.14
1.4.	3	Approche 3 : pilotage en perte de volume imposée	.15
1.4.	4	Approche 4 : déformation volumique « initiale »	.19
1.4.	5	Approche 5 : Méthode de ramollissement	.19
1.5	Rés	sultats	.21
1.5.	1	Déplacements et tassements	.21
1.5.	2	Conditions d'équilibre en force	.24
1.6	Cor	nclusion	.25

Chapitre 1 : Comparaison de quelques techniques de simulation du creusement des tunnels peu profonds

1.1 Introduction

La technique de calcul la plus courante pour modéliser le creusement des tunnels consiste à appliquer sur le contour de la zone excavée des forces d'excavation, calculées à partir de l'état de contraintes dans le massif avant creusement. Cette approche permet en particulier d'utiliser la méthode convergence-confinement pour prendre en compte dans un calcul en déformation plane les effets tridimensionnels liés à la géométrie du problème. Cette méthode de calcul est très utilisée pour modéliser le creusement par la méthode conventionnelle, parce qu'elle s'avère efficace pour évaluer les efforts dans le soutènement. Une limite connue de cette approche est qu'elle conduit à des cuvettes de tassements calculées plus larges que la cuvette de Peck, avec les valeurs du coefficient K que l'on a rappelées dans l'introduction. On peut attribuer cette mauvaise estimation au modèle de comportement utilisé pour le massif de sol : c'est le point de vue adopté par exemple par Gilleron (2016) pour proposer le développement d'un modèle de comportement spécifiquement adapté à l'estimation des tassements. On peut aussi se demander si la mauvaise estimation des tassements ne provient pas de la technique de simulation numérique utilisée pour représenter dans les calculs l'effet du creusement, et chercher à étudier d'autres techniques de simulation.

Lors du creusement d'un tunnel au tunnelier par exemple, certains concepteurs estiment que les procédés de construction employés permettent de contrôler la « perte de volume en souterrain », c'est-à-dire la différence entre le volume de la cavité et le volume initial du terrain excavé. Le principe est de considérer que la cavité réalisée avant mise en place des voussoirs est plus petite que le volume initialement occupé par le matériau excavé parce que le trou a tendance à se refermer. Dans cette approche, contrairement au cas précédent, la variation de volume est une donnée d'entrée du calcul et pas un résultat de la simulation numérique. Dans ce chapitre, on propose deux approches de calcul de ce type, alternatives à l'approche des forces d'excavation, dans lesquelles la perte de volume en souterrain est considérée comme une donnée. En outre, on peut proposer de rendre compte de la pré-convergence du terrain en imposant une déformation volumique ou un autre type de chargement volumique dans la zone à excaver.

Après une courte étude bibliographique sur les techniques de simulation du creusement des tunnels peu profonds, on détaille les cinq approches de simulation que l'on se propose de comparer, ainsi que les résultats obtenus.

1.2 Etude de quelques procédures de simulation numérique du creusement

La suppression du poids du terrain excavé pose deux difficultés classiques : elle induit dans les calculs des déplacements verticaux en surface très dépendants de la profondeur du maillage, et dans certains cas le mouvement de la surface est dirigé vers le haut. Ce constat a conduit Hisatake (2011) à proposer de prendre en compte dans le calcul une distribution de forces dont la résultante verticale est nulle, ou tout au moins nettement

moins grande que le poids du terrain excavé. La technique repose sur une rétro-analyse qui permet de recaler les tassements calculés sur des valeurs mesurées dans un cas précis. Cette démarche ne permet pas de généraliser l'approche à un cas quelconque, mais l'article illustre bien la difficulté liée à cette résultante verticale.

D'autres procédures peuvent être mises en œuvre pour modéliser en 2D l'effet du creusement. On en trouve une revue dans Leca (2000) ou dans Moldovan et Popa (2012).

Pour ce qui concerne plus précisément la méthode de perte de volume imposée, Moldovan et Popa (2012) proposent la démarche suivante : le volume perdu en souterrain étant une donnée du problème, on réduit la contrainte appliquée au contour de la zone excavée par incréments successifs, et on ajuste sa valeur pour obtenir la perte de volume souhaitée. Selon Augarde et al (1998), Addenbrooke et al (1997) proposent une technique comparable, avec un déconfinement progressif jusqu'à ce qu'on atteigne une perte de volume prescrite.

Augarde propose une procédure de « shrinkage » uniforme du revêtement au moyen de forces radiales. En 3D, la procédure peut poser un problème d'interaction avec les éléments de revêtement déjà mis en place, qu'il faut donc bloquer. La procédure est selon les auteurs eux-mêmes « quelque peu artificielle ».

Dias et Kastner (2013) ont proposé de modéliser les tassements provoqués par le creusement de la ligne D du métro de Lyon, en modélisant un anneau au contact avec le terrain. La procédure comporte plusieurs étapes, l'une d'entre elles consistant à réduire le diamètre du tunnel pour tenir compte du passage du tunnelier (de forme conique) et donc du vide annulaire.

Ce type d'approche ne fait pas l'unanimité. Van Dijk et Kaalberg (1998) par exemple observent que si l'on modélise la perte de volume en souterrain par une contraction radiale du soutènement, on impose au sol des déformations équivalentes en haut, en bas et sur les côtés de la section, ce qui n'est pas forcément souhaitable si le coefficient K_o n'est pas égal à 1. La Figure 1.1 illustre les différences entre les résultats donnés par les deux techniques de modélisation. Les auteurs en tirent la conclusion que la procédure de modélisation a une influence sur la largeur de la cuvette calculée. La Figure 1.2 présente la cuvette de tassement transversale obtenue après modélisation de la perte de volume en souterrain par une contraction radiale du soutènement.

Chapitre 1 : Comparaison de quelques techniques de simulation du creusement des tunnels peu profonds



Figure 1.1 Résultats donnés par les deux techniques de modélisation



Figure 1.2 Cuvette de tassement transversale obtenue

D'autres approches de modélisation des tunnels en 2D sont exposées dans Leca (1999) en particulier les deux suivantes :

- certains auteurs proposent de simuler l'effet du creusement en prenant en compte un ramollissement du terrain dans la zone excavée ;
- d'autres proposent de prendre en compte une contraction de la zone excavée au moyen d'un chargement ad hoc (analogue à l'effet d'un changement de température).

1.3 Influence de la profondeur du maillage sur les tassements de surface calculés

On cherche à simuler le creusement d'un tunnel en déformation plane, avec CESAR, et à comparer les résultats obtenus, en particulier les tassements en surface, selon les différentes techniques de creusement utilisées.

Dans un premier temps, on considère la géométrie du tunnel décrite sur la Figure 1.3 (par symétrie, on ne maille que la moitié du tunnel et du terrain dans lequel il est creusé).



Figure 1.3 Géométrie du tunnel

Le poids volumique du sol est pris égal à γ = 20 kN/m³. Le sol répond à une loi de comportement élastique linéaire isotrope avec les paramètres suivants :

- module de Young : E=100 MN/m² ;
- coefficient de Poisson : v = 0,3.

Le maillage utilisé pour les calculs ci-dessous est présenté à la Figure 1.4.



Figure 1.4 Maillage du tunnel

Les simulations présentées ici consistent à enchainer deux phases de calcul :

- phase initiale : initialisation des contraintes de type géostatique ($K_o=0,7$) ;
- phase 1 : phase d'excavation, modélisée par l'application des forces de déconfinement sur le contour de la zone excavée, avec un taux de déconfinement λ que l'on augmente progressivement de 0 à 1.

La Figure 1.5 présente la cuvette de tassement transversale obtenue (pour λ =1).



Figure 1.5 Cuvette de tassement transversale obtenue

Pour une profondeur de 30 m en dessous du radier du tunnel, le tassement maximal est égal à 4,5 mm. Etant donné que l'état des contraintes initiales est de type géostatique, la résultante des forces d'excavation est verticale et dirigée vers le haut. Elle est égale au poids de la zone excavée. Le déplacement en surface dépend de la hauteur de sol soumise à une traction vers le haut, donc de la taille du domaine maillé. Si l'on diminue la hauteur du sol prise en compte dans le maillage en dessous du tunnel (Figure 1.6), la cuvette de tassement obtenue est très différente, comme le montre la Figure 1.7.



Figure 1.6 Géométrie avec une profondeur de maillage au-dessous de l'axe réduite



Figure 1.7 Cuvette de tassement transversale pour la deuxième géométrie

La valeur du tassement maximal est de 8 mm. En comparant les cuvettes de tassements présentées sur la Figure 1.5 et la Figure 1.7, on note que le tassement maximal dépend fortement de l'étendue de la zone maillée en dessous du tunnel : il augmente lorsque la hauteur du massif de sol diminue. Les calculs avec $K_0=1$ montrent la même tendance.

Cette difficulté est classique et discutée par de nombreux auteurs. Parmi eux, Coquillay (2005) a montré que l'on peut atténuer la dépendance du résultat vis-à-vis du maillage en adoptant une loi de comportement plus complexe (par exemple en rendant la partie élastique de la loi de comportement non linéaire), mais on ne peut pas complètement s'en affranchir.

Pour la suite, on retient la géométrie de la Figure 1.6, qui donne une cuvette dont l'allure est plus proche de ce que l'on observe dans la plupart des cas, pour la comparaison des différentes approches de calcul proposées.

1.4 Présentation des différentes techniques de simulation du creusement du tunnel

On commence par présenter les différentes approches que l'on peut utiliser pour simuler, en déformation plane, l'effet du creusement du tunnel (bien que ce soit un processus nettement tridimensionnel).

1.4.1 Approche 1 : application des forces de déconfinement

Cette approche consiste à enchainer deux phases de calcul. La première phase consiste à initialiser les contraintes, supposées géostatiques, avec $K_0=0,7$ ou 1 ; la deuxième phase représente l'excavation, modélisée par des forces de déconfinement, avec un taux de déconfinement variant entre 0 et 1.

Les conditions aux limites imposées sont les suivantes :

- le fond du modèle est bloqué dans les deux directions ;
- les déplacements normaux sont nuls ainsi que les contraintes tangentielles sur les deux côtés verticaux du maillage.

Le calcul fournit les déplacements nodaux, qui permettent de déterminer la perte de volume en souterrain ΔV , donnée par :

$$\Delta V = \text{Erreur }$$
(1.1)

Où $\partial\Omega$ désigne le contour de la zone excavée, n la normale au trou, et ξ le vecteur déplacement. Après discrétisation, cette intégrale se formule comme une combinaison linéaire de degrés de liberté de déplacement U_i des nœuds situés sur le bord du trou :

$\Delta V =$ Erreur !

(1.2)

Où les ai dépendent de la taille des éléments et de la forme du contour excavé.

Une façon commode de calculer la perte de volume résultant de l'application des forces de déconfinement, avec CESAR, consiste à utiliser l'option TRV (Travaux virtuels). Elle repose sur l'idée que l'intégrale à calculer correspond au travail virtuel d'une pression fictive et uniforme de 1 Pa. En pratique, on ajoute un chargement fictif (qui ne sera pas effectivement pris en compte dans le calcul) correspondant à cette pression uniforme, et on ajoute aux données du module MCNL le mot-clé TRV, suivi des données adéquates (le nombre de travaux virtuels à calculer si l'on a défini plusieurs chargements fictifs, et le numéro de ces chargements dans les données).

Après calcul, on obtient une perte de volume de :

$\Delta V = -0,134 \text{ m}^3 \text{ pour } K_0 = 0,7$	soit 0,53% du volume du trou
$\Delta V = -0,156 \text{ m}^3 \text{ pour } K_0 = 1$	soit 0,62% du volume du trou

Dans cette approche, la perte de volume est un résultat du calcul (donnée de sortie). Dans la suite de ce rapport, on présente d'autres approches de simulation du creusement d'un tunnel, dans lesquelles la perte de volume imposée est considérée comme une donnée d'entrée.

1.4.2 Approche 2 : déplacement radial (uniforme) imposé

Cette approche propose de simuler le creusement d'un tunnel au tunnelier en introduisant la perte de volume comme une donnée d'entrée. On définit à nouveau deux phases de calcul. On initialise les contraintes, supposées géostatiques. Dans la deuxième phase, on définit des conditions aux limites qui imposent un déplacement radial uniforme ΔR vers l'intérieur du trou (Figure 1.8).





La valeur du déplacement radial imposé au bord du trou est calculée par :

$$\Delta \mathsf{R} = \Delta \mathsf{V} / (\pi \,\mathsf{R}) \tag{1.3}$$

Où ∆V est la perte de volume déterminée par l'approche 1 et R le rayon du tunnel.

Après calcul, on obtient $\Delta R = 10,66$ mm pour K_o = 0,7 et $\Delta R = 12,41$ mm pour K_o =1.

1.4.3 Approche 3 : pilotage en perte de volume imposée

Dans l'approche 2, le déplacement radial est uniforme : la paroi du tunnel reste donc circulaire dans la configuration déformée. On propose ici une autre procédure pour imposer la perte de volume, dans lequel on impose seulement la valeur d'une combinaison linéaire des déplacements de certains nœuds.

Les options de CESAR ne permettent pas d'imposer de manière directe qu'une combinaison linéaire de degrés de liberté prenne une valeur non nulle. On peut seulement imposer qu'un degré de liberté prenne une valeur prescrite (la prise en compte de changements de repère ne fait pas exception à cette règle).

On cherche à imposer la valeur d'une combinaison linéaire de degrés de liberté, du type :

(1.4)

Compte tenu de ce qui précède, on propose d'utiliser la technique suivante :

- on introduit un degré de liberté supplémentaire, noté U_s, qui correspond à la variation de volume que l'on veut imposer ;
- on impose la valeur de ce ddl à ΔV ;
- on impose la relation linéaire :

Erreur ! (1.5)

Introduction d'un degré de liberté supplémentaire U_s

On présente ici les détails nécessaires pour introduire un degré de liberté supplémentaire dans CESAR. Dans le code, un degré de liberté est porté par un nœud. Il faut donc associer le degré de liberté supplémentaire à un nœud existant ou introduire un nouveau nœud pour le porter.

La première option consiste à augmenter le nombre de degrés de liberté porté par un des nœuds du maillage. En dimension 2 par exemple, cela peut se faire en introduisant un élément, comportant un seul nœud, et défini comme un élément « SP3R » : élément spécial de rigidité à 3 degrés de liberté par nœud. Cet élément peut être inactif, le code reconnait tout de même que le nœud porte un degré de liberté en plus. Le degré de liberté supplémentaire U_s est alors le troisième degré de liberté du nœud de l'élément spécial. (On notera qu'il faut ajuster le nombre de degrés de liberté de liberté de l'élément spécial si le nœud choisi appartient par ailleurs à des éléments qui comportent déjà des degrés de liberté supplémentaires, comme des éléments de poutre par exemple).

La deuxième option consiste à ajouter un nœud fictif au maillage. On peut soit le mettre au même endroit qu'un nœud existant, soit le mettre en dehors. Pour qu'il porte un degré de liberté, il faut qu'il appartienne à un élément qui a une rigidité. Les éléments de relation linéaire ne permettent pas d'associer un degré de liberté à un nœud : ils relient des degrés de liberté déjà déclarés. Le nœud fictif doit donc appartenir à un élément ad hoc, par exemple un élément spécial SP1R. Le degré de liberté supplémentaire U_s est alors le premier degré de liberté du nœud fictif.

L'introduction d'un degré de liberté supplémentaire est donc possible, même si elle n'est pas naturelle.

Prise en compte de la valeur de perte de volume imposée

Cette étape est relativement classique dans CESAR : on impose, dans le module COND, à l'aide de l'option IMP, que le degré de liberté supplémentaire U_s prenne la valeur ΔV , en donnant le numéro du nœud portant le degré de liberté concerné.

Prise en compte de la relation linéaire

Deux possibilités équivalentes peuvent être envisagées pour imposer la liaison (1.5). Dans les deux cas on ajoute à l'énergie élastique du système une contribution associée à la liaison égale à :

(1.6)

Erreur $!\alpha$ Erreur !

Où α est un coefficient de pénalisation, choisi assez fort pour que la relation soit vérifiée mais pas trop grand pour éviter d'obtenir une matrice de rigidité globale mal conditionnée : il est difficile de préciser à priori la valeur qu'il faut choisir. On recommande de vérifier à posteriori que le résultat respecte effectivement la condition prescrite.

La première possibilité consiste à ajouter un élément de rigidité spécial, dont la matrice de rigidité correspond à l'énergie élastique ci-dessus. L'autre possibilité consiste à utiliser un élément de relation linéaire RL, qui effectue la même modification de la matrice de rigidité. Pour les éléments spéciaux, l'utilisateur doit fournir les coefficients de la matrice qu'on

ajoute à la rigidité du système, alors que pour les éléments de relation linéaire, on donne les coefficients de la combinaison linéaire et la valeur du coefficient de pénalisation. La deuxième solution est plus simple à mettre en œuvre, mais les deux techniques sont équivalentes. En particulier, dans les deux cas, il faut faire la liste des nœuds concernés par l'élément spécial de rigidité ou l'élément de relation linéaire.

Application à une perte de volume imposée

Comme on l'a vu précédemment, l'intégrale donnant la perte de volume en souterrain s'identifie au travail virtuel d'une pression unité appliquée au bord de la cavité dans le champ de déplacement auguel on s'intéresse. Elle peut donc se mettre sous la forme :

$${}^{t}\mathsf{F}\,\mathsf{U}=\Delta\mathsf{V}\tag{1.7}$$

Où U est le vecteur des déplacements nodaux et F le vecteur des forces nodales associées à la pression fictive. Les coefficients a_i de la combinaison linéaire à appliquer sont donc les composantes du vecteur F. Dans CESAR, ce vecteur est calculé lorsque l'utilisateur définit un chargement de pression sur le contour de la cavité. Le code constitue un vecteur ayant autant de composantes que le nombre total de degrés de liberté du maillage, sans tenir compte des éliminations éventuelles dues aux conditions limites. Pour reconstituer un élément de relation linéaire, il faut donc, pour chaque degré de liberté soumis à une force nodale, identifier le nœud auquel il appartient et le numéro du degré de liberté pour ce nœud, et retrouver la composante correspondante du vecteur F.

On a donc modifié le code source de CESAR pour introduire une option STB (pour stockage binaire), à placer immédiatement après CHAR et MEXE dans le jeu de données, qui déclenche l'écriture dans un fichier des composantes du vecteur F correspondant au bloc CHAR en cours de traitement. On sort également dans le fichier.list, la liste des nœuds chargés, et pour chacun de ces nœuds le(s) degré(s) de liberté concerné(s), et la valeur de la ou des force(s) nodale(s) correspondante(s).

Mise en œuvre pratique

On constitue le maillage de manière classique avec CLEO, plus un jeu de données de référence (appelé par exemple etude_M1.data) contenant les conditions aux limites à appliquer sur les faces inférieures et latérales du maillage, la définition des contraintes initiales géostatiques et un chargement de pression fictif sur le bord du trou.

Un script en Python permet de modifier ce jeu de données de référence pour ajouter dans le(s) module(s) CHAR correspondant à la pression deux lignes comportant l'option STB suivie d'un nom pour le fichier binaire destiné au stockage des forces nodales (par exemple pression.stb). Dans la mesure où on ne veut pas faire effectivement le calcul, le script Python supprime toute la fin du fichier (après le dernier CHAR) et la remplace par :

GEFI

0 1

On appelle le résultat etude_M2.data.

Un autre script Python nous a permis de constituer un nouveau jeu de données qui sera utilisé pour faire effectivement le calcul. On l'appelle etude_M3.data, et il est obtenu en faisant dans etude_M1.data les modifications suivantes :

• Module COOR (module coordonnées) :

On augmente de 1 le nombre de nœuds. On remplace dans les données l'entier NND par NNDM=NND+1, qui représente le nombre de nœuds modifié. Le nœud en plus est placé à la fin de la liste des nœuds. Ses coordonnées sont ajoutées à la fin de la liste des coordonnées des nœuds du maillage.

• Module ELEM (module éléments : 1ere partie) :

On ajoute un élément SP1R à un seul nœud (celui qu'on a ajouté) et un élément RL. On augmente le nombre d'éléments de 2 et le nombre de groupes d'éléments de 2 également. Ensuite, il faut modifier les tableaux PNUMEL et NUMEL qui décrivent la connectivité des éléments.

Pour le tableau PNUMEL, on supposera qu'on connait le nombre de nœuds N_c intervenant dans le calcul de la combinaison linéaire. Si le dernier entier du tableau PNUMEL vaut PNM, on ajoutera à la suite dans le fichier.data les deux valeurs PNM+1 et PNM+1+Nc pour les deux nouveaux éléments.

Pour le tableau NUMEL, on ajoutera : une fois NNDM pour l'élément SP1R, puis 2 Nc fois la valeur 0 (on ignore à ce stade les numéros des nœuds intervenant dans la combinaison linéaire, qui seront lus plus loin), puis une fois la valeur NNDM (qui correspond à la contribution du degré de liberté supplémentaire dans la combinaison linéaire).

• Module ELEM (module éléments : 2e partie) :

Il faut donner les caractéristiques associées aux deux groupes qu'on a ajoutés. Le groupe associé à l'élément SP1R peut être inactif : on ajoute une ligne du type :

Groupe_SP_inactif

I

Où le l indique que le groupe est inactif.

Pour le groupe de relation linéaire, on prévoit une syntaxe permettant de relire les coefficients calculés avec l'option STB dans un fichier ad hoc.

RL	nom du groupe
-1	indicateur de lecture des coefficients dans un fichier binaire
pression.stb	nom du fichier constitué avec l'option STB
1. e8	coefficient de pénalisation de la relation linéaire

• Module COND (module conditions aux limites) :

On ajoute aux conditions aux limites existantes des données permettant d'imposer la valeur du degré de liberté supplémentaire à l'aide de l'option IMP. Cette valeur est celle de la perte de volume déterminée au niveau de l'approche 1 pour K_o = 0,7 et K_o = 1.

1.4.4 Approche 4 : déformation volumique « initiale »

Dans l'esprit de la méthode convergence-confinement, l'application d'un déconfinement partiel sur le bord du trou vise à prendre en compte la convergence du terrain qui se produit avant la pose du soutènement. Ce mouvement commence en fait en avant du front de taille. Une approche possible pour prendre en compte la convergence du terrain avant la pose du soutènement consiste à imposer dans la zone du « noyau » (c'est-à-dire dans la zone du terrain destiné à être excavé) une variation de volume. Cette approche est donc différente de l'approche 1 (application d'un chargement surfacique au bord du trou) et des approches 2 et 3 (pilotées en déplacement ou en perte de volume) : il s'agit d'un calcul piloté par une déformation volumique imposée.

Pour la mettre en œuvre, on a repris la géométrie du tunnel, et on a constitué un nouveau maillage qui inclut la zone située à l'intérieur du tunnel (Figure 1.9).



Figure 1.9 Maillage et conditions aux limites imposées

CESAR ne permet pas de prendre en compte directement une déformation volumique imposée dans certaines zones du maillage, mais il est possible d'imposer un chargement qui simule une déformation thermique (au moins pour certains modèles de comportement).

Dans cette approche, après avoir initialisé les contraintes, on simule le creusement en appliquant une déformation thermique dans la zone à excaver. Les paramètres du chargement thermique ont été déterminés pour obtenir une déformation volumique proche de l'approche 1 pour différentes valeurs de K_o. En prenant en compte un coefficient de dilatation thermique de 10^{-5} K⁻¹, la déformation imposée est de -177 K pour K_o = 0,7, et de -207 K pour K_o = 1 (la variation de température est négative pour imposer une contraction du sol à l'intérieur du noyau).

1.4.5 Approche 5 : Méthode de ramollissement

Certains auteurs proposent de simuler l'effet du creusement en prenant en compte un « ramollissement » du terrain dans la zone de la future excavation, c'est-à-dire une diminution du module de Young (Swoboda, 1979). Pour le simuler avec CESAR, on a utilisé l'option de chargement d'effet différé.

L'option EFD permet de calculer l'évolution des déformations dans un milieu viscoélastique linéaire au cours d'un intervalle de temps $[t_1, t_2]$ pendant lequel le module d'Young passe de la valeur E_1 à la valeur E_2 et le coefficient de Poisson passe de la valeur v_1 à la valeur v_2 , sans qu'il y ait de modifications des chargements appliqués entre t_1 et t_2 . On distingue trois configurations :

- la situation de référence notée 0 dans laquelle règne le champ de contrainte initial σ_0 ;
- la configuration 1, obtenue à t₁ sous l'effet d'un chargement quelconque, dans laquelle règne un champ de contraintes σ_1 ; on note le champ de déformations ϵ_1 entre les configurations 0 et 1;
- la configuration 2, obtenue à t₂ en laissant le matériau viscoélastique se déformer sans modifier le chargement appliqué. Les champs de contraintes et de déformation calculés par rapport à la situation 0 sont notés σ_2 et ε_2 .

On a :

$$\sigma_1 = \mathbf{C}_1 : \varepsilon_1 + \sigma_0 \tag{1.8}$$

$$\sigma_2 = \mathbf{C}_2 : \varepsilon_2 + \sigma_0 \tag{1.9}$$

Où C₁ et C₂ sont les tenseurs des modules d'élasticité à t_1 et à t_2 respectivement.

On note $\Delta \sigma = \sigma_2 - \sigma_1$ et $\Delta \epsilon = \epsilon_2 - \epsilon_1$ les variations du champ de contraintes et de déformations entre t₁ et t₂. On observe que $\Delta \sigma$ est à divergence nulle, et vérifie :

$$\Delta \sigma = \sigma_2 - \sigma_1 = \mathbf{C}_2 : (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) + \mathbf{C}_2 : \varepsilon_1 = \mathbf{C}_2 : \Delta \varepsilon + \mathbf{C}_2 : \mathbf{C}_1^{-1} : (\sigma_1 - \sigma_0)$$
(1.10)

On en conclut que, si l'on a effectué un premier calcul élastique pour déterminer σ_1 , on peut calculer la variation du champ de déplacement entre t_1 et t_2 en faisant un calcul élastique, avec les modules actuels C_2 , avec des forces de volumes nulles (div $\Delta \sigma=0$), mais en prenant en compte, au moyen d'un chargement spécifique, une « contrainte initiale » associée au terme C_2 : C_1^{-1} : ($\sigma_1 - \sigma_0$).

Ce raisonnement présente un intérêt limité dans les cas où l'on peut faire directement le calcul de la situation 2. En pratique, il permet de modéliser la mise en charge progressive du soutènement d'un tunnel dans le cadre d'une modélisation bidimensionnelle en section transversale à l'aide de la méthode convergence-confinement.

Note : Pour la deuxième phase de calcul, qui simule l'évolution entre t_1 et t_2 , l'état de contraintes initial σ_1 fait partie naturellement des données, de même que la valeur des modules actuels C₂. Le calcul ne fait intervenir, en plus de ces données, que la connaissance de l'état de contraintes dans la situation de référence σ_0 et des modules à t_1 . En particulier, on peut faire le calcul sans connaître ε_1 .

Pour la problématique du « ramollissement », on considère, en déformation plane, une couche de terrain horizontale dans laquelle on distingue un sous-domaine circulaire, destiné à représenter le tunnel. Les conditions aux limites sont les mêmes que précédemment. On suppose que les caractéristiques élastiques initiales (pour t=t₁) sont données par : E_1 =100 MPa ; v_1 = 0,3, et les caractéristiques à long terme (pour t=t₂) par E_2 =50 MPa ; v_2 = 0,3.

On considère dans un premier temps la situation dans laquelle la situation 0 correspond à un état de contraintes nul, et la situation 1 correspond au résultat de l'application du poids propre à la couche de sol. La mise en œuvre du calcul avec CESAR est très simple. On obtient un état de contraintes œdométrique : la contrainte horizontale et la contrainte verticale sont données par :

$$\sigma_{\rm v} = \gamma \, {\rm Z} \tag{1.11}$$

$$\sigma_{\rm h} = v_1 / (1 - v_1) \gamma z$$
 (1.12)

Où z est la coordonnée verticale (l'origine étant prise à la surface du massif).

La démarche précédente permet de prendre en compte une diminution des modules dans la zone centrale correspondant au tunnel, pour modéliser le creusement du tunnel par la technique du ramollissement : on définit un nouveau calcul, enchainé avec le premier, dans lequel on prend en compte les modules élastiques à t_2 , et on applique un chargement d'effet différé. On réinitialise les déplacements pour obtenir la variation de déplacements entre t_1 et t_2 .

On peut adapter cette démarche pour prendre en compte un état de contraintes dans la situation 1 géostatique, avec une valeur de K_o quelconque, pas forcément égale à v/ (1-v).

On fait donc un seul calcul défini de la manière suivante :

- les contraintes « initiales » pour ce calcul sont géostatiques ;
- les modules élastiques utilisés pour le calcul sont les modules à t₂;
- on définit un chargement d'effet différé avec un état de contraintes de référence nul.

C'est de cette façon qu'on a procédé pour les calculs dont les résultats sont présentés dans la suite, pour $K_o = 0.7$ et $K_o = 1$.

1.5 Résultats

1.5.1 Déplacements et tassements

On peut s'attendre à ce que la technique de simulation utilisée pour modéliser le creusement ait une influence directe sur le champ de déplacement calculé, parce que le trou a tendance à se déformer et s'ovaliser avec l'approche 1, alors que par construction, l'approche 2 conduit à une cavité déformée qui reste circulaire et dont le centre n'a pas bougé. L'examen des résultats montre que l'approche 3 correspond également à une

ovalisation du trou. Pour les calculs effectués ici, l'approche 4 correspond à une cavité déformée pratiquement circulaire. L'approche 5 conduit pour sa part à une ovalisation du trou.

La principale motivation de la comparaison des différentes approches était de voir si les approches alternatives permettaient d'obtenir des cuvettes de tassement plus étroites que celles données par l'approche classique. La Figure 1.10 et Figure 1.11 présentent les cuvettes de tassements transversales (normalisées par le tassement maximal, qui correspond à x=0) obtenues pour chaque approche avec $K_o = 0,7$ et $K_o = 1$. On les compare avec la cuvette donnée par la formule de Peck, en prenant pour le coefficient K une valeur moyenne de 0,43.



Figure 1.10 Cuvettes de tassements transversales normalisées obtenues pour K_o = 0,7



Figure 1.11 Cuvettes de tassements transversales normalisées obtenues pour Ko = 1

Le Tableau 1.1 présente les valeurs obtenues pour le volume de la cuvette de tassement transversale et sa largeur pour $K_o = 0,7$ et $K_o = 1$.

	Volumes de la cuvette (m ³ /m)		Largeurs de la cuvette (n	
Approches	$K_{o} = 0,7$	K _o = 1	$K_{o} = 0,7$	K _o = 1
1	0,075	0,078	5,86	8,19
2	0,089	0,105	8,17	8,17
3	0,117	0,156	6,39	6,22
4	0,082	0,096	6,92	6,92
5	0,027	0,027	5,91	6,98

Tableau 1.1 Volumes et largeurs des cuvettes de tassements

Pour l'approche 1, la largeur de la cuvette est nettement plus grande dans le cas où $K_o = 1$. Cela traduit le fait que la composante horizontale du chargement appliqué au bord de la cavité est directement reliée à K_o .

Pour l'approche 2, on rappelle qu'on a fait un calcul élastique linéaire, et qu'on a simplement modifié la valeur de la convergence radiale appliquée au bord du trou. Le rapport entre les volumes des cuvettes est pratiquement égal au rapport entre les pertes de volume imposées dans les deux calculs. La largeur de la cuvette est pratiquement identique dans les deux cas. Il est intéressant de noter qu'elle est de l'ordre de la profondeur de l'axe du tunnel, ce qui est à priori peu conforme aux observations empiriques. L'approche 2, telle qu'on l'a appliquée, n'est donc pas une technique permettant de reproduire correctement les tassements provoqués par le creusement d'un tunnel.

L'approche 3 fournit des cuvettes dont la largeur dépend peu de K_o , mais plus larges que celles que l'on cherche à obtenir. D'autre part, elle conduit à un volume de cuvette nettement plus grand dans le cas $K_o=1$.

L'approche 4 donne la même largeur de la cuvette pour les deux valeurs de K_o. D'autre part, elle conduit à des volumes de cuvette plus grands que la cuvette de référence de Peck.

L'approche 5 donne un même volume de cuvette pour les deux valeurs K_o , moins important que l'approche 1. La largeur dépend de K_o et comparable à celle donnée par l'approche 1.

On pourrait approfondir cette étude, en faisant varier le coefficient de Poisson par exemple, ou en prenant en compte un comportement élastoplastique du terrain. On peut cependant tirer quelques conclusions générales. Tout d'abord, selon les approches, la largeur et le volume de la cuvette dépendent plus ou moins du coefficient des terres au

repos K_o . Les approches ne sont donc pas équivalentes. D'autre part, aucune des approches alternatives proposées ne conduit à des cuvettes sensiblement plus étroites que celles de l'approche de référence, et comparables avec la cuvette de référence de Peck (avec i/H=0,43).

1.5.2 Conditions d'équilibre en force

Un autre aspect des solutions obtenues peut fournir un élément pour privilégier une technique de simulation ou une autre. Dans cette section, on discute l'équilibre global du terrain selon les simulations.

Dans la situation initiale, les contraintes sont géostatiques et cette résultante est égale au poids de la couche de terrain.

Dans les situations obtenues après calcul, les conditions aux limites qu'on a adoptées imposent qu'il n'y a pas de contrainte de cisaillement exercée sur les deux côtés verticaux du maillage, et la résultante exercée par le substratum (la base du maillage) sur le domaine maillé doit être égale au poids du terrain restant.

On compare la valeur de cette résultante pour les différentes approches.

Dans l'état initial, les contraintes étant géostatiques, la contrainte verticale à la base du maillage est égale à γ z, soit 20 kN/m³ x 18 m = 360 kPa. La largeur du maillage est fixée à 60 m. La réaction du massif est donc théoriquement égale à R₁th = 21,60 MN (par mètre linéaire dans la direction z) ; on retrouve numériquement cette valeur pour toutes les approches dans l'étape d'initialisation des contraintes.

Pour l'approche 1, la simulation du creusement repose sur l'application des forces de déconfinement au bord du trou. La résultante de ces forces de déconfinement est en principe égale au poids du matériau excavé, égal à :

$$\mathsf{P} = \gamma \mathsf{V} \tag{1.14}$$

Où γ est le poids volumique et V le volume du trou. Compte tenu du fait qu'on ne maille que la moitié du tunnel, on trouve P = 20 kN/m³ x π (D/2)²/2 = 503 kN/ml.

On devrait donc obtenir pour la résultante exercée à la base du maillage la valeur :

 $R_2^{th} = R_1^{th} - P = 21,10 \text{ MN/mI}$

La solution numérique donne effectivement $R_2 = 21,10$ MN, pour les deux valeurs de K_o.

Pour les autres approches, on a calculé numériquement les variations de la réaction verticale entre la situation initiale et la situation déformée. Les résultats sont consignés dans le Tableau 1.2.

Tableau 1.2 Variation de la réaction verticale (toutes les valeurs sont en kN/ml)

K _o Théorique Approche 1 Appr	che 2 Approche 3 Approche 4 Approche 5
--	--

0,7	500	500	710	0	-10	-10
1	500	500	830	0	-10	-10

On constate que l'approche 2 ne correspond pas à une situation dans laquelle le massif est globalement en équilibre à la fin du calcul. Pour l'approche 3, le résultat est surprenant : le calcul surestime la variation de la réaction appliquée à la base du maillage. Pour l'approche 4 et l'approche 5, la nature du chargement appliqué explique que la variation de la résultante soit (pratiquement) nulle : la solution obtenue n'est donc pas correcte du point de vue de la statique.

1.6 Conclusion

Ce chapitre présente une étude comparative des différentes approches de simulation du creusement du tunnel en déformation plane. Les cuvettes de tassements obtenues pour toutes les approches proposées sont plus larges que les cuvettes empiriques représentées par le modèle de Peck. Les approches alternatives présentent l'inconvénient, comme l'approche proposée par Hisatake (2011), de conduire à un état de contraintes final qui n'est pas satisfaisant sur le plan statique ; il faudrait donc les améliorer sur ce point.

En conclusion, pour obtenir des cuvettes de tassements avec des largeurs réalistes, la méthode de modélisation du creusement du tunnel ne semble pas jouer un rôle décisif, et il est plus indiqué de chercher à améliorer la loi de comportement de sol pris en compte dans les calculs. C'est pour cette raison que Gilleron (2016) a développé au cours de sa thèse, une loi élastique non linéaire avec isotropie transverse ; nous y reviendrons dans le chapitre 5.

D'autre part, le fait de se placer dans le cadre des déformations planes conduit à introduire des hypothèses plus ou moins bien maitrisées pour simuler le caractère tridimensionnel du creusement. Il semble difficile de rester dans ce cadre pour l'étude de l'influence des présoutènements sur les tassements provoqués lors du creusement des tunnels. A partir du chapitre suivant, on préfèrera donc établir des modélisations tridimensionnelles.

2 Chapitre 2 : Etude numérique tridimensionnelle de la stabilité du front de taille d'un tunnel

2.1	Intro	oduction	27
2.2	Stal	pilité d'un talus	
2.2	.1	Cas d'un talus vertical	
2.2	.2	Calcul numérique avec CESAR-LCPC	29
2.2	.3	Cas d'un talus incliné	
2.3	Etu	de tridimensionnelle de la stabilité du front de taille d'un tunnel	
2.3	5.1	Présentation du problème	31
2.3	.2	Différentes géométries du front de taille	31
2.3	.3	Calcul du facteur de sécurité sur un chargement (FSC)	
2.3	.4	Calcul du facteur de sécurité avec la méthode c-phi réduction	42
2.4	Cor	clusion	45

2.1 Introduction

En géotechnique, il est courant de caractériser la stabilité d'un ouvrage par un facteur de sécurité. On peut le définir de différentes manières, d'une part, comme le facteur par lequel on peut multiplier le chargement sans provoquer la ruine de l'ouvrage, ou, d'autre part, comme le facteur par lequel on peut diviser les caractéristiques de résistance du sol (c et tan ϕ) sans mettre en cause sa stabilité.

La valeur du facteur de sécurité dépend de la définition retenue, et de la méthode de calcul utilisée. Dans le cas de la stabilité d'une pente ou d'un talus, un grand nombre de méthodes ont été proposées, et mises en œuvre par différents logiciels, en particulier le code TALREN, développé et diffusé par Terrasol, qu'on utilisera dans la suite.

Dans ce chapitre, en vue de se familiariser avec les modélisations par éléments finis en condition tridimensionnelle, on s'intéresse à l'influence de la forme du front de taille (droit, incliné, courbe) d'un tunnel peu profond sur sa stabilité. On cherche aussi à étudier l'influence de la finesse du maillage dans la zone du noyau d'avancement du front de taille et celle de la profondeur de l'axe du tunnel.

La géométrie du front de taille, même dans le cas vertical, rend le problème de sa stabilité fortement tridimensionnel, et donc difficile à étudier par les méthodes traditionnelles, généralement limitées aux problèmes plans. Différentes approches ont cependant été proposées dans la littérature. Leca et Dormieux (1990) ont proposé une évaluation de la stabilité du front de taille en mettant en œuvre analytiquement l'approche cinématique du calcul à la rupture. De nombreux autres auteurs ont poursuivi dans cette voie en proposant des mécanismes de rupture plus ou moins complexes, mais la mise au point de mécanismes tridimensionnels et le calcul de charges limites est difficile (Mollon et al, 2010).

Une autre approche possible consiste à utiliser des méthodes numériques pour rechercher de manière automatique la valeur du facteur de sécurité en effectuant une succession de calculs élastoplastiques. Cette approche, disponible dans différents logiciels, en particulier CESAR-LCPC (Bourgeois, 2006), permet d'étudier la stabilité d'ouvrages tridimensionnels sous des chargements quelconques. Elle a été retenue pour cette étude.

Dans un premier temps, on illustre le fonctionnement de l'outil numérique par l'étude de la stabilité d'un talus. On le met ensuite en œuvre pour étudier la stabilité du front de taille dans un contexte tridimensionnel.

2.2 Stabilité d'un talus

On étudie dans un premier temps la stabilité d'un talus vertical et d'un talus incliné, sous l'action de leur poids propre.

2.2.1 Cas d'un talus vertical

On considère un talus vertical de 4 m de haut (Figure 2.1).



Figure 2.1 Géométrie du talus vertical

Le comportement du massif de sol est décrit par une loi élastique linéaire - parfaitement plastique, avec le critère de Mohr-Coulomb. Les caractéristiques prises en compte dans le calcul sont les suivantes :

Module de Young E = 150 MPa ; coefficient de Poisson v = 0,3 ; Cohésion c = 20 kPa ; angle de frottement $\varphi = 30^{\circ}$; poids volumique $\gamma = 20$ kN/m³.

Dans les calculs qui suivent, l'angle de dilatance est pris égal à l'angle de frottement.

Pour étudier la stabilité du talus vertical, nous avons utilisé deux méthodes de calcul : le calcul à la rupture et des calculs élastoplastiques en utilisant CESAR-LCPC.

Approche par le calcul à la rupture

On analyse par la théorie du calcul à la rupture, la stabilité du talus précédent sous son poids propre. L'analyse dimensionnelle de ce problème montre que la stabilité de l'ouvrage est gouvernée par le facteur K donné par :

$$K = \frac{\gamma H}{C} \tag{2.1}$$

On trouve dans de Buhan (2007) une application de l'approche cinématique du calcul à la rupture qui conduit au majorant suivant du facteur K :
$$K = \frac{\gamma H}{C} \le 3,83 \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \tag{2.2}$$

Avec les valeurs numériques des paramètres mécaniques et géométriques que l'on a retenues, cette condition donne :

$$\gamma \leq \gamma \sup = 33,2 \text{ kPa} \tag{2.3}$$

En définissant le facteur de sécurité comme la valeur par laquelle on peut multiplier le chargement (ici le poids propre) sans provoquer la ruine de l'ouvrage, cette approche conduit à un facteur de sécurité égal à 1,66.

2.2.2 Calcul numérique avec CESAR-LCPC

CESAR-LCPC permet de rechercher automatiquement la valeur d'un chargement qui conduit à la ruine d'un ouvrage. L'utilisateur précise le chargement sur lequel porte l'optimisation, un intervalle dans lequel on cherche le facteur de sécurité et la précision souhaitée sur sa valeur.

Le calcul consiste à réaliser une succession de calculs élastoplastiques et à augmenter ou diminuer le facteur appliqué au chargement considéré, selon que le calcul converge ou non (pour une tolérance donnée) au bout d'un nombre maximal d'itérations fourni par l'utilisateur. Dans la suite, les calculs élastoplastiques sont effectués avec une tolérance relative sur le résidu de 0,001, un nombre maximal d'itérations de 500 et une précision relative sur le facteur de sécurité de 0,001.

Le maillage utilisé pour le talus vertical est composé de 2400 nœuds, 1200 éléments triangulaires à 6 nœuds. Il est représenté sur la Figure 2.2.



Figure 2.2 Maillage utilisé pour le talus vertical

Le calcul avec CESAR donne un facteur de sécurité de 1,67 (soit une différence relative par rapport à la solution exacte inférieure à 1%). On pourrait obtenir une meilleure approximation de la solution en modifiant le maillage ou les réglages du logiciel, mais ce

n'est pas l'objet de ce type de calcul, pour lequel on ne connaît en général pas la solution exacte. On peut cependant estimer que l'approche numérique, avec les mêmes réglages et des maillages de finesse comparable, permet de comparer deux situations, par exemple le cas d'un talus vertical ou d'un talus incliné.

2.2.3 Cas d'un talus incliné

On considère à présent un talus de même hauteur, faisant un angle de 60 degrés avec l'horizontale. Le maillage utilisé comporte 14000 nœuds et 6500 éléments triangulaires à 6 nœuds (Figure 2.3).



Figure 2.3 Maillage utilisé pour le talus incliné

En utilisant TALREN pour mettre en œuvre la théorie du calcul à la rupture, on trouve un facteur de sécurité de 3,56. Avec CESAR, on obtient comme facteur de sécurité une valeur de 3,57. Cette étude préliminaire confirme que des calculs numériques élastoplastiques permettent d'évaluer facilement la stabilité d'un ouvrage, et donne, au moins dans des situations simples, des résultats comparables à ceux du calcul à la rupture. On peut donc considérer que cette approche fournit un moyen fiable d'aborder des problèmes plus complexes, comme la stabilité du front de taille, qui sont délicats à aborder de manière analytique.

2.3 Etude tridimensionnelle de la stabilité du front de taille d'un tunnel

Sur les chantiers de construction de tunnel, l'utilisation de la méthode conventionnelle à l'aide d'une machine à attaque ponctuelle de type haveuse, permet d'obtenir un front de taille qui n'est pas nécessairement vertical, mais peut être courbe, comme le montre la Figure 2.5. On peut donc se demander dans quelle mesure il est possible d'améliorer la stabilité du front en jouant sur sa géométrie.

2.3.1 Présentation du problème

On considère un tunnel peu profond dont la géométrie est représentée sur la Figure 2.4.



Figure 2.4 Géométrie du tunnel étudié

Où C représente la couverture et D le diamètre du tunnel, fixé à 4 m. L'épaisseur du béton est prise égale à 0,20 m. Le comportement du terrain est décrit par le modèle de Mohr-Coulomb et le béton constituant le revêtement est élastique. Les valeurs des caractéristiques mécaniques sont les suivantes :

Massif de sol

Module de Young E= 150 MPa ; Coefficient de Poisson v= 0,3 ; Cohésion c= 20 kPa ; angle de frottement $\varphi = 30^{\circ}$; poids volumique $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.

Béton

Module de Young E= 30000 MPa ; coefficient de Poisson v= 0,2 ; poids volumique γ = 25,5 kN/m³.

2.3.2 Différentes géométries du front de taille

On se propose d'étudier la stabilité du front de taille pour trois configurations géométriques : front vertical, incliné et courbe.

Front de taille vertical

On obtient le maillage nécessaire pour le calcul tridimensionnel de la manière suivante : on commence par mailler la section du tunnel et du massif traversé dans un plan vertical perpendiculaire à l'axe du tunnel. On réalise ensuite une succession d'opérations « d'extrusion », qui reviennent à translater le maillage plan dans la direction parallèle à l'axe. On a réalisé deux maillages de finesses différentes, pour tester l'influence de la densité du maillage sur les résultats. On a également fait varier la profondeur du tunnel en considérant deux valeurs de la couverture, C=3 m et C=7 m.

Front de taille incliné de pente 4

Pour obtenir un maillage dans lequel le front de taille est incliné, un script a été développé avec le langage de programmation Python pour modifier les coordonnées de tous les nœuds du fichier de données de CESAR de départ (le fichier.data) correspondant au front vertical, sans modifier les autres données. On a fixé la pente du front de taille à 4.

Front de taille courbe

La Figure 2.5 présente un schéma de principe illustrant la possibilité de réaliser un front de taille qui ne soit pas plan mais courbe.



Figure 2.5 Géométrie du front de taille courbe

On introduit les notations suivantes :

$$\overrightarrow{ACO} = \theta$$
; $\overrightarrow{ACl} = \theta_{max}$; $|AF| = d$; $BC = D$ (diamètre du tunnel)

Les coordonnées des points B et C sont :

$$C(x_o; D) et B(x_o; 0)$$

L'équation de l'arc de cercle ACI est la suivante :

$$x = x_o - R \cos\theta$$
$$z = D - R \sin\theta$$

On montre facilement que l'angle θ est donné par :

$$\theta = \arcsin\left(\frac{D-z}{R}\right) \tag{2.4}$$

La différence entre les abscisses du point 0 et du point A, notée f(z), est donnée par :

$$f(z) = x - (x_o - R) = R(1 - \cos\theta) = R\left(1 - \cos(\arcsin\left(\frac{D - z}{R}\right)\right)$$
(2.5)

Il reste à fixer la valeur de R. On choisit d'ajuster cette valeur pour que d soit égal à D/4. En considérant le triangle CFI rectangle en F, on a :

$$\sin \theta_{max} = \frac{D}{R} \tag{2.6}$$

$$|AF| = d = \frac{D}{4} = R(1 - \cos\theta_{max})$$
 (2.7)

On trouve :

$$sin(\theta_{max}) = \frac{8}{17}$$
 et $cos\theta_{max} = \frac{15}{17}$

Ce qui conduit, pour un tunnel de diamètre D=4 m, à un rayon R= 8,5 m.

Le calcul de f(z) donne le décalage qu'il faut appliquer à l'abscisse des nœuds du maillage initial situé dans le plan vertical du front de taille. Au-dessus de la clé de voute du tunnel, pour les points situés dans ce plan, on ne modifie pas la coordonnée horizontale des points du maillage ; au-dessous, on adopte un décalage constant égal à d.

Pour $z \ge D$:	f(z) = 0
Pour $z \le 0$:	f(z) = d

Pour obtenir un maillage avec un front de taille courbe, un script a été développé en Python. Ce script modifie les coordonnées de tous les nœuds constituant le maillage de départ à l'aide de l'expression de f(z) définis pour les trois cas ($z \in [0, D]$; $z \ge D$; $z \le 0$). Le décalage appliqué aux abscisses est modifié de telle sorte que les plans verticaux correspondant aux valeurs extrêmes de x restent verticaux.

La Figure 2.6 et la Figure 2.7 montrent les maillages obtenus pour une couverture de 3 m. La Figure 2.8 et la Figure 2.9 montrent les maillages obtenus pour une couverture de 7 m.





Chapitre 2 : Etude numérique tridimensionnelle de la stabilité du front de taille d'un tunnel











Types de maillage	Couverture	Nombre de nœuds	Nombre d'éléments
Maillage dense		41000	14000
Maillage peu dense	3 m	18000	5800
Maillage dense	7 m	52000	18000
Maillage peu dense	<i>i</i> m	17000	5500

Tableau 2.1 Nombres de nœuds et d'éléments pour les différents maillages

Tous les maillages sont constitués d'éléments quadratiques (prismes à bases triangulaires à 15 nœuds et hexaèdres à 20 nœuds).

Nous avons utilisé deux méthodes pour l'étude de la stabilité du front de taille (calcul du facteur de sécurité) avec CESAR-LCPC :

- le calcul du facteur de sécurité sur le chargement, qui est la méthode utilisée plus haut pour l'étude d'un talus (option FSC du module MCNL de CESAR) ;
- la méthode c-phi réduction (option FSR du module MCNL de CESAR).

2.3.3 Calcul du facteur de sécurité sur un chargement (FSC)

Le chargement considéré pour la stabilité des trois géométries du front de taille est le poids propre du terrain et du béton (g= 10 m/s²). L'option FSC, qu'on a déjà utilisée pour l'étude d'un talus, permet de calculer le plus grand coefficient R par lequel on peut multiplier un chargement défini dans le jeu de données courant tout en obtenant la convergence du calcul élastoplastique pour le nombre d'itérations et la tolérance choisie. En pratique, on ajoute à la fin du jeu de données, le mot-clé FSC et les paramètres associés, les données prenant la forme suivante :

```
FSC
IFC, N, RMIN, RMAX, PREC
IFC : indicateur entier égal à 1 si l'algorithme cherche à anticiper les
divergences des calculs élastoplastiques et à 0 dans le cas contraire (on
effectue alors systématiquement le nombre maximum d'itérations)
RMIN, RMAX : intervalle de recherche pour le coefficient R
PREC : précision souhaitée sur la valeur de R
```

Conditions aux limites

Le déplacement normal sur toutes les faces externes du maillage est imposé à zéro sauf à la surface du terrain.

Principe de calcul

Le principe du calcul est le suivant : on effectue une succession de calculs élastoplastiques. Chaque calcul est fait avec le chargement de référence (ici, le poids du sol et du béton) multiplié par un coefficient R. On cherche la plus grande valeur de ce coefficient R pour laquelle le calcul converge avec une tolérance de 0,001 en moins de 500 itérations. La précision demandée sur R est de 0,010 : à la fin de chaque calcul, si on a obtenu la convergence, on augmente R ; sinon on le diminue. On s'arrête lorsqu'on a la précision voulue sur R. Le facteur de sécurité final F est la plus grande valeur de R pour laquelle le calcul élastoplastique converge.

Les calculs sont effectués sur une machine sous Windows avec un processeur Intel Corei7-3520M à 2.90 GHz.

Les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau 2.2.

Types de maillage	Profondeur de l'axe	Types du front de taille	Facteurs de sécurité	Variation de F par rapport au cas vertical
Maillaga		vertical	3,58	-
dense		incliné	4,85	35%
Gense	2 m	courbe	4,98	39%
Maillage moins dense	5 11	vertical	3,76	-
		incliné	5,01	33%
		courbe	5,08	35%
Maillage dense		vertical	2,60	-
	7 m	incliné	3,24	25%
		courbe	3,22	24%
Maillage moins dense		vertical	2,92	-
		incliné	3,76	29%
	;	courbe	3,74	28%

Tableau 2.2 Facteurs de sécurité obtenus sur le chargement

Pour les deux valeurs de la couverture, un maillage dense donne des facteurs de sécurité plus faibles qu'un maillage moins dense, ce qui indique qu'il est préférable de ne pas travailler avec des maillages trop lâches. Néanmoins, la variation relative du facteur de sécurité pour un front non vertical par rapport au cas vertical dépend relativement peu de la finesse du maillage.

Pour le tunnel le moins profond, le front de taille le plus stable est le front courbe. La différence avec le front incliné est cependant faible. Pour le tunnel le plus profond, il n'y a

pratiquement pas de différence entre le front incliné et le front courbe, le premier donnant des facteurs de sécurité un peu plus élevés.

Les facteurs de sécurité sont plus faibles pour le tunnel le plus profond, ce qui est conforme à ce qu'on attend.

La prise en compte d'un front non vertical augmente le facteur de sécurité, l'augmentation relative étant de l'ordre de 25 à 35%. Ces chiffres ne sont pas nécessairement très parlants par eux-mêmes : pour mieux appréhender le résultat, on peut noter qu'on obtient avec un front courbe le même facteur de sécurité avec une couverture de 7 m qu'avec un front vertical et une couverture de 3 m.

Enfin, à titre d'illustration, la Figure 2.10 présente les isovaleurs des déformations plastiques obtenues pour le front courbe avec un maillage dense pour une couverture de 3 m et de 7 m.



Pour une couverture de 3 m, des déformations plastiques apparaissent au front de taille et jusqu'à la surface du terrain ; pour 7 m de couverture les déformations plastiques sont bien concentrées autour du front de taille et délimitent une lentille de sol.

2.3.4 Calcul du facteur de sécurité avec la méthode c-phi réduction

Une autre façon d'aborder la stabilité des ouvrages géotechniques consiste à définir le facteur de sécurité comme la plus grande valeur par laquelle on peut diviser les paramètres de résistance du sol (c et tan φ) sans provoquer la rupture (pour un chargement donné). On étudie la stabilité de l'ouvrage pour des caractéristiques de résistance réduites c' et φ ' données par :

$$c' = \frac{c}{R} \operatorname{et} \varphi' = \arctan\left(\tan\frac{\varphi}{R}\right)$$
 (2.8)

L'option permettant de calculer le facteur de sécurité en procédant par la méthode c-phi réduction avec CESAR, est appelée FSR. Elle permet de calculer le plus grand coefficient R par lequel on peut diviser les caractéristiques de résistance (c et tan φ) des éléments du maillage tout en obtenant la convergence du calcul élastoplastique (pour le nombre d'itérations et la tolérance choisie). On procède en deux phases :

- phase 1 : on définit un premier calcul dans lequel on applique le chargement (poids propre du terrain) en tenant compte des conditions limites. On suppose que le calcul converge (avec le nombre maximum d'itérations et la tolérance choisie) pour les valeurs de référence des caractéristiques mécaniques du sol. On stocke le résultat dans un fichier_M1.rst;
- phase 2 : on procède à un nouveau calcul, initialisé à l'état obtenu à la fin de la phase 1, dans lequel on ne définit aucun chargement. On ajoute le mot-clé NDP à la fin du jeu de données (phase 2), pour que la déformée puisse illustrer le mécanisme de rupture. On ajoute aussi à la fin du jeu de données les lignes suivantes, qui indiquent que l'on veut procéder à une optimisation sur les caractéristiques de résistance :

FSR IFC, VMIN, VMAX, PREC IFC : indicateur entier relatif à la détection des non convergences (par défaut prendre IFC=0) VMIN-VMAX : intervalle de recherche pour le coefficient R PREC : précision souhaitée sur la valeur de R

Le Tableau 2.3 présente les différents facteurs de sécurité obtenus pour les fronts de taille courbe, incliné et droit en utilisant la méthode c-phi réduction.

Types de maillage	Profondeur de l'axe	Types du front de taille	Facteurs de sécurité	Variation de F par rapport au cas vertical
		vertical	2,31	-
Maillage dense		incliné	2,53	9,5%
	3 m	courbe	2,53	9,5%
Maillage moins dense	5 11	vertical	2,35	-
		incliné	2,53	7,7%
		courbe	2,53	7,7%
		vertical	1,82	-
Maillage dense	7 m	incliné	1,95	7,1%
		courbe	1,92	5,5%
Maillage moins dense	7 111	vertical	1,90	-
		incliné	2,01	5,7%
		courbe	1,98	4,2%

Tableau 2.3 Facteurs de sécurité obtenus avec la méthode c-phi réduction

On constate d'abord que les valeurs obtenues sont sensiblement plus faibles que celles données par l'approche FSC, bien qu'on étudie le même problème. L'interprétation des résultats obtenus doit donc tenir compte de la méthode de calcul du facteur de sécurité. Dans tous les cas, les variations du facteur de sécurité dues au changement de géométrie sont moins importantes que celles obtenues en utilisant la méthode de type chargement (FSC).

On observe aussi que le facteur de sécurité ne dépend pratiquement pas de la densité du maillage pour la profondeur de l'axe du tunnel se trouvant à 3 m. En revanche, pour le tunnel plus profond, le calcul donne une différence plus importante entre les géométries du front pour le maillage dense que pour le maillage moins dense. Il convient donc d'éviter d'utiliser des maillages trop grossiers pour ce type d'analyse.

La Figure 2.11 présente les isovaleurs des déformations plastiques obtenues au cours de l'étude de la stabilité du front de taille par la méthode c-phi réduction.





Ces images donnent une illustration du mécanisme de rupture au front de taille assez proche de celle fournie par la première approche, même si le calcul donne des déformations plastiques dans une zone plus étendue, en particulier en bas du massif.

2.4 Conclusion

Les outils de calcul numériques, par éléments finis notamment, permettent d'aborder de manière relativement simple et expéditive des problèmes qui seraient difficiles à traiter à l'aide des méthodes de calcul traditionnelles, souvent limitées aux problèmes bidimensionnels, ou tout au moins très difficiles à mettre en œuvre en condition tridimensionnelle. L'étude de la stabilité du front de taille d'un tunnel illustre bien l'intérêt des outils de calcul numérique, compte tenu du caractère fortement tridimensionnel du problème.

Ce chapitre présente une étude qui fournit donc une première estimation de la différence de stabilité entre un front vertical, incliné et courbe. Les calculs effectués avec l'approche du facteur de sécurité « sur le chargement » (option FSC), montrent que le facteur de sécurité du front de taille est plus grand pour le front courbe et le front incliné que pour le vertical, l'augmentation relative étant de l'ordre de 25 à 35 %. On note que l'augmentation relative du facteur de sécurité obtenue en modifiant la forme du front est plus grande pour un tunnel superficiel que pour un tunnel profond.

L'utilisation d'un maillage plus ou moins dense modifie les valeurs absolues des facteurs de sécurité, mais l'augmentation relative du facteur de sécurité due au changement de géométrie du front est du même ordre.

Les calculs du facteur de sécurité avec la méthode c-phi réduction présentent le mécanisme de rupture du front de taille. Mais les facteurs de sécurité et leurs variations relatives lorsqu'on modifie la géométrie sont plus faibles, ce qui peut donner l'impression que le gain est finalement relativement faible. L'interprétation des calculs faits avec la méthode FSC est plus frappante : pour les paramètres de sol adoptés ici, on obtient avec un front incliné ou courbe, le même facteur de sécurité avec une couverture de 7 m qu'avec un front vertical et une couverture de 3 m.

D'autre part, il serait intéressant de compléter cette étude en comparant l'apport en termes de stabilité d'une géométrie non verticale à celui des boulons au front situés en avant de ce dernier.

Le chapitre suivant aborde les techniques de simulation que l'on peut mettre en œuvre pour rendre compte du rôle du boulonnage du front de taille, en termes de stabilité et aussi en termes de réduction des mouvements du terrain en avant du front de taille.

3 Chapitre 3 : Influence des boulons sur le comportement du front de taille

3.1	Int	roduction	47
3.2	Pre	ésentation des essais en centrifugeuse	47
3.	2.1	Principe des essais en centrifugeuse	47
3.	2.2	Description du modèle	48
3.	2.3	Massif encaissant - caractéristiques et préparation	48
3.	2.4	Déroulement des essais	49
3.	2.5	Dispositifs de mesure	50
3.	2.6	Description des essais - influence des paramètres du renforcement	50
3.	2.7	Résultats des essais en centrifugeuse	51
3.3	Etu	ude numérique du comportement du front de taille non renforcé	53
3.	3.1	Présentation du modèle numérique	53
3.	3.2	Loi de comportement des différents groupes	54
3.	3.3	Initialisation des contraintes (phase initiale)	56
3.	3.4	Chargements appliqués pour les deux phases de l'essai	56
3.	3.5	Résultats obtenus pour l'essai II (front non renforcé)	57
3.4	Etu	ude numérique du comportement du front de taille renforcé par des tiges .	64
3.	4.1	Configurations étudiées (Al Hallak, 1999)	64
3.	4.2	Comparaison entre calculs et mesures	71
3.5	Co	nclusion	77

3.1 Introduction

Le boulonnage est largement utilisé pour renforcer les ouvrages souterrains. Dans les chantiers de tunnels, cette technique est employée pour stabiliser le front de taille en terrain meuble et limiter son extrusion, qui peut être à l'origine d'importants mouvements en surface. Toutefois, le dimensionnement du renforcement à mettre en œuvre pour renforcer le front reste largement empirique. De ce point de vue, la réalisation d'essais à la centrifugeuse constitue un moyen simple et plus économique à mettre en œuvre que l'instrumentation du front de taille d'un tunnel réel pour évaluer l'influence des boulons sur la réponse au creusement du front de taille.

Dans ce chapitre, nous nous proposons d'étudier les techniques de modélisation disponibles pour représenter le rôle des boulons dans les simulations numériques, en reprenant l'étude des essais réalisés par Al Hallak (1999) avec la centrifugeuse géotechnique du centre de Nantes du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Le but de cette étude est de chercher à cerner quelles lois de comportement permettent de reproduire au mieux le comportement observé expérimentalement.

3.2 Présentation des essais en centrifugeuse

Toute cette section fait de larges emprunts à la thèse d'Al Hallak (1999), à laquelle le lecteur pourra se reporter pour davantage de détails.

3.2.1 Principe des essais en centrifugeuse

Le site de l'IFSTTAR de Nantes (ex-Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) dispose d'une centrifugeuse qui permet de réaliser des essais sur des modèles réduits d'ouvrages géotechniques. Le facteur de réduction d'échelle d* relie les dimensions d_m du modèle réduit à celles de l'ouvrage réel qu'il représente (appelé prototype), notées d, par la relation :

$$d_{\rm m} = d d^* \tag{3.1}$$

Le principe consiste à reproduire les contraintes qui règneraient dans le prototype en soumettant le modèle réduit à une accélération $g_m = g g^*$, où g désigne l'accélération de la pesanteur et g^* un facteur lié à la vitesse de rotation de la centrifugeuse. Il dépend du facteur de réduction d'échelle d*, et du rapport des masses volumiques des matériaux constituants le prototype et le modèle. Si les masses volumiques sont les mêmes aux deux échelles, il est nécessaire, pour recréer dans le modèle le même état de contraintes que dans le prototype, de vérifier la condition de similitude suivante (Corté et Garnier, 1986) :

$$g^* d^* = 1$$
 (3.2)

Al Hallak (1999) a effectué une série d'essais en centrifugeuse sur modèle réduit pour étudier le fonctionnement du renforcement par boulonnage du front de taille d'un tunnel en terrain meuble. On présente d'abord le principe de ces essais.

3.2.2 Description du modèle

La nacelle de la centrifugeuse de Nantes a embarqué un conteneur en acier de dimension 1200 x 800 x 720 mm rempli de sable de Fontainebleau et dans lequel on a placé un tube en acier qui représente le tunnel. Son diamètre est égal à 200 mm, et il est soumis à une accélération de 50 fois l'accélération de la pesanteur : il permet donc, en vertu des règles rappelées au paragraphe précédent, de représenter un tunnel de 10 m de diamètre.

L'axe du tube est placé à une profondeur H=500 mm au-dessous de la surface du massif. L'extrémité du tube correspondant au front de taille est fermée par une membrane en latex de 0,6 mm d'épaisseur qui assure l'étanchéité du front. Derrière la membrane, à l'intérieur du tube, une plaque métallique assure la verticalité et la stabilité du front pendant la mise en place du massif de sable. Ce dispositif est représenté à la Figure 3.1, la plaque étant reculée vers l'intérieur du tube.





3.2.3 Massif encaissant - caractéristiques et préparation

Le massif encaissant est constitué de sable blanc fin de Fontainebleau, mis en place par pluviation. Le poids volumique obtenu variait entre 15,7 et 16 kN/m³. A la mise en place et pendant toute la durée des essais, le sable était sec. Des essais de cisaillement à la boîte réalisés au LCPC par Maréchal (1999) sur des échantillons de poids volumique égal à 16 kN/m³ ont donné un angle de frottement interne de 39,4° et une cohésion de 8,1 kPa.

Au cours de la constitution du massif, des tiges, qui représentent les boulons du front de taille, ont été disposées dans le massif de sable devant le front : la pluviation étant interrompue, le massif était arasé pour permettre la mise en place d'une rangée de tiges à la côte voulue. On reprend ensuite la pluviation jusqu'à la rangée suivante de tiges. Les

tiges utilisées étaient en PVC et enrobées de sable, sauf pour un des essais, où on a utilisé des tiges filetées en acier.

3.2.4 Déroulement des essais

Chaque essai se déroule en deux phases :

-une phase de montée en accélération progressive jusqu'à 50 fois l'accélération de la pesanteur. Pendant cette phase, pour éviter que le front ne s'écroule dans le tube, on applique à l'intérieur du tunnel une pression d'air P, prise égale à la contrainte horizontale initiale au niveau de l'axe du tunnel estimée par la formule suivante :

$$P = \sigma_h = g^* K_o \gamma H$$
(3.3)

Où g^{*} désigne le rapport entre l'accélération dans la centrifugeuse g_m et celle de la pesanteur, K_o est le coefficient des terres au repos (pris égal à 0,5), γ le poids volumique du sable sous l'action de la pesanteur. A chaque palier de montée en accélération de la centrifugeuse, la pression d'air P est ajustée suivant les valeurs données dans le Tableau 3.1.

g^	1	5	7,5	10	15	20	30	40	50
P (kPa)	4	20	30	40	60	80	120	160	200

Tableau 3.1 Paliers de montée en accélération et en pression interne

Avant la mise en rotation de la centrifugeuse (g*=1), la pression d'air appliquée est égale à 4 kPa. Une fois cette pression appliquée, et avant la mise en rotation, la plaque métallique retenant le front de taille est reculée de 14 mm à l'intérieur du tube en acier.

L'accélération de 50g étant atteinte, après quelques minutes de stabilisation, le creusement du tunnel est simulé par diminution progressive de la pression appliquée à l'intérieur du tube. La Figure 3.2 montre l'évolution de l'accélération et de la pression appliquée au cours de l'essai.



Figure 3.2 Variations de l'accélération et de la pression dans le tube au cours d'un essai (Al Hallak, 1999)

3.2.5 Dispositifs de mesure

Un capteur de pression a été installé à l'intérieur du tube pour mesurer la pression d'air effectivement appliquée. D'autre part, cinq capteurs de déplacement ont été placés à l'intérieur du tube et collés à la membrane qui couvre le front, pour mesurer son déplacement horizontal parallèlement à l'axe du tunnel. L'un des capteurs est placé au centre du front, deux autres à 70 mm au-dessus et au-dessous du centre, et les deux derniers à 70 mm à gauche et à droite du centre (Figure 3.3). Les capteurs n'ont pas toujours fonctionné, et certains résultats de mesures manquent. Dans la suite, on s'intéresse particulièrement aux deux points C et H situés respectivement au centre et en haut du front sur le plan médian du tunnel.



Figure 3.3 Disposition des capteurs de déplacement sur le front (cotes en mm) (d'après Al Hallak, 1999)

3.2.6 Description des essais - influence des paramètres du renforcement

Six essais ont été réalisés pour tester l'influence de différents paramètres du système de renforcement. Ils sont récapitulés dans le Tableau 3.2.

Tableau 3.2 Caractéristiques du renforcement selon les essais (Al Hallak, 1999)

		Paramètres du système de renforcement									
Essais	Nombre de tiges	Matériau constitutif des tiges	Diamètre (mm)	Longueur (mm)							
	5	5		5 (/							
	0	-	-	-							
_											
11	0	-	-	-							
111	37	acier (E=210 000 MPa)	12	300							
			.,_								
IV	28	PVC (E=3000 MPa)	3	300							
	20		Ŭ	000							
V	48	PVC (E-3000 MPa)	3	300							
v	-10		0	500							
1/1	28	PVC (E-3000 MPa)	3	130							
VI	20	1 VC (L=3000 Wil a)	5	130							

L'essai I constitue l'essai de référence dans le cas d'un front non renforcé. L'essai II a permis de vérifier, pour le front de taille non renforcé, la reproductibilité des mesures.

Les essais IV, V et VI correspondent à trois configurations de renforcement du front par des tiges en PVC, et permettent de juger de l'influence du nombre de tiges et de leur longueur.

L'essai III correspond à un nombre intermédiaire de tiges en acier (dans tous les autres essais les tiges sont en PVC). Le diamètre des tiges filetées est leur diamètre nominal.

3.2.7 Résultats des essais en centrifugeuse

La Figure 3.4 présente les déplacements mesurés au front au cours des essais. Pendant la phase 1, la pression croît de 4 à 200 kPa et la densité massique de forces dans le massif passe de 1 g à 50 g ; au cours de la phase 2, la densité massique de forces reste égale à 50 g et la pression décroît de 200 kPa jusqu'à la rupture du front.

Les déplacements mesurés au centre et en haut du front à l'aide des capteurs au cours de l'essai II, sont représentés en fonction de la pression interne sur la Figure 3.4. Au cours de la phase 1, qui correspond à la montée en accélération de la centrifugeuse, le front de taille rentre dans le massif (déplacements négatifs). La pression appliquée au front est donc plus forte que la pression qui aurait été nécessaire pour empêcher le sable de se déplacer vers l'intérieur du tube. Dans la phase 2, qui correspond à la diminution de la pression appliquée sur le front, le front se déplace vers l'intérieur du tunnel (les déplacements augmentent et deviennent positifs). Lorsque la pression d'air appliquée diminue suffisamment, le front devient instable et s'écroule vers l'intérieur du tunnel.



Figure 3.4 Déplacements mesurés au centre et en haut du front non renforcé (essai II) [Al Hallak, 1999]

La Figure 3.5 compare les déplacements mesurés en haut du front pour les essais II et V (le capteur du centre n'a pas fonctionné dans l'essai V). Les mesures montrent clairement que le boulonnage du front réduit l'amplitude des déplacements.

A partir des mesures, Al Hallak a cherché à évaluer la pression d'air pour laquelle la rupture du front se produit : elle est estimée à 8 kPa dans le cas non renforcé (essai II), et à 4 kPa dans le cas renforcé de l'essai V.



Figure 3.5 Déplacements mesurés en haut du front dans le cas non renforcé (essai II) et pour le front renforcé par 48 tiges en PVC (essai V) [Al Hallak, 1999]

Les résultats des autres essais peuvent se résumer comme suit :

- l'essai IV montre qu'un nombre plus faible de tiges se traduit par une réduction moindre des déplacements du massif et une augmentation de la pression pour laquelle la rupture se produit (5,6 kPa contre 4 kPa dans l'essai V). L'augmentation du nombre de boulons améliore la stabilité du front et diminue ses déformations ;
- l'essai VI correspond au même nombre et au même type d'inclusions que dans l'essai IV, mais les tiges sont plus courtes. La pression limite évaluée par Al Hallak (1999) est de 4,9 kPa, donc un peu plus faible que la valeur de 5,6 kPa obtenue dans l'essai IV avec des tiges plus longues. Ce résultat peut sembler surprenant, mais on notera que l'écart est relativement réduit ;
- l'essai III, avec des tiges en acier, teste l'influence du matériau dont sont constitués les boulons. Les résultats de mesure seront présentés de manière plus détaillée dans la suite lorsqu'ils seront comparés avec les résultats numériques.

3.3 Etude numérique du comportement du front de taille non renforcé

Al Hallak (1999) puis Bourgeois et al (2001) ont proposé des simulations numériques des essais présentés ci-dessus, en utilisant des techniques différentes pour représenter les boulons et leur interaction avec le sable. Dans les deux cas, les essais en centrifugeuse ont été simulés par éléments finis, en condition tridimensionnelle. Dans cette section, on propose une nouvelle modélisation de ces essais, qui tire parti des améliorations apportées aux outils de calcul, en particulier au progiciel CESAR-LCPC, depuis une quinzaine d'années.

3.3.1 Présentation du modèle numérique

Comme Al Hallak (1999) et Bourgeois et al (2001), nous simulons les différentes étapes de l'essai. Les calculs ont été effectués en deux phases : application des contraintes induites dans le massif par la centrifugation (phase 1), puis diminution de la pression interne (phase 2).

Les dimensions du maillage sont celles du modèle réduit. Le tunnel est représenté par un tube cylindrique en acier, parfaitement rigide, de 200 mm de diamètre, placé sous une couverture de 400 mm (Figure 3.6).

Par symétrie du problème, une moitié seulement du problème a été modélisée. Les dimensions du maillage sont : longueur= 900 mm, largeur= 400 mm, hauteur= 720 mm (Figure 3.6). Le maillage comporte trois groupes d'éléments (groupe 1 : massif de sol, groupe 2 : tube, groupe 3 : intérieur du tube) représentés sur la Figure 3.6.

L'intérieur du tube est maillé comme un volume plein, ce qui assure une rigidité radiale élevée. On a laissé un vide de 40 mm entre le maillage du tube et le front pour représenter l'espace libre entre la membrane et la plaque de butée du front.

Enfin, le contact entre le tube et le massif de sable est modélisé par une condition d'adhérence parfaite. Cette hypothèse a le mérite de la simplicité, même si elle a certainement une incidence sur les déplacements calculés du sable autour du tube au cours de la montée en accélération notamment.

Les conditions aux limites adoptées pour représenter les bords du conteneur et la symétrie par rapport à l'axe du tunnel sont définies à la Figure 3.7.

Le maillage utilisé pour simuler l'essai non renforcé comporte 56800 nœuds et 17400 éléments quadratiques (pentaèdres à 15 nœuds et hexaèdres à 20 nœuds).





Figure 3.7 Conditions aux limites

3.3.2 Loi de comportement des différents groupes

Massif de sable

Le massif est constitué de sable de Fontainebleau. Pour caractériser son comportement, des essais triaxiaux ont été réalisés au Laboratoire Central des Ponts et Chaussés de Nantes par Maréchal (1999).

Dans les modélisations numériques, nous avons utilisé un modèle de comportement élastique non linéaire parfaitement plastique. Le critère de plasticité est celui de MohrCoulomb, avec une loi d'écoulement non associée. Les paramètres plastiques sont donc la cohésion c, l'angle de frottement ϕ et l'angle de dilatance ψ .

La partie élastique des déformations est décrite par une version modifiée du modèle de Fahey et Carter (1993), dans laquelle on a simplifié la dépendance des modules élastiques vis-à-vis de la contrainte déviatorique. Dans la formulation que nous avons utilisée, le module de cisaillement tangent G_t est donné par :

$$G_{t} = G \exp\left(-\frac{q}{\alpha}\right) \tag{1}$$

Où q est le déviateur des contraintes : $q = \left(\frac{3}{2}S_{ij}S_{ij}\right)^{1/2}$ (2) et α un paramètre qui contrôle la décroissance de G_t lorsque q augmente.

G dépend de la contrainte moyenne suivant :

$$G = Max\{G_{min}; G_o(p/p_a)^n\}$$
(3)

Le coefficient de Poisson v est constant. Les paramètres à fournir pour ce modèle sont donc : G_o , p_a , n, G_{min} , α , v.

Ne disposant pas des résultats des essais triaxiaux obtenus par Maréchal en 1999, nous avons fait appel au directeur du laboratoire GMG (Géomatériaux et modèles géotechniques) du département GERS de l'IFSTTAR, qui nous a fourni les résultats d'essais triaxiaux sur le même sable de Fontainebleau. Nous avons utilisé une application de simulation numérique des lois de comportement développée par le département COSYS-LISIS de l'IFSTTAR pour caler les paramètres élastiques et plastiques du modèle retenu à partir des résultats des essais triaxiaux. Les valeurs obtenues par ce calage sont données dans le Tableau 3.3.

Tunnel

On a donné au cylindre modélisant le tunnel, un comportement élastique linéaire avec un module de Young de 220 000 MPa et un coefficient de Poisson de 0,2. Nous avons adopté les mêmes paramètres pour l'intérieur du tunnel (Tableau 3.3).

Lois de comportement	Groupes	Paramètres
Massif	1	G _o = 18 MPa ; p _a = 100 kPa ; α = 0,3 MPa ; n= 1 ; G _{min} = 1,5 MPa ; c=5 kPa, φ= 40° ; ψ= 15°
Tube et intérieur : élasticité linéaire	2 et 3	E = 220 000 MPa ; n= 0,2

Tableau 3.3	Paramètres	de	calcul
-------------	------------	----	--------

3.3.3 Initialisation des contraintes (phase initiale)

Dans le modèle élastique non linéaire retenu, les modules de cisaillement dépendent des contraintes. On commence par initialiser les contraintes dans le massif avec un champ géostatique en prenant un poids volumique des terres égal à 16 kN/m³ et un coefficient des terres au repos égal à 0,38. Ensuite, on applique comme chargement la pression uniformément répartie de 4 kPa sur le front de taille correspondant à la situation avant mise en route de la centrifugeuse, et des forces de déconfinement au front calculées sur la base de la contrainte géostatique.

3.3.4 Chargements appliqués pour les deux phases de l'essai

Chacun des essais a été réalisé en deux phases : une première phase de montée en accélération et d'augmentation de la pression de soutènement du front et une deuxième phase pour laquelle, le niveau d'accélération étant maintenu constant à 50 g, on réduit progressivement la pression interne jusqu'à la rupture du front de taille.

La modélisation numérique prend aussi en compte deux phases après l'initialisation des contraintes : une première phase P1 dans laquelle le poids du modèle (tunnel + intérieur + massif encaissant) est augmenté par incréments successifs, en même temps qu'une pression uniforme est imposée sur le front, dont la valeur augmente progressivement (Tableau 3.4). La deuxième phase de calcul P2, reprend les contraintes résultant de la phase P1 et simule la réduction progressive de la pression interne appliquée au front en lui appliquant par incréments une force surfacique uniforme dans le sens inverse à celle exercée dans la première phase (Tableau 3.5) jusqu'à la non convergence des calculs.

Incrément de calcul	coefficient appliqué	Pression au
	au poids initial	front (kPa)
1	0	0
2	1	4
3	5	20
4	7,5	30
5	10	40
6	15	60
7	20	80
8	30	120
9	40	160
10	50	200

Tableau 3.4 Variations de la pression appliquée au front et coefficient appliqué au poids volumique en fonction des incréments de charge (phase 1)

Incrément de calcul	Pression (kPa)		
1	200		
2	196		
3	180		
4	170		
5	160		
6	140		
7	120		
8	80		
9	40		
10	32		
11	24		
12	16		
13	12		
14	8		
15	4		
16	0		

Tableau 3.5 Variation de la pression appliquée au front des incréments (phase 2)

3.3.5 Résultats obtenus pour l'essai II (front non renforcé)

Déplacement au front

La Figure 3.8 compare le déplacement mesuré au centre du front au cours de l'essai II avec le résultat obtenu (Tableau 3.3). Cette comparaison montre que :

- au cours de la montée en accélération (phase 1), au fur et à mesure de l'augmentation de la pression interne (0 à 200 kPa) sur le front de taille, l'augmentation du déplacement calculé n'est pas linéaire avec la pression appliquée : elle est moins rapide pour les pressions élevées. Cette non-linéarité est moins visible sur la courbe expérimentale. D'autre part, le calcul donne une valeur du déplacement maximum en fin de phase 1 en bon accord avec les mesures, de l'ordre de 0,27 mm.
- au cours de la phase de diminution de la pression interne (phase 2), l'amplitude des déplacements vers l'intérieur du tube est nettement plus grande pour le calcul que dans les mesures : dans le calcul, le déplacement change de signe pour une pression interne de 80 kPa, dans les mesures, ce changement de signe se produit pour 26 kPa.



Figure 3.8 Déplacement du centre du front dans le cas non renforcé (essai II) : comparaison calcul-mesures (cas 1)

La Figure 3.9 compare le déplacement du point situé à 30 mm au-dessous du haut du front mesuré au cours de l'essai II avec le déplacement calculé :

- au cours de la phase 1, la courbe calculée présente une très bonne concordance avec les mesures ; en particulier, le calcul et les mesures montrent la même courbure ;
- comme pour le point situé au centre, le sable se déplace trop rapidement vers l'intérieur du tube au cours de la phase 2. Le déplacement change de signe pour une pression interne de 24 kPa dans le calcul et de 10 kPa dans les mesures.





La Figure 3.10 compare le déplacement du point situé à 30 mm au-dessus du bas du front mesuré au cours de l'essai II avec le résultat de la simulation numérique. Les calculs sous-estiment les déplacements au cours de la phase 1 d'un facteur 2,5 environ. Au cours de la phase 2, le déplacement calculé devient positif à partir d'une pression interne de 120 kPa ; pour la mesure, le changement de signe se produit pour 20 kPa.



Figure 3.10 Déplacement du point situé en bas du front dans le cas non renforcé (essai II) : comparaison calcul-mesures (cas 1)

Les résultats obtenus avec les paramètres calés sur les essais triaxiaux ne donnent donc pas un accord excellent avec les mesures. Dans la suite, on cherche à améliorer l'accord entre les mesures et les calculs en modifiant les paramètres du modèle de sol.

Variation du module de cisaillement tangent G_t

Le module de cisaillement tangent G_t dépend des trois paramètres G_o, n, et α , et des invariants du tenseur des contraintes p et q. La Figure 3.11 montre les variations du déviateur q au cours de la phase de montée en accélération (phase 1) et de diminution de la pression interne (phase 2) ; ainsi que les variations de l'exponentielle de (–q/ α). D'autre part, le module de cisaillement tangent G_t dépend de la contrainte moyenne p, qui varie elle-même au cours du calcul (Figure 3.12). Finalement, la Figure 3.12 montre que le module de cisaillement tangent G_t présente des variations importantes au cours de la simulation.



Figure 3.11 Variation du déviateur des contraintes q et de exp $(-q/\alpha)$ au cours du calcul



Figure 3.12 Variation de la contrainte moyenne p et du module de cisaillement tangent Gt au cours du calcul

La variation du module de cisaillement tangent G_t dans le massif (phase 1 et 2) est globalement similaire pour les différents points du front. Dans les trois cas, le module décroit de manière spectaculaire dans la deuxième phase (diminution de la pression au front), sans doute de manière plus rapide que dans l'essai. Pour améliorer ces résultats, nous proposons de faire varier G_t seulement en fonction de la contrainte moyenne p dans le massif, en donnant à α une valeur très élevée, de manière que l'exponentielle de -q/ α soit égale à 1.

Recalage des paramètres G_o , n et α du modèle

On a entrepris une étude paramétrique visant à identifier l'influence des paramètres du modèle sur les déplacements calculés. On compare trois cas, correspondant aux paramètres du modèle de Fahey Carter modifié indiqués dans le Tableau 3.6.

Cas	G₀ (MPa)	α (MPa)	n (-)	c (kPa)	φ (deg)	ψ (deg)	v (-)	G _{min} (MPa)
1	18	0,3	1	5	40,6	15	0,278	1,5
2	18	30	1	5	40,6	15	0,278	1,5
3	8	30	2	5	40,6	15	0,278	1,5

Tableau 3.6 Etude sur les paramètres du modèle de Fahey et Carter modifié

• α = 30 MPa (Cas 2)

La Figure 3.13, la Figure 3.14 et la Figure 3.15 comparent les déplacements calculés pour α = 30 MPa (cas 2) par rapport au cas 1 (α = 0,3 MPa) et aux mesures. Avec une grande valeur de α , le module de cisaillement tangent G_t ne varie pratiquement pas en fonction du déviateur des contraintes q.



Figure 3.13 Déplacement du centre du front dans le cas non renforcé (essai II) : comparaison calcul-mesures (cas 2)



Figure 3.14 Déplacement du point situé en haut du front, cas non renforcé (essai II) : comparaison calcul-mesures (cas 2)



Figure 3.15 Déplacement du point situé en bas du front, cas non renforcé (essai II) : comparaison calcul-mesures (cas 2)

Les déplacements calculés (cas 2) sont équivalents à ceux obtenus au cas 1 durant la phase 1 (phase de montée en accélération) au centre, haut et bas du front. La variation de α n'a donc pas une influence sur les calculs pour la phase 1. Par contre, elle a une influence positive pendant la phase de diminution de la pression interne (phase 2) où les calculs se rapprochent des mesures au niveau du centre et en haut du front. On améliore aussi les résultats obtenus pour la phase 2 en bas du front, mais la phase 1 reste mal reproduite par la simulation. Pour résoudre ce problème, nous avons cherché à jouer sur les paramètres G_o et n (cas 3).

• $G_0 = 8$ MPa et n = 2 (cas 3)

La Figure 3.16, la Figure 3.17 et la Figure 3.18 comparent les déplacements mesurés au cours de l'essai II avec le résultat de la simulation numérique pour le cas 3, avec une valeur réduite de G_o. On obtient un très bon accord entre les mesures et les calculs pour le bas du front. En revanche, avec ces valeurs des paramètres, les calculs surestiment les déplacements au centre et en haut du front.

Dans la suite, nous retenons les paramètres du modèle de Fahey et Carter modifié du cas 2 (cf. Tableau 3.6) pour traduire le comportement du massif de sable au cours des calculs de montée en accélération (phase 1) et de diminution de la pression interne (phase 2).



Figure 3.16 Déplacement du point situé en bas du front, cas non renforcé (essai II) : comparaison calcul-mesures (cas 3)



Figure 3.17 Déplacement du centre du front, cas non renforcé (essai II) : comparaison calcul-mesures (cas 3)



Figure 3.18 Déplacement du point situé en haut du front, cas non renforcé (essai II) : comparaison calcul-mesures (cas 3)

Pression de soutènement minimale

Lors de l'essai II, Al Hallak a évalué la valeur de la pression interne dans le tube pour laquelle la rupture du front se produit à la fin de la phase 2 à 8 kPa.

On a cherché à proposer une procédure numérique pour évaluer cette pression de rupture dans les calculs. A partir de l'état de contraintes obtenu à la fin de la phase 1, on a appliqué une contrainte de traction uniforme sur le front pour simuler la diminution de la pression dans le tube. L'utilisation de l'option de calcul des charges limites de CESAR (FSC) a permis d'obtenir facilement une estimation de la valeur minimale de la pression nécessaire pour assurer la stabilité du front ; on a trouvé numériquement la valeur de 5,6 kPa pour le front non renforcé.

3.4 Etude numérique du comportement du front de taille renforcé par des tiges

3.4.1 Configurations étudiées (Al Hallak, 1999)

Pour étudier l'effet du renforcement du front par boulonnage, Al Hallak (1999) a réalisé quatre essais en centrifugeuse avec un front renforcé (Figure 3.19) :

- l'essai III correspond à 37 tiges en acier de 300 mm de long et espacées de 28 mm;
- les essais IV et V correspondent à un renforcement par 28 et 48 tiges respectivement ; les tiges sont en PVC et font 300 mm de longueur. Elles sont espacées de 32 mm (essai IV) et de 25 mm (essai V) ;
- l'essai VI est identique à l'essai IV à une différence près : la longueur des tiges est de 130 mm au lieu de 300 mm.


Figure 3.19 Répartitions des boulons au front (maillage carré avec un espacement entre les boulons noté e) ; d'après Al Hallak (1999)

Numériquement, on se propose de simuler ces essais en centrifugeuse sur front renforcé à l'aide du progiciel CESAR-LCPC.

Deux approches sont adoptées dans la suite pour représenter le renforcement : l'utilisation d'éléments de barre prenant en compte le frottement entre le sable et les tiges, et l'utilisation d'un modèle homogénéisé simple.

Les caractéristiques des tiges (module de Young, aire de la section d'une tige) sont données dans le Tableau 3.2. Dans l'approche utilisant les éléments de barre (approche « discrétisée »), on prend en compte des paramètres spécifiques pour la loi d'interaction entre tiges et massif de sol. Ce point est détaillé plus loin.

Utilisation d'éléments de barre avec prise en compte du glissement relatif des tiges par rapport au massif de sol

Dans un premier temps, les tiges placées dans le front de taille au cours des essais en centrifugeuse (cf. Figure 3.19), ont été modélisées par des éléments de barre. La différence entre les répartitions des boulons pour les essais III, IV et V impose de constituer trois maillages distincts, représentés sur la Figure 3.20. Ils sont constitués d'éléments volumiques quadratiques (prismes triangulaires à 15 nœuds et hexaèdres à 20 nœuds) et d'éléments de barre tridimensionnels à 3 nœuds. Le Tableau 3.7 présente le nombre total de nœuds, d'éléments pour les différents maillages.

Tableau 3.7	Nombre total de nœuds et d'éléments des différents maillages (calcu	ıls
	discrétisés)	

Essai	Nombre de nœuds	Nombre d'éléments
	59000	19000
IV	58000	18500
V	67000	21500
VI	56000	18000

On a appliqué au modèle, les mêmes chargements que dans le cas non renforcé (essai II), pour les deux phases. Les paramètres de calcul sont aussi identiques.



a) Essai III





Figure 3.21 Détail du maillage : tube et son intérieur

• Prise en compte du glissement relatif des renforcements par rapport au sol

Nous avons pris en compte le glissement relatif des tiges par rapport au massif de sol en remplaçant les éléments de barre standard (qui prennent en compte une adhérence parfaite avec le sol) par des éléments de barre qui intègrent la prise en compte d'un « comportement d'interface » pour décrire l'interaction mécanique entre le sol et la tige.

Ce type d'élément permet de prendre en compte le fait que le sable s'écoule entre les tiges (par exemple lors de la rupture du front, à la fin des essais), et de décrire l'interaction mécanique entre le sable et la tige. On note $\underline{\xi}_{bar}$ le déplacement de la tige, et $\underline{\xi}_{gr}$ celui du sol l'entourant. Le déplacement relatif entre les barres et le sol est calculé par :

$$\delta = (\underline{\xi}_{gr} - \underline{\xi}_{bar}). \underline{t}$$
 (3.7)

Où <u>t</u> est le vecteur unitaire dans la direction des barres. Chaque nœud d'un élément de « barre frottante » porte un degré de liberté supplémentaire correspondant à ce déplacement relatif.

La barre est soumise à une (densité linéique de) force d'interaction exercée par le sol, par frottement, notée I. Elle représente la force par unité de longueur transmise par chacune des barres au sol. Dans le modèle proposé, on se donne une loi de comportement d'interface qui relie la force d'interaction I au déplacement relatif δ . Cette relation combine une partie élastique et une partie parfaitement plastique.

Nous avons retenu pour l'interaction entre les barres et le massif de sol un modèle qui combine une élasticité bilinéaire avec la plasticité parfaite (Figure 3.22). La partie élastique présente deux pentes différentes. Pour utiliser le modèle, on doit donner les valeurs des quatre paramètres suivants : I_1 , I_2 , C_1 , C_2 (C_1 et C_2 sont deux paramètres de raideur, I_2 est la valeur maximale de la force d'interaction, qui représente la résistance de l'interface solboulon, et I_1 est la valeur de la force d'interaction qui correspond à la limite entre les deux pentes dans la partie élastique).



Figure 3.22 Modèle d'interaction entre les barres et le sol

En pratique, avec CESAR, pour prendre en compte le glissement relatif des barres par rapport au sable au cours des essais III, IV, V et VI, on a d'abord écrit un script en Python permettant de modifier tous les éléments de barre tridimensionnels à trois nœuds (BT3) en des éléments de barre frottantes (KRT3). On a ensuite introduit dans les jeux de données le modèle de comportement d'interface. L'introduction du degré de liberté supplémentaire des nœuds des barres frottantes impose enfin de modifier les conditions aux limites.

L'étape suivante concerne la détermination des paramètres de la loi d'interaction entre les tiges et le sable. Faute de résultats d'essais (d'arrachement par exemple), on a cherché à caler ces paramètres de manière à représenter au mieux les résultats des essais en centrifugeuse. Nous avons fixé $C_1 = 5$. 10^7 N/m^2 et $C_2 = 10^7 \text{ N/m}^2$ et fait des études paramétriques sur I_1 et I_2 . On a constaté que si I_1 et I_2 sont grands, les calculs ne reproduisent pas la rupture du front pendant la phase 2 : les résultats sont pratiquement identiques à ceux qu'on obtiendrait avec un modèle dans lequel les éléments de barres sont « adhérents » au sol. Pour obtenir la rupture du front dans les simulations, nous avons diminué progressivement les valeurs de I_1 et I_2 pour obtenir le meilleur accord possible entre les calculs et les essais. Les valeurs retenues finalement sont données dans le Tableau 3.8. Il est intéressant de noter qu'on a été amené à choisir des valeurs différentes de I_1 et I_2 pour les tiges en PVC et les tiges en acier.

Essais	Diamètres (mm)	Paramètres retenus				
IV, V, VI (tiges en PVC)	3	$C_2 = 5.10^7 \text{ N/m}^2$	$I_1 = 50 \text{ N/m}; I_2 = 100 \text{ N/m}$			
III (tiges en acier)	1,2	$C_2 = 10^7 \text{ N/m}^2$	$I_1 = 10 \text{ N/m}; I_2 = 20 \text{ N/m}$			

Tableau 3.8 Paramètres de l'interaction entre les tiges et le sable

Calculs homogénéisés sans glissement relatif entre les tiges et le sable

A titre de comparaison, on a également modélisé le rôle mécanique des tiges en utilisant le modèle de comportement multiphasique développé par Sudret et de Buhan (1999) dans la zone renforcée. On utilise ici la version la plus simple du modèle, dans laquelle on néglige la différence entre le mouvement moyen du sol et celui des barres (il n'y a pas de glissement relatif à l'interface tige-sable). L'inconvénient de ce modèle simplifié est qu'il ne permet pas d'imposer une limite à l'effort transmis par le sol aux tiges par frottement.









Figure 3.23 Maillages utilisés pour les calculs homogénéisés

La Figure 3.23 montre les maillages utilisés pour les calculs homogénéisés. L'approche employée permet de faire les calculs correspondant aux essais III, IV et V avec le même maillage, parce que les boulons ne sont pas représentés à leur véritable place, mais « dilués » sur toute l'étendue de la zone renforcée. En revanche, pour tenir compte de la différence de longueur entre les essais III, IV et V d'une part, et l'essai VI d'autre part, on a

utilisé un maillage différent pour ce dernier. Les deux maillages comportent environ 55000 nœuds et 17000 éléments volumiques (quadratiques).

Le comportement du sable est représenté par le modèle de Fahey et Carter modifié dans la zone renforcée comme dans le reste du massif. Dans la zone renforcée, on donne également les paramètres de renforcement, récapitulés dans le Tableau 3.9. Ils représentent la direction des tiges et leur fraction volumique.

Essais	Module d'Young du	Fraction volumique des				
	matériau	inclusions				
	3000 MPa	0,0012				
IV	3000 MPa	0,0063				
V	3000 MPa	0,0108				
VI	210 000 MPa	0,0063				

Tableau 3.9 Paramètres de renforcement (calculs homogénéisés)

3.4.2 Comparaison entre calculs et mesures

Les capteurs n'ayant pas toujours bien fonctionné (Al Hallak, 1999), on a éliminé le capteur du centre et la comparaison se fera entre les mesures et calculs pour le capteur placé à 30 mm en dessous de la clé (haut du front).

Front renforcé par 48 tiges en PVC (essai V)

La Figure 3.24 compare les déplacements mesurés en haut du front dans les cas renforcé (essai V) et non renforcé (essai II), ainsi que le résultat des calculs discrétisés et homogénéisés obtenus pour l'essai V.



Figure 3.24 Déplacement en haut du front : résultat des calculs discrétisés et homogénéisés pour un front renforcé par 48 tiges en PVC (essai V)

Les mesures montrent que le boulonnage limite l'amplitude des déplacements : la présence des 48 tiges en PVC (essai V) dans le massif raidit le noyau de terrain situé en avant du front. D'autre part, elle contribue à l'amélioration de sa stabilité en diminuant les pressions de rupture, évaluées par Al Hallak (1999) à 8 kPa dans le cas non renforcé (essai II) et à 4 kPa dans le cas renforcé de l'essai V.

Les deux types de calculs réalisés (avec les éléments de barre et avec le modèle homogénéisé) au cours de l'essai V montrent aussi l'importance du renforcement du front de taille par rapport au cas non renforcé. Cependant, le déplacement maximal est un peu surestimé par le calcul discrétisé, et sous-estimé par le calcul homogénéisé, les valeurs calculées étant de 0,30 mm et de 0,16 mm à comparer aux 0,22 mm mesurés (essai V).

Par ailleurs, le calcul homogénéisé ne représente pas la fin de l'essai, dans la mesure où le calcul continu à converger lorsque la pression interne est ramené à zéro. Cela est dû au fait que le modèle utilisé ne prend pas en compte la possibilité d'un écoulement du sable entre les tiges.

En revanche, le calcul discrétisé donne à la fin de l'essai une rupture (déplacements importants vers l'intérieur du tunnel) pour une pression de 4,1 kPa. La prise en compte du glissement relatif des tiges par rapport au massif de sol apporte donc une description plus fine du comportement du sol renforcé.

Influence du nombre de tiges (essai IV : 28 tiges en PVC)

Dans l'essai IV, le front a été renforcé par les mêmes inclusions (même diamètre, longueur et matériau constitutif) que dans l'essai V, mais avec un nombre de tiges plus faible, 28 au lieu de 48. La Figure 3.25 représente les déplacements mesurés pour le capteur placé en haut du front, dans le cas non renforcé (essai II) et pour un front renforcé par 28 tiges (essai IV) et 48 tiges (essai V).



Figure 3.25 Déplacements mesurés en haut du front pour le front non renforcé (essai II) et pour le front renforcé par 28 tiges (essai IV) et 48 tiges (essai V) en PVC

Le déplacement maximum à la fin de la phase 1 est un peu plus faible pour 48 tiges que pour 28 tiges, mais la différence est pratiquement négligeable : la proximité des résultats des essais IV et V semble indiquer qu'il existe une limite au-delà de laquelle il n'est pas efficace d'augmenter le nombre de boulons dans le front.

En ce qui concerne la pression de confinement, Al Hallak (1999) donne pour la pression de soutènement au front minimal la valeur de 5,6 kPa pour 28 tiges, intermédiaire entre les valeurs obtenues sans tiges (8 kPa) et pour 48 tiges (4 kPa).

On représente sur la Figure 3.26 les déplacements calculés en haut du front au cours des essais II, V et IV.



Figure 3.26 Déplacements calculés en haut du front pour le front non renforcé (essai II) et pour le front renforcé par 28 tiges (essai IV) et 48 tiges (essai V) en PVC

Les courbes correspondant aux calculs de l'essai IV se placent bien entre celles des essais V et II (avec les deux approches discrétisée et homogénéisée). Elles sont plutôt plus proches de celle obtenues pour l'essai V que pour l'essai II. Qualitativement, ces résultats sont cohérents avec les mesures (cf. Figure 3.25).

D'autre part, les calculs discrétisés ne convergent pas à la fin des essais IV et V, lorsque la pression appliquée au front devient inférieure à une certaine valeur. Une étude auxiliaire a permis de chercher la valeur minimale de la pression au-dessous de laquelle le calcul cesse de converger. On a obtenu des pressions de rupture de 4,4 kPa (essai IV) et de 4,1 kPa (essai V). Le calcul indique donc que le front renforcé par 48 tiges (essai V) est plus stable que celui renforcé par 28 tiges (essai IV), conformément aux résultats expérimentaux.

En revanche, le modèle homogénéisé conduit à des calculs qui convergent lorsque la pression à l'intérieur du tube est ramenée à zéro : le modèle ne permet pas de représenter

la rupture du front de taille, et donc ne permet pas non plus de discuter l'influence du nombre de tiges sur la stabilité du front.

Influence de la longueur des tiges (essai VI : tiges en PVC de 130 mm)

L'essai VI a été réalisé pour étudier l'influence de la longueur des tiges sur la réponse du front : on a placé dans le front le même nombre de tiges en PVC que dans l'essai IV, mais leur longueur est de 130 mm au lieu de 300 mm. D'après Al Hallak (1999), les capteurs ont mal fonctionné au cours de cet essai, si bien que la seule mesure exploitable concerne la valeur limite de la pression de soutènement du front avant rupture. On obtient une valeur de 4,9 kPa, soit un peu moins que la valeur de 5,6 kPa obtenue avec des tiges plus longues dans l'essai IV. Cela signifie que le front est plus stable pour les tiges les plus courtes, ce qui peut sembler surprenant. On notera cependant que la différence entre les valeurs de la pression limite de soutènement est faible, vraisemblablement de l'ordre de la précision des capteurs. D'autre part, l'absence d'autres résultats de mesures pour cet essai empêche de faire une analyse détaillée du comportement du front. Dans la suite, on se limite à conclure de manière qualitative que la diminution de la longueur des boulons semble avoir peu d'influence sur le comportement général du front.

La Figure 3.27 compare les déplacements calculés du point situé en haut du front pour les essais II, IV et VI. Pour les deux approches de calcul, le résultat de l'essai VI est très proche de celui de l'essai IV. Le déplacement maximal est un peu plus grand pour les tiges plus courtes, mais la différence est modeste.

Les valeurs limites de la pression de soutènement du front avant rupture calculées sont de 4,3 kPa (essai VI) et de 4,4 kPa (essai IV) : le calcul prévoit que le front est plus stable pour les tiges les plus courtes. Ce résultat est conforme (qualitativement) aux mesures, mais surprenant : on n'a pas d'explication à proposer. Cela dit, la différence entre les valeurs limites de la pression de soutènement est très faible (moins de 2% en valeur relative).

Comme pour les essais examinés précédemment, le modèle homogénéisé ne rend pas compte de la fin de l'essai.

En conclusion, pour les essais II, IV, V et VI (front non renforcé ou renforcé par des tiges en PVC), les calculs discrétisés présentent des déplacements calculés acceptables par rapport aux mesures, et représentent correctement la fin de ces essais pendant la phase 2. Les calculs homogénéisés sous-estiment les déplacements calculés par rapport aux mesures et ne simulent pas la fin de ces essais.





Comparaison avec un front renforcé par 37 tiges en acier (essai III)

La Figure 3.28 compare les déplacements mesurés pour le point placé en haut du front au cours des essais II, V et III.



Figure 3.28 Déplacements mesurés en haut du front : cas non renforcé (essai II) et front renforcé par 48 tiges en PVC (essai V) et par 37 tiges en acier (essai III)

Au début de la phase 1, le front semble plus raide pour l'essai III que pour l'essai V. La courbe de l'essai III présente une rupture de pente pour une pression interne d'environ 60 kPa. Au-dessus de cette valeur, les déplacements augmentent plus rapidement, et l'on obtient un déplacement maximal à la fin de la phase 1 plus grand pour l'essai III que pour l'essai V (mais plus faible que dans le cas non renforcé).

Lorsque la pression interne dépasse la valeur de 60 kPa, la courbe présente une rupture de pente assez nette. On peut interpréter ce résultat en estimant qu'à ce stade de l'essai, l'effort transmis aux tiges par frottement devient supérieur à la résistance de l'interface tige-sable, et que le glissement relatif entre le sable et les tiges devient prépondérant.

La Figure 3.29 représente les déplacements calculés (discrétisés, homogénéisés) pour le même point au cours des essais II, V et III.



Figure 3.29 Déplacements calculés en haut du front : cas non renforcé (essai II) et front renforcé par 48 tiges en PVC (essai V) et par 37 tiges en acier (essai III)

Dans les calculs homogénéisés, où il n'y a pas de prise en compte du frottement maximum mobilisable entre les tiges et le sable, la prise en compte des tiges se ramène à une augmentation de la rigidité du sol renforcé : avec cette approche, les tiges en acier (essai III) introduites dans le massif de sol augmentent plus sa rigidité que celles en PVC (essai V). Les déplacements calculés pour l'essai III sont inférieurs à ceux de l'essai V. Pour les calculs homogénéisés, la courbe de l'essai III ne se place pas entre celle des essais II et V (cf. Figure 3.29), contrairement à ce que montrent les mesures.

Au contraire, dans les calculs discrétisés, nous avons pris en compte le glissement relatif des tiges et le sable. Le diamètre des tiges en acier dans le massif de sol est de 1,2 mm et celles en PVC est de 3 mm. D'autre part, les tiges en PVC avaient été enduites de colle puis enrobées de sable lors des essais (contrairement aux tiges en acier). Le frottement entre les tiges en PVC et le massif de sol est donc plus important que celui des tiges en acier à cause de leurs diamètres. Ce qui explique le facteur 5 entre les valeurs des forces d'interaction I_1 et I_2 du modèle pour les tiges en PVC et celles en acier. Avec ces paramètres, les déplacements calculés au cours de l'essai III, se placent bien entre ceux des essais II et V (cf. Figure 3.29).

D'autre part, le calcul discrétisé ne converge pas à la fin de l'essai III. Numériquement, on a obtenu une pression de rupture de 8,1 kPa (essai III), comparée à 4,1 kPa pour l'essai

V. Le calcul indique donc que le front renforcé par 48 tiges en PVC (essai V) est plus stable que celui renforcé par 37 tiges en acier (essai III). Al Hallak (1999) ne donne pas de valeur de pression de rupture mesurée pour l'essai III, mais on peut considérer, au vue de la Figure 3.28, que ce résultat est conforme aux essais.

3.5 Conclusion

Dans ce travail, nous avons simulé les essais en centrifugeuse effectués par Al Hallak (1999) pour étudier le renforcement par boulonnage du front de taille d'un tunnel. Ces essais ont fait l'objet de différentes modélisations numériques par éléments finis en condition tridimensionnelle :

- Al Hallak (1999) a proposé une approche dans laquelle chaque tige était discrétisée en éléments de volume et entourée d'éléments de contact ; le comportement du sol était modélisé à l'aide du modèle de Mohr-Coulomb (avec une élasticité linéaire) ;
- Bourgeois et al (2001) ont utilisé le modèle homogénéisé développé pour les sols renforcés par inclusions linéaires par Sudret et de Buhan, restreint à l'hypothèse d'adhérence parfaite entre les inclusions et le sol ; ces simulations prenaient en compte également un modèle élastique linéaire parfaitement plastique pour le sol.

Dans les deux cas, les auteurs avaient décomposé la première phase de l'essai (montée en accélération de la centrifugeuse) en étapes de calcul successives, au cours desquelles le module du sable augmentait progressivement, pour tenir compte de la densification et de l'augmentation de la contrainte moyenne dans le sable au cours de l'essai.

Al Hallak (1999) présente des résultats pour les simulations des essais II, IV et V seulement. Dans l'ensemble, les résultats sont en accord qualitativement avec les mesures, mais les déplacements à la fin de la phase 1 sont assez nettement sousestimés. Les modélisations représentent relativement bien la deuxième phase de l'essai (diminution de pression interne), y compris la perte de stabilité du front.

Les calculs de Bourgeois et al (2001) présentent les mêmes caractéristiques que les calculs effectués avec l'approche homogénéisée sans prise en compte du glissement soltige présentés ci-dessus : les déplacements calculés pour 28 tiges se placent entre ceux obtenus pour le front non renforcé et ceux obtenus pour 48 tiges ; en revanche, les déplacements obtenus pour 37 tiges en acier sont beaucoup plus faibles que dans tous les autres cas. Pour tous les essais, on ne parvient pas à reproduire la rupture du front. Cela provient du fait que la version du modèle utilisée ne prend pas en compte le glissement relatif des tiges par rapport au sol. On peut cependant signaler qu'il existe une version plus complète du modèle homogénéisé utilisé, qui prend en compte une différence entre le mouvement moyen du sol et celui des tiges et une limite à la force d'interaction entre les deux ; elle devrait permettre d'améliorer les résultats du modèle de ce point de vue, mais ce point reste à vérifier. Dans le travail présenté ici, on a mis en œuvre une approche de simulation différente : les tiges sont représentées par des éléments de barre intégrant une loi d'interaction pour décrire le frottement du sable le long des tiges. Avec cette approche, on parvient à obtenir pour les déplacements des résultats acceptables par rapport aux mesures : les calculs rendent compte de l'influence des tiges dans le front par rapport au front non renforcé, de la différence entre les essais avec 28 et 48 tiges et de la longueur des tiges. Ils rendent compte également de la rupture du front, avec des valeurs de pression de rupture comparables aux valeurs mesurées, et donnent pour l'essai III des déplacements (un peu) plus grands que pour les essais IV et V, ce qui constitue un très net progrès par rapport aux calculs de Bourgeois et al (2001) : ce résultat met en évidence le fait que dans l'essai III, le comportement du front est gouverné par la résistance de l'interface sol-boulon. Il est donc crucial de la prendre en compte pour obtenir une modélisation acceptable lorsqu'on s'approche de la rupture du front.

En pratique, on a représenté les tiges par un type d'éléments de barre particulier, qui permet de prendre en compte une loi d'interaction entre les tiges et le sable qui les entoure. Ces éléments ont été introduits à l'origine pour modéliser le comportement de murs en terre armée (Bourgeois et al, 2012). Nous avons montré ici leur pertinence pour modéliser le renforcement du front de taille d'un tunnel à l'approche de la rupture. Ce modèle est relativement simple, mais nécessite cependant la détermination de paramètres additionnels : faute d'essais permettant de caractériser l'interface tiges-boulons dans les essais en centrifugeuse, les paramètres décrivant le frottement à l'interface ont été déterminés par calage.

L'autre apport des modélisations présentées ici par rapport aux calculs antérieurs réside dans le modèle de comportement que nous avons utilisé pour le sable : il prend en compte la variation du module de cisaillement en fonction de la contrainte moyenne dans le sol, ce qui a permis d'éviter de caler le module dans différentes zones du maillage à plusieurs étapes de la phase de montée en accélération (phase 1). Dans nos calculs, après avoir fait des études paramétriques sur le modèle de Fahey et Carter modifié, nous avons pu simuler la réponse du front dans le cas non renforcé et les cas renforcés, avec les mêmes paramètres pour le sol dans tout le maillage et pour tout le déroulement de chaque essai.

D'autre part, CESAR a été doté d'une fonctionnalité de calcul de charge limite, qu'on a utilisée ici pour évaluer la pression de rupture du front, ce que ne pouvaient pas faire Al Hallak (1999) et Bourgeois et al (2001).

Enfin, on peut signaler que les moyens de calcul actuels permettent d'utiliser des maillages beaucoup plus fins qu'il y a une quinzaine d'années, en conservant des temps de calcul raisonnables.

Dans ce chapitre et dans le précédent, nous avons effectué des modélisations correspondant à une position fixe du front. A partir du chapitre suivant, on présente des modélisations qui prennent en compte l'avancée du front de taille, pour étudier l'influence des présoutènements sur les tassements.

4 Chapitre 4 : Influence des boulons au front sur les tassements

4.1	Intro	oduction	80
4.2	Etu	de bibliographique sur le boulonnage du front de taille	80
4.3	Мо	dèle caractéristique	81
4.3	3.1	Géométrie et maillage	81
4.3	3.2	Conditions aux limites	82
4.3	3.3	Contraintes initiales	83
4.3	3.4	Phases de calcul	83
4.3	8.5	Calcul des forces nodales d'excavation	84
4.3	8.6	Lois de comportement considérées pour le massif et le soutènement	84
4.3	8.7	Hypothèses de modélisation	85
4.4	Situ	ations de calcul étudiées	85
4.4	l.1	Cas 1 : Aucun présoutènement	85
4.4	1.2	Cas 2 : Boulonnage au front à longueur constante	86
4.4	1.3	Cas 3 : Renouvellement des boulons au front	88
4.4	1.4	Cas 4 : Retard de pose du radier	91
4.5	Exp	loitation des résultats	93
4.5	5.1	Tassements instantanés dans le modèle tridimensionnel	94
4.5	5.2	Correction des cuvettes numériques instantanées longitudinales	94
4.5	5.3	Tassements finaux dans le modèle tridimensionnel (Möller 2006)	97
4.6	Ana	alyse des résultats	98
4.6	6.1	Comportement élastique linéaire isotrope	98
4.6	6.2	Comportement élastoplastique sans écrouissage	101
4.6	6.3	Comportement élastoplastique de type Hardening Soil Model (HSM)	113
4.6	6.4	Modèle de Mohr-Coulomb avec E = 60 MPa	115
4.6	6.5	Influence du nombre de boulons au front	116
4.7	Dis	cussion	117
4.8	Cor	nclusion	118

4.1 Introduction

On trouve dans la littérature un très grand nombre de travaux présentant des modélisations numériques du creusement de tunnels. Cependant, peu d'entre elles se proposent de modéliser de manière détaillée l'influence des présoutènements sur les tassements provoqués à la surface par le creusement.

Ce chapitre vise à évaluer l'influence du boulonnage au front sur les tassements provoqués lors du creusement d'un tunnel peu profond, excavé avec la méthode conventionnelle, au moyen de modélisations numériques tridimensionnelles effectuées avec le progiciel CESAR-LCPC (version 6).

Après une courte étude bibliographique sur le boulonnage du front de taille, on présentera le modèle caractéristique qui sert de base à l'étude, établi dans le cadre du projet FUI Newtun qui est à l'origine de ce travail.

On présente ensuite le principe de calcul retenu : on simule le creusement dans un massif parallélépipédique par l'enchaînement d'un certain nombre de phases de calcul associées au processus de construction du tunnel (excavation, marinage des déblais, mise en place du soutènement, mise en place éventuelle des boulons, réalisation du radier, etc.). On définit différentes situations de calcul qui reflètent différentes hypothèses relatives aux boulons et à la pose du radier.

L'examen des résultats obtenus montre la nécessité de les traiter avant de pouvoir les analyser. On exposera d'abord les choix qui ont été faits pour ce traitement, et on analysera enfin les résultats de ces simulations tridimensionnelles en fonction du modèle de sol utilisé et des situations de calcul considérées.

4.2 Etude bibliographique sur le boulonnage du front de taille

D'après Kavvadas (2005), les boulons de front ont un rôle de confinement, en permettant de maintenir une contrainte de compression horizontale non nulle dans le sol devant le front. L'équilibre mécanique est assuré par ancrage des boulons sur une certaine longueur loin du front. On considère généralement que le fonctionnement des boulons se ramène à une interaction mécanique de frottement le long des boulons (les effets de flexion étant considérés comme négligeables).

Les instrumentations de boulons sur le front de taille sont rares, et la plupart des analyses du fonctionnement des boulons reposent sur des analyses de stabilité ou des calculs en déformation, par voie analytique ou le plus souvent numérique.

Anagnostou et Perazzelli (2015) ont proposé une méthode d'analyse du renforcement du front de taille par boulonnage, qui repose sur des considérations d'équilibre limite, et prend en compte la résistance du scellement des boulons au terrain. Les résultats sont exprimés

en termes de densité de boulonnage nécessaire pour assurer la stabilité. Ils examinent aussi l'intérêt de placer des boulons plus longs en partie haute ou basse de la section.

Dias et Kastner (2005) ont étudié par voie numérique le fonctionnement des boulons et montré que les boulons produisent un confinement du front sur une distance de l'ordre d'un demi-rayon, que la zone d'ancrage s'étend sur environ entre 0,5 et 1,2 fois le rayon ; au-delà, les boulons ne sont pratiquement pas chargés.

Dias (1999) a étudié l'influence du boulonnage au front sur les déplacements du massif observés lors du creusement du tunnel. Il a observé que le renforcement du front de taille par des boulons ne permet pas de conserver le terrain dans un état purement élastique, même s'il peut réduire d'environ 60% l'extrusion du front de taille, en cas de boulonnage dense. D'autre part, il a montré que le fonctionnement des boulons peut être décrit en trois zones : la zone de confinement du front concentrée sur une distance de l'ordre d'un demi-rayon, la zone d'ancrage s'étendant environ entre 0,5 et 1,2 rayon, au-delà de 1,2 rayons, les boulons ne travaillent plus. Pour le renforcement du front de taille avec des boulons adhérents de longueur variable, il a montré que le chargement en tête des boulons les plus représentatifs est progressif et il subsiste une zone morte sans transfert notable entre le boulon et le sol, situé entre la tête et la zone d'ancrage.

Concernant l'interaction mécanique entre les boulons et le terrain, certains auteurs ont proposé de rendre compte des résultats d'essais d'arrachement par une loi d'interaction avec radoucissement (Ma et al, 2016, Blanco Martin, 2012). Pour le calcul des tassements, en condition normale de fonctionnement des boulons, on peut estimer que ce niveau de précision dans la description du comportement de l'interaction n'est pas nécessaire. Il l'est en revanche pour étudier la stabilité et la rupture du front de taille renforcé.

On peut aussi citer les travaux de Li et al (2015), qui proposent une étude paramétrique, par voie numérique, de l'influence des paramètres de boulonnage du front, et discutent en particulier la position optimale des boulons : ils suggèrent de les placer en périphérie du front, plutôt qu'au centre. Ils observent aussi, comme d'autres auteurs, qu'il existe une densité de boulonnage au-delà de laquelle la réduction de l'extrusion du front n'évolue plus.

4.3 Modèle caractéristique

4.3.1 Géométrie et maillage

On considère un tunnel cylindrique peu profond, de type métro, de 9 m de diamètre ; la section comporte une voûte circulaire de secteur angulaire à 90°, un piédroit et un radier contre-voûté (Figure 4.1).



Figure 4.1 Géométrie de la section du tunnel

Les paramètres géométriques sont :

- la couverture, prise égale à 15,25 m ;
- la largeur du domaine maillé (120 m) ;
- sa longueur, égale à 133 m ;
- la profondeur de l'axe du tunnel, prise égale à 20 m.

La profondeur du maillage est fixée à 35 m.

La Figure 4.2 représente le maillage tridimensionnel utilisé. Il comporte 276000 nœuds et 100000 éléments quadratiques (pentaèdres à 15 nœuds et hexaèdres à 20 nœuds).



Figure 4.2 Maillage tridimensionnel utilisé

4.3.2 Conditions aux limites

Le fond du modèle numérique est bloqué dans les trois directions (X, Y, Z) alors que sur les plans verticaux, les déplacements normaux et les contraintes tangentielles sont nuls.

4.3.3 Contraintes initiales

Les contraintes initiales sont de type géostatique avec un coefficient des terres au repos égal à 0,7. Cette valeur définit l'anisotropie des contraintes à l'état initial.

4.3.4 Phases de calcul

Après avoir généré les contraintes initiales, on a défini une succession de phases de calcul. Chaque phase (Figure 4.3) consiste à modéliser l'avancement du chantier d'un pas d'excavation (toujours de même longueur égale à 1,5 m), et la mise en place du soutènement en arrière du front. En pratique, dans le calcul, on effectue simultanément les opérations suivantes :

- application sur le contour de la zone à excaver des forces de déconfinement calculées à partir des contraintes de la phase précédente ;
- activation du soutènement correspondant à la phase précédente, à une distance de 1,5 m en arrière du front.



Mise en place du soutènement de la phase précédente (radier + piédroit + voute)

Figure 4.3 Vue d'une phase d'excavation

4.3.5 Calcul des forces nodales d'excavation

Pour simuler les forces de déconfinement associées à l'excavation d'un ou plusieurs groupes d'éléments, on utilise généralement dans CESAR une option appelée « LAM », qui calcule des forces nodales à partir des contraintes stockées dans le fichier de résultats du calcul précédent.

A la fin d'une phase de calcul, les contraintes sont étendues des points d'intégration aux nœuds des éléments avant d'être stockées dans le fichier de résultats. On a, pour un nœud donné, plusieurs valeurs des contraintes, une pour chaque élément auquel il appartient. L'option LAM fait une moyenne arithmétique et calcule ensuite le produit du tenseur de contrainte moyen obtenu avec la normale à la facette chargée. Le passage des points d'intégration aux nœuds et l'opération de moyenne font que le chargement LAM ne ramène pas rigoureusement la contrainte normale à zéro sur une surface excavée. D'autre part, ce chargement s'applique aux faces d'éléments volumiques : il ne permet pas de modéliser l'effet d'une excavation sur des éléments de structure (barre, poutre ou coque).

On a donc utilisé un procédé alternatif permettant de modéliser une excavation, qui repose sur une évaluation des forces nodales à appliquer qui ne fait intervenir aucun procédé d'extrapolation ni de moyenne. Le calcul repose sur la combinaison de deux options : l'option REA du module MCNL dans un premier calcul et l'option EXC du module CHAR dans un calcul ultérieur. En plus d'une meilleure précision, il présente l'intérêt d'être plus polyvalent que le procédé classique, la prise en compte d'éléments de barre, de poutre ou de coque étant relativement simple. Il est cependant relativement plus lourd à utiliser. La structure des données à fournir pour stocker les forces nodales nécessaires et calculer les forces nodales est décrite en annexe.

4.3.6 Lois de comportement considérées pour le massif et le soutènement

Le soutènement est considéré comme élastique linéaire, avec E = 20 000 MPa ; v = 0,2 et γ = 20 kN/m³.

On a considéré trois lois de comportement pour le massif :

- un comportement élastique linéaire isotrope ;
- un comportement élastoplastique sans écrouissage, avec une élasticité linéaire isotrope et un critère de rupture de type Mohr-Coulomb ;
- un comportement élastoplastique avec une élasticité non linéaire et un mécanisme de plasticité frottant avec écrouissage du type du Hardening Soil Model.

Les valeurs retenues pour les différents paramètres (cf. Tableau 4.1) sont proches de celles prises par Janin (2012) et Dias (1999).

Tableau 4.1 Paramètres retenus pour le modèle de sol et le soutènement

	Modèle de comportement	Paramètres					
	Élastique linéaire	$E = 100 \text{ MPa}$; v = 0,3 ; $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$					
Massif	Mohr-Coulomb sans écrouissage	$E = 100 \text{ MPa}; v = 0.3; c = 40 \text{ kPa}; \phi = 25^{\circ}; \phi = 0^{\circ}$					
	Hardening Soil Model	$E_{50}^{ref} = 60 \text{ MPa}; \ E_{ur}^{ref} = 180 \text{ MPa}; \ \nu_{ur} = 0.3; P_{ref} = 100 \text{ kPa}$ m = 0.5; $R_f = 0.9; c = 40 \text{ kPa}; \ \phi = 25^\circ$; $\phi = 0^\circ$					

4.3.7 Hypothèses de modélisation

Les boulons sont modélisés avec des éléments unidimensionnels, travaillant uniquement en traction-compression : ce sont des éléments de barre à trois nœuds (de type BT3 dans CESAR) ; pour les calculs présentés ici, le contact entre le sol et les barres est adhérent parfait. Ce choix vise à limiter le nombre de paramètres à introduire, et à obtenir une estimation « optimiste » du rôle des présoutènements.

4.4 Situations de calcul étudiées

Afin d'évaluer les effets de chaque système de présoutènement sur les déformations du sol observées au cours du creusement d'un tunnel peu profond excavé avec la méthode conventionnelle, quatre types de simulation numérique ont été considérés. Dans toutes les simulations, le pas d'avancement du front de taille reste le même et vaut $\Delta L=1,5$ m.

4.4.1 Cas 1 : Aucun présoutènement

Dans ce cas, aucun système de présoutènement n'a été pris en compte. A chaque excavation du front de taille, on a activé sur 1,5 m le soutènement (voûte + piédroit + radier contre-voûté) correspondant à la passe d'excavation de la phase précédente. La Figure 4.4 illustre le processus d'excavation du front et d'activation du soutènement de la phase précédente.



Phase 2 : excavation et activation du soutènement de la phase précédente (phase 1)

Figure 4.4 Processus d'excavation du front et d'activation du soutènement de la phase précédente

4.4.2 Cas 2 : Boulonnage au front à longueur constante

On a étudié l'influence des boulons au front sur les tassements et sur la réponse du massif, en introduisant dans le maillage des éléments représentant 33 boulons en fibre de verre (soit 1 b/m²), de longueur 18 m (Figure 4.6), sur la moitié du front de taille.

On considère en général que la zone de terrain en avant du front dans laquelle se produisent des déformations significatives s'étend sur une distance de l'ordre du diamètre du tunnel : on peut donc supposer que les boulons éventuellement mis en place dans le front ne sont sollicités que sur une longueur de cet ordre (voir par exemple Janin, 2012 ou Dias, 1999). Pour simplifier la mise en données, on peut proposer de modéliser les boulons par des barres de longueur infinie, ou, comme Janin (2012) ou Gilleron (2016), proposer une modélisation simplifiée, dans laquelle le boulonnage conserve une longueur constante en avant du front de taille. C'est le choix que nous avons retenu ici : au fur et à mesure du creusement du tunnel, à chaque pas d'avancement, un tronçon de boulon est détruit et on ajoute la même longueur $\Delta L=1,5$ m à l'avant du boulon. La longueur des

boulons reste donc égale à 18 m pour toutes les phases de calcul (Figure 4.5). Cette modélisation simplifiée présente deux avantages : d'une part, la préparation des données est un peu plus facile, mais surtout, deux phases successives sont directement comparables, ce qui simplifie l'interprétation des résultats.



Figure 4.5 Simulation du boulonnage au front à longueur constante

Le Tableau 4.2 présente les caractéristiques prises en compte dans les calculs pour les boulons en fibre de verre.

Tableau 4.2 Caractéristiques des boulons en fibre de verre (Janin, 2012)

Module de Young E (GPa)	40
Section (mm ²)	800
Diamètre (mm)	32
Raideur (k=ES en MN)	32
Limite en traction (kN)	0,7

Comme pour la simulation de référence sans boulons (cas 1), le soutènement (voûte + piédroit + radier contre-voûté) est fermé complètement à 1,5 m du front de taille.



Figure 4.6 Répartition des 33 boulons en fibre de verre au front

4.4.3 Cas 3 : Renouvellement des boulons au front

Dans le cas précédent, le boulonnage au front a été considéré à longueur constante. Cette hypothèse n'est pas réaliste. Nous avons donc simulé dans un deuxième temps le cycle de renouvellement des boulons au front.

Les caractéristiques des boulons en fibre de verre sont les mêmes que dans le cas précédent. Le soutènement (voûte + piédroit + radier contre-voûté) est fermé complètement à 1,5 m du front de taille.

Reprenant la démarche proposée par Janin (2012), nous avons procédé de la manière suivante : les boulons ont été répartis sur le front de taille en 3 familles de 11 boulons de longueur 18 m (Figure 4.7).



- Famille A (11 boulons)
- Famille B (11 boulons)
- Famille C (11 boulons)

Figure 4.7 Répartition des boulons au front en 3 familles dans le modèle tridimensionnel

Après la phase d'initialisation (calcul des contraintes géostatiques à l'état initial), on a débuté la simulation avec seulement la famille A au front. On a excavé sur 1,5 m le terrain au front de taille et un tronçon des 11 boulons de la famille A (Figure 4.8, (a)). Après 6 m d'excavation du front et de la famille A, on a activé la famille B (Figure 4.8, (b)). La famille C a été activée après 12 m d'avancée du front (Figure 4.8, (c)).

Toutes les phases de calcul ne sont donc pas équivalentes, contrairement au cas précédent : la procédure adoptée définit un cycle au cours duquel la mise en place d'une nouvelle famille de boulon se produit toutes les quatre phases de calcul (soit 6 m de tunnel creusé), et un cycle de renouvellement complet au bout de 12 phases de calcul.



c) Phase de calcul n°8

Figure 4.8 Illustration du renouvellement des boulons au front au cours du creusement du tunnel peu profond

Le Tableau 4.3 présente de manière globale la schématisation du phasage au cours de la modélisation du renouvellement des boulons.

		18 m		 	18 m			18 m			18 m	
	6 m	6 m	6 m	6 m	6 m	6 m	6 m	6 m	6 m	6 m	6 m	6 m
	Famille A											
	Famille B											
			Famille	С								
Boulons			Famille	Famille A								
au front					Famille	В						
						Famille	С					
							Famille	A				
								Famille	В			
									Famille	С		
										Famille	A	

Tableau 4.3 Schématisation du phasage dans la modélisation du renouvellement des boulons

4.4.4 Cas 4 : Retard de pose du radier

En pratique, sur le chantier, il ne serait pas efficace de refermer la voûte en mettant en place le radier immédiatement après l'excavation : réaliser le radier par tranches de 1,5 m de longueur pénaliserait la cadence de creusement. En pratique, on laisse le front s'éloigner du radier déjà mis en place d'une certaine longueur, et on avance ensuite la réalisation du radier en une seule fois sur une longueur conséquente.

On a donc considéré un quatrième cas de calcul, dans lequel le radier est mis en place par plots de 9 m de long, toutes les six phases de calcul. A chaque avancement du front de taille par pas de 1,5 m, on active le soutènement (voûte + piédroit) de la phase précédente et on augmente la distance entre le front et le radier de 1,5 m. Au bout de six phases de calcul, la distance entre le radier et le front est égale à 9 m. A la phase suivante, on excave à nouveau le tunnel sur 1,5 m, et on modélise la construction du radier sur une longueur de 9 m.

A nouveau, les différentes phases de calcul ne sont pas équivalentes, et on définit donc un cycle de simulation sur six phases successives.

Dans ce calcul, les boulons du front sont actifs sur une longueur constante de 18 m en avant du front de taille, comme dans le cas 2 (avec les mêmes caractéristiques).

La Figure 4.9 illustre la réalisation du retard du radier à 9 m du front et de sa fermeture durant la simulation tridimensionnelle du creusement du tunnel peu profond.



Retard du radier à 9 m du front



Phase 7 de calcul

Fermeture du radier sur 9 m

Figure 4.9 Illustration de la mise en place du retard du radier à 9 m du front et de sa fermeture durant le creusement d'un tunnel peu profond

Dans les prochains paragraphes, on analysera les résultats des différentes simulations effectuées. On présentera rapidement la démarche suivie pour exploiter les résultats.

4.5 Exploitation des résultats

Le principe de la simulation est d'enchaîner un certain nombre de phases de calcul.

On appelle « déplacement instantané » l'incrément de déplacement calculé pour une phase de calcul donnée, et « tassement instantané » l'incrément de déplacement vertical calculé en un point de la surface, pour une phase de calcul donnée.

La Figure 4.10 présente pour le calcul sans présoutènement avec un comportement élastoplastique sans écrouissage de type Mohr-Coulomb, le tassement instantané audessus de l'axe du tunnel au niveau de l'entrée dans le massif (x=y=0 m) en fonction des phases de calcul.



Figure 4.10 Tassements instantanés à l'entrée du massif en fonction des phases de calcul

Les premières phases donnent des tassements instantanés nettement plus importants en valeur absolue que les phases suivantes (Figure 4.10), et ces tassements s'étendent sur une partie significative du maillage. Après un certain nombre de phases de calcul le déplacement instantané pour chaque nouvelle phase de creusement est à peu près identique, à une translation près, à celui de la phase précédente (au moins dans les cas simples où toutes les phases sont équivalentes). Mais, une fois que l'on est parvenu à une situation stabilisée, l'erreur commise lors des premières phases de calcul reste significative, et on ne peut donc pas exploiter directement les déplacements cumulés dus au creusement à partir des incréments de déplacements dus à la dernière phase (pour les cas simples : calcul sans boulons ou calcul avec boulons de longueur constante) ou au dernier cycle (dans le cas des simulations avec renouvellement des boulons ou avec prise

en compte du retard du radier). Il faut aussi préciser les phases utilisées pour exploiter les résultats numériques.

4.5.1 Tassements instantanés dans le modèle tridimensionnel

On considère un point de la surface, situé à une distance x^{*} du front (x^{*} > 0 pour un point en avant du front, x^{*} < 0 pour un point situé en arrière). Lorsque le front avance d'une distance ΔL , ce point subit un tassement « instantané » noté g(x^{*}). Il est raisonnable de penser que l'excavation de 1,5 m de tunnel ne provoque aucun tassement si l'on est suffisamment loin du front, donc que :

$$\lim_{x \to \pm \infty} g(x^*) = 0 \tag{4.1}$$

4.5.2 Correction des cuvettes numériques instantanées longitudinales

Modèle de sol de type Mohr-Coulomb sans écrouissage

La Figure 4.11 présente la cuvette numérique instantanée longitudinale obtenue à la verticale de l'axe du creusement, pour le calcul sans présoutènement avec le modèle de Mohr-Coulomb. Elle a été relevée au bout de la phase de calcul numéro 32.



Figure 4.11 Cuvette numérique instantanée longitudinale obtenue à la surface et dans l'axe du creusement pour le calcul sans présoutènement

Au bout de 32 phases de calcul, le régime permanent est atteint, au sens où cette cuvette est identique à celle obtenue à la phase précédente, translatée de 1,5 m. On note que le résultat numérique ne vérifie pas la condition (4.1) car les tassements instantanés ne s'annulent pas à une certaine distance en arrière du front mais seulement en avant du front. Avec le modèle de Mohr-Coulomb, cette observation reste valable pour les autres situations de calcul étudiées. Nous ne pourrons donc pas évaluer directement le tassement final dans le modèle tridimensionnel : on se propose donc de « corriger » les

cuvettes calculées de manière à obtenir des tassements instantanés nuls à partir d'une certaine distance en arrière du front, tout en restant proches des valeurs calculées pour les points situés près du front. La fonction utilisée pour représenter le tassement corrigé est :

$$h(x^*) = g(x^*) \exp\left(\frac{(-x^*)^6}{2 a^6}\right); \ si \ x^* = (x-l) < 0 \ (arri\`ere \ du \ front)$$
(4.2)

Où g représente le tassement instantané donné par le calcul et le paramètre a est choisi de façon que :

- la différence avec la cuvette numérique d'origine soit faible ;
- les tassements instantanés soient nuls à partir d'une certaine distance en arrière du front.

A titre d'illustration, la Figure 4.12 présente la cuvette numérique de tassement instantané longitudinale obtenue à la surface et dans l'axe du creusement et celle corrigée en utilisant l'expression (4.2) pour le calcul sans présoutènement avec le modèle de Mohr-Coulomb (cf. Tableau 4.1). Dans ce cas, la valeur de a est égale à 20 m.



Figure 4.12 Cuvette corrigée instantanée longitudinale

Dans la suite, tous les tassements instantanés obtenus avec le modèle de Mohr-Coulomb seront corrigées en utilisant l'expression (4.2).

Modèle de sol de type HSM (Hardening Soil Model)

La Figure 4.13 présente la cuvette numérique de tassement instantané longitudinale obtenue à la verticale de l'axe du creusement pour le cas sans présoutènement.



Figure 4.13 Cuvette numérique de tassement instantané longitudinale obtenue à la surface et dans l'axe du creusement pour le cas sans présoutènement

Avec ce modèle, les tassements instantanés sont nuls à partir d'une distance de 45 m en arrière du front de taille. Il n'est donc pas utile de corriger les cuvettes de tassements instantanés longitudinales obtenues avec le modèle HSM, ce qui est un argument fort en faveur de son utilisation dans ce contexte.

Il est difficile d'expliquer précisément pourquoi le tassement est nul en arrière du front avec ce modèle et pas avec le modèle de Mohr-Coulomb, compte tenu de la complexité du chargement et de la géométrie. On rappelle cependant que le modèle HSM présente deux différences avec le modèle de Mohr-Coulomb :

- une élasticité non linéaire où le module de Young E dépend de la contrainte déviatorique et moyenne ;
- un mécanisme plastique écrouissable, et une loi d'écoulement avec un angle de dilatance qui varie de manière complexe.

On rappelle aussi qu'on a utilisé ici le modèle HSM tel qu'il est programmé dans CESAR : cette version simplifiée prend en compte seulement le mécanisme déviatorique, et pas le mécanisme volumique (contractant). Cela montre que le deuxième mécanisme n'est pas nécessaire pour obtenir la fermeture de la cuvette longitudinale en arrière du front.

D'autre part, on a fait un autre calcul, pour le cas sans présoutènement, avec un modèle de sol associant le comportement élastique non linéaire du HSM (Hardening Soil Model) avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb (sans écrouissage). Les tassements instantanés obtenus ne s'annulent pas en arrière du front (Figure 4.14).



Figure 4.14 Comparaison des cuvettes de tassement obtenues pour le modèle HSM et un modèle combinant le comportement élastique non linéaire du HSM avec le critère de Mohr-Coulomb

C'est donc le mécanisme plastique du modèle HSM qui permet d'obtenir des cuvettes de tassements instantanés longitudinales qui se ferment à partir d'une certaine distance en arrière du front.

4.5.3 Tassements finaux dans le modèle tridimensionnel (Möller 2006)

Etant dans le régime permanent, soit $\Delta S_n(x)$ le tassement instantané longitudinal (corrigé si nécessaire) obtenu à la phase n de calcul. Il est relevé en surface sur une ligne parallèle à l'axe de creusement du tunnel, pour différentes valeurs de Y (distance au plan de symétrie).

Pour reconstituer les cuvettes de tassement instantané longitudinales aux phases n-1, n-2, n-3, n-4, n-5, n-6, n-7, etc., on décale vers la gauche le tassement instantané obtenu à la phase n, donné par $\Delta S_n(x)$, de k fois d, où d est le pas d'excavation du tunnel et k=1, 2, ...

D'après Möller (2006), le tassement final est calculé par :

$$S_{\infty}(x) = \lim_{i \to \infty} \sum_{k=0}^{i} \Delta S_{n}(x - kd)$$
 (4.3)

Dans les cas de simulation où les phases de calcul ne sont pas identiques, $\Delta S_n(x)$ représente la somme de toutes les cuvettes de tassement instantané longitudinales obtenues sur un cycle de creusement et il faut remplacer d par la longueur sur laquelle on définit ce cycle. Par exemple, pour le cas 3 et 4, cette longueur vaut 6 m (soit 4 phases de calcul où les boulons au front sont renouvelés) et 9 m (soit six phases de calcul ou le radier est retardé à 9 m du front).

4.6 Analyse des résultats

Afin de s'affranchir des effets de bord, les résultats ont été examinés à partir de la phase 18, soit 27 m de tunnel creusé depuis la face d'entrée dans le modèle tridimensionnel.

4.6.1 Comportement élastique linéaire isotrope

Régimes permanents

La Figure 4.15 présente la variation des tassements instantanés maximaux en fonction du nombre de phases de calcul. Pour les cas 1 (aucun présoutènement) et 2 (boulonnage à longueur constante), les tassements instantanés maximaux deviennent constants au-delà d'une certaine phase. Pour le cas du renouvellement des boulons (cas 3) et du retard de pose du radier (cas 4), on obtient un régime périodique de période 4 et 6 respectivement, qui correspondent au renouvellement d'une famille de boulons tous les 6 m et à la construction du radier tous les 9 m.

Dans le cas 3 (prise en compte du renouvellement des boulons au front), le tassement instantané maximal est le plus grand une phase avant le renouvellement d'une famille complète de boulons ; la valeur maximale du tassement instantané varie d'une phase à l'autre au cours d'un cycle de destruction des boulons, mais cette variation reste modérée entre 0,14 et 0,135 mm (soit \pm 1,4% par rapport à la valeur médiane de 0,138 mm).

Dans le cas 4, les tassements instantanés maximaux augmentent de 0,14 mm à 0,23 mm au fur et à mesure que le front s'éloigne du dernier tronçon de radier construit. Après la fermeture du radier à 9 m en arrière du front, cette valeur passe de 0,23 mm à 0,14 mm. Les variations de tassement instantané maximal d'une phase à l'autre sont donc nettement plus significatives, avec un écart de \pm 17% par rapport à la valeur médiane.







Cas 3 : Boulonnage avec renouvellement







Figure 4.15 Tassements instantanés maximaux en fonction des phases de calcul

On choisira pour les cas 1 et 2, la phase 30 pour relever les tassements et on utilisera la méthode de Möller (2006) pour reconstituer les tassements finaux.

Pour le cas 3, on fait la somme de toutes les cuvettes de tassements instantanés longitudinales obtenues à la surface sur le cycle de creusement correspondant aux phases 28 à 31. On adoptera la même démarche pour le cas 4 sauf que le cycle de creusement correspond aux phases 26 à 31.

Cuvettes de tassements transversales finales

La Figure 4.16 compare les cuvettes de tassements transversales finales pour les différentes simulations étudiées.



Figure 4.16 Cuvettes de tassements transversales finales obtenues à la surface pour les différentes simulations étudiées pour le sol à comportement élastique linéaire

Pour un comportement élastique, la cuvette de tassement transversale finale est identique pour les trois premiers cas : sans présoutènement, boulonnage à longueur constante et renouvellement des boulons. D'autre part, la prise en compte du retard du radier à 9 m du front augmente les tassements calculés : le tassement maximal passe de 5,3 mm à 6,8 mm soit une augmentation de 29%.

Les cuvettes transversales obtenues sont plus larges que celle de Peck, considérée comme une référence représentative d'un grand nombre d'observations sur des chantiers réels. Le paramètre i, défini comme la distance à laquelle le tassement est égal à 60% de la valeur maximale, vaut respectivement 13,3 m dans les cas 1 à 3 et 14,5 m dans le cas 4 (retard du radier) : la prise en compte du retard du radier augmente un peu la largeur de la cuvette calculée. Elle ne dépend donc pas uniquement du type de terrain traversé.

Cuvettes de tassements longitudinales finales

La Figure 4.17 compare les cuvettes de tassements longitudinales finales obtenues à la surface pour les différents cas. Le tassement est nul loin en avant du front, et prend une valeur constante à partir d'une certaine distance en arrière du front.


Figure 4.17 Cuvettes de tassements longitudinales finales obtenues à la surface et dans l'axe du creusement pour les différentes simulations étudiées pour un sol à comportement élastique linéaire isotrope

Pour un massif élastique linéaire isotrope, les cuvettes de tassements transversales et longitudinales finales sont quasiment identiques pour les cas 1 (aucun présoutènement), 2 (boulonnage à longueur constante) et 3 (renouvellement réel des boulons). Pour le cas 4 (retard du radier à 9 m du front), il est intéressant de souligner qu'à partir d'une distance supérieure à 5 m en avant du front de taille, les tassements obtenus sont identiques à ceux des cas 1, 2 et 3.

En arrière du front, dans la zone soutenue, les déformations du sol se stabilisent à une distance de 35 m environ pour les cas 1, 2, 3 et 4. Le retard du front pris en compte dans le cas 4 conduit à une augmentation du tassement au front de 14% par rapport aux cas 1, 2 et 3 (et de 29% pour le tassement final comme on l'a déjà signalé).

4.6.2 Comportement élastoplastique sans écrouissage

Dans cette section, le massif de sol a un comportement élastoplastique sans écrouissage, avec une élasticité linéaire isotrope et un critère de rupture de type Mohr-Coulomb (avec les paramètres du Tableau 4.1).

Régimes permanents

La variation des tassements instantanés maximaux en fonction des phases de calcul a la même allure que pour le massif élastique linéaire isotrope (Figure 4.15). La démarche adoptée et les phases de calcul utilisées pour relever les cuvettes de tassements instantanés longitudinales (corrigées si nécessaires) sont identiques à celles définies pour le sol élastique linéaire isotrope.

Cuvettes de tassements transversales finales

La Figure 4.18 compare les cuvettes de tassements transversales finales pour les différentes simulations. Elle montre que :

- le boulonnage du front à longueur constante (cas 2) diminue le tassement final maximal de 17% par rapport au cas sans présoutènement. Avec le renouvellement des boulons (cas 3), le tassement final maximal n'est réduit que de 11% par rapport au cas 1 (sans présoutènement);
- le retard du radier à 9 m conduit à une augmentation du tassement final maximal de 37% par rapport au cas 1 (sans présoutènement). Pour un retard du radier à 9 m, le calcul avec des boulons de longueur constante donne une réduction du tassement maximal de 11% environ (au lieu de 17% dans le cas où on met le soutènement en place à 1,5 m du front).



Figure 4.18 Cuvettes de tassements transversales finales pour le modèle de Mohr-Coulomb

Cuvettes de tassements longitudinales finales

La Figure 4.19 compare les cuvettes de tassements longitudinales finales. En arrière du front, dans la zone soutenue, les déformations du sol sont stabilisées à une distance de 20 m environ pour les cas où le radier est posé directement derrière le front (cas 1, 2 et 3) ; la stabilisation intervient à une distance plus grande (environ 30 m) lorsque le radier est posé à 9 m du front.

Pour un radier à 9 m avec aucun boulon au front, les tassements finaux obtenus sont confondus aux cas 1 et 3 à partir d'une distance de 15 m en avant du front. Pour un radier à 9 m avec boulons au front à longueur constante, les tassements finaux obtenus sont identiques au cas 2 à partir d'une distance de 15 m en avant du front. A partir d'une distance supérieure à 40 m en avant du front de taille, les tassements finaux obtenus pour les différentes simulations étudiées s'annulent. Il est intéressant enfin de noter que les

tassements au front représentent environ 68%, 62% et 66% des tassements finaux dans les cas 1, 2 et 3 (radier posé directement derrière le front), mais seulement 52% et 57% des tassements finaux pour le retard du radier à 9 m avec boulon au front et sans boulon au front.



Figure 4.19 Cuvettes de tassements longitudinales finales au-dessus de l'axe du creusement pour un massif élastoplastique sans écrouissage (Mohr-Coulomb)

Largeurs et volumes des cuvettes de tassement

Le Tableau 4.4 présente les largeurs et les volumes des cuvettes de tassement obtenues.

Tableau 4.4 Largeurs et volumes des cuvettes de tassement (pour la moitié du tunnel)

Cas étudié	Largeur de la cuvette	Volume de la cuvette
	(m)	(m ³ /m)
Aucun présoutènement	12,37	0,169
Boulonnage à longueur constante	12,37	0,140
Boulonnage avec renouvellement	12,33	0,150
Retard du radier avec boulons	13,34	0,218
Retard du radier sans boulons	13,18	0,243

On note d'abord que toutes les cuvettes de tassement obtenues sont plus nettement larges que la valeur du paramètre i de la formule de Peck si l'on adopte la formule classique i = 0,45H, qui donnerait i = 9 m.

D'autre part, le boulonnage au front à longueur constante donne une diminution du volume de la cuvette de 17% par rapport au cas sans présoutènement.

La réduction n'est que de 6% si on prend en compte le renouvellement des boulons.

Pour les simulations avec un radier à 9 m, le renforcement par des boulons de longueur constante donne une diminution du volume de la cuvette de 10%.

Enfin, la prise en compte du retard de radier, dans le cas sans boulons, conduit à une augmentation du volume de la cuvette de 44% par rapport au cas sans présoutènement mais où le radier est mis en place à 1,5 m du front.

Influence des boulons sur le chemin des contraintes

Le chemin de contraintes représente les variations de la contrainte déviatorique et de la contrainte moyenne en un point donné au cours du creusement. Nous avons adopté les expressions classiques pour la contrainte moyenne p' et la contrainte déviatorique q :

$$p' = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)}{3}$$
(4.4)
$$q = \sqrt{\frac{1}{2} \left(\left[(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 \right] \right)}$$
(4.5)

La Figure 4.20 compare le chemin de contraintes obtenu pour les cas 1 (sans présoutènement) et 2 (boulonnage au front à longueur constante). Il est obtenu en relevant les contraintes sur une coupe longitudinale dans le plan de symétrie vertical (Y = 0 m) et à 2 m au-dessus de la clé du tunnel.



Figure 4.20 Chemin des contraintes obtenu dans l'axe du creusement et à 2 m audessus de la clé du tunnel pour les cas 1 (sans présoutènement) et 2 (boulonnage à longueur constante)

Pour le cas 1 (sans présoutènement), la contrainte déviatorique augmente à partir de l'état initial et atteint sa valeur maximale (q= 129 kPa) à environ 3 m en avant du front de taille. Après le passage du front, les deux contraintes diminuent ensemble, la contrainte moyenne atteint ensuite une valeur minimale avant de réaugmenter dans la zone soutenue.

Pour le cas 2 (boulonnage à longueur constante), les variations sont qualitativement similaires, mais la valeur maximale du déviateur est plus faible, et la valeur minimale de la contrainte moyenne est plus élevée : les boulons contribuent à limiter la chute de la contrainte moyenne.

Dans les deux cas, le chemin de contrainte aboutit, dans la zone soutenue, à un point relativement proche de l'état initial, qui correspond à une contrainte déviatorique plus faible que sa valeur initiale. Ces résultats sont proches de ceux obtenus par Gilleron (2016).

La Figure 4.21 compare le chemin des contraintes obtenu pour le cas 4 (retard du radier à 9 m du front) à celui du cas 1 (sans présoutènement).



Figure 4.21 Chemin des contraintes obtenu à 2 m au-dessus de la clé du tunnel pour les cas 1 (sans présoutènement) et 4 (retard du radier à 9 m du front)

Pour le cas 4, à partir de l'état de contrainte initial, la contrainte moyenne augmente et atteint la valeur de 222 kPa à une distance environ de 2 m du front de taille. La contrainte moyenne commence ensuite à diminuer tandis que la contrainte déviatorique augmente jusqu'à sa valeur maximale de 132 kPa à proximité du front de taille. Ensuite, les deux contraintes diminuent. Dans la zone soutenue (état final), pour les deux cas (cas 1 et 4), on observe des contraintes déviatoriques proches de la valeur initiale.

Autrement dit, le chemin de contraintes dans un calcul tridimensionnel s'avère complexe. Les variations simultanées de p et q peuvent avoir une influence importante sur la déformabilité du sol si l'on utilise des modèles de comportement dans lesquels les modules élastiques dépendent de l'état de contraintes.

Efforts repris par les boulons

Les calculs présentés ici ont été entrepris principalement pour évaluer les tassements en surface, mais on peut aussi s'intéresser au chargement des boulons. On considère ici les cas 2 (boulonnage à longueur constante) et 3 (renouvellement des boulons).

• Cas 2 : Boulonnage à longueur constante

Dans le régime permanent, le chargement des boulons est toujours le même indépendamment de la phase de calcul considérée. La Figure 4.22 présente l'effort normal dans un certain nombre de boulons.



Figure 4.22 Efforts axiaux dans le boulon 6, 7, 16, 17

Les boulons les plus chargés sont les boulons 6, 7, 16, 17. Pour ces boulons, le chargement maximal (N= 77 kN) est obtenu à une distance de 2 m du front. Au-delà de cette distance, l'effort diminue progressivement. On notera aussi les points suivants :

- les variations de l'effort normal dans les boulons est relativement rapide par rapport à la densité du maillage : on a un nœud tous les 75 cm dans la direction de l'axe du tunnel (axe X). Il est possible que le maillage soit trop grossier pour avoir une estimation vraiment bonne des efforts dans les boulons ;
- d'autre part, l'effort en tête des boulons n'est pas nul du fait de l'utilisation des éléments de barre adhérente dans la modélisation.
- Cas 3 : Renouvellement des boulons

Ce cas de calcul permet d'étudier l'évolution du chargement dans le boulon le plus chargé (boulon 17 appartenant à la famille A) en fonction du creusement du tunnel peu profond, à partir de son installation jusqu'à sa destruction (Figure 4.23). On a relevé l'évolution de la

force axiale dans le boulon en fonction de la distance au front à partir de la phase 24 de calcul (longueur du boulon = 18 m).



Figure 4.23 Evolution du chargement dans le boulon le plus représentatif

De la phase 24 à la phase 26, l'effort axial maximal repris par le boulon varie de 50 à 100 kN et est localisé à 1,8 m du front de taille. De la phase 27 à la phase 31 (longueur du boulon comprise entre 15 et 7,5 m), l'effort maximal repris par le boulon est situé à 1 m du front de taille. A partir de la phase 32, l'effort normal maximal est de 155 kN et se trouve à proximité du front de taille ; la valeur maximale est le double de celle donnée par le cas 2, mais reste seulement de l'ordre de 20% de la résistance du boulon. D'autre part, la mise en charge du boulon est progressive, comme l'ont déjà montré Dias (1999) et Janin (2012). Ensuite, quand la longueur du boulon est inférieure ou égale au rayon du tunnel, l'effort axial repris par le boulon commence à diminuer (Figure 4.23).

Influence des éléments utilisés pour représenter les boulons

Dans les études présentées jusqu'à présent, on a utilisé des éléments de barre pour modéliser les boulons en fibre de verre. On se propose de reprendre la modélisation tridimensionnelle du cas 2 (boulonnage à longueur constante) en remplaçant les éléments de barre par des éléments de poutre (à trois nœuds de type PT3). La répartition des éléments de poutre au front, les phasages de calcul, les chargements appliqués et les caractéristiques mécaniques des boulons sont les mêmes que dans le cas 2.

Le Tableau 4.5 présente les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments de poutre de type PT3 dans le maillage tridimensionnel.

Caractéristiques		
	Section réduite suivant les axes y et z	7 10 ⁻⁴ m ²
géométriques	Moment d'inertie de flexion par aux axes y et z	5 10 ⁻⁸ m⁴
	Moment d'inertie à la torsion	10 ⁻⁷ m⁴
	Aire de la section	8 10 ⁻⁴ m ²
mécaniques	Elastique linéaire	E= 40 GPa ; v= 0,2 ;
		ρ= 2000 kg/m ³

Tableau 4.5 Caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments de poutre

La Figure 4.24 présente les cuvettes de tassements longitudinales finales obtenues à la surface au-dessus de l'axe du creusement, avec des éléments de poutre et de barre. La Figure 4.25 présente l'extrusion totale au front. Dans les deux cas, les résultats obtenus avec les éléments de barre sont identiques à ceux obtenus avec les éléments de poutre.



Figure 4.24 Cuvettes de tassements longitudinales finales obtenues à la surface avec les éléments de barre et de poutre



Figure 4.25 Extrusion totale au front obtenue avec les éléments de barre et de poutre

On peut comparer les énergies élastiques de déformations pour les éléments de barre et de poutre. Dans le cas des barres, l'énergie élastique de déformation due à l'effort normal a pour expression :

$$E_d = \int_0^L \frac{N^2}{2ES} \, dx \qquad (4.6)$$

Pour le boulon le plus chargé, l'effort normal maximal vaut 55,7 kN à 2 m du front.

Pour les poutres, l'énergie élastique est égale à la somme des énergies élastiques de déformations due à la traction, la torsion, la flexion et à l'effort tranchant dans la poutre. Elle a pour expression :

$$E_{d} = \int_{0}^{L} \left(\frac{N^{2}}{2ES} + \frac{M_{t}^{2}}{2GJ} + \frac{M_{fz}^{2}}{2EI_{GZ}} + \frac{M_{fy}^{2}}{2EI_{GY}} + \frac{T_{y}^{2}}{2GS^{*}_{Y}} + \frac{T_{z}^{2}}{2GS^{*}_{z}} \right) dx$$
(4.7)

Pour le boulon le plus chargé, l'effort normal maximal vaut encore 55,7 kN. Le moment fléchissant maximal vaut 0,76 N.m et l'effort tranchant maximal 3,46 N. La comparaison des ordres de grandeur montre que l'énergie associée à la flexion et à l'effort tranchant peut être négligée dans le problème étudié. C'est la raison pour laquelle la modélisation des boulons par des éléments de barre ou de poutre donne les mêmes résultats. En pratique, cependant les deux approches sont différentes parce qu'il n'est pas encore possible dans CESAR de prendre en compte le frottement à l'interface sol-poutre contrairement à celle entre le sol et les barres (barres frottantes).

Influence des boulons sur la stabilité du front de taille

L'effet du boulonnage sur les tassements, avec les hypothèses qu'on a faites ici, est relativement limité, surtout si on prend en compte le renouvellement des boulons. On peut cependant chercher à discuter si l'on peut tirer la même conclusion concernant la stabilité du front de taille. On a réalisé un autre maillage tridimensionnel moins dense que celui des études précédentes, présenté sur la Figure 4.26.



Figure 4.26 Nouveau maillage tridimensionnel

Le maillage tridimensionnel obtenu comporte 210000 nœuds et 74000 éléments quadratiques (pentaèdres à 15 nœuds et hexaèdres à 20 nœuds). A ce maillage, on a imposé les mêmes conditions aux limites que dans les études précédentes (cf.4.3.2).

On a considéré un front de taille fixe se trouvant à 49,5 m de la face d'entrée dans le modèle tridimensionnel. Le soutènement (voûte + piédroit) est placé à 1,5 m du front, mais le radier est retardé à 9 m ou à 18 m du front (Figure 4.27).



Figure 4.27 Evolution du retard du radier par rapport au front de taille fixe

On applique à tous les éléments du maillage des forces de volume correspondant à $-\rho e_z$, où e_z est le vecteur unitaire suivant la verticale ascendante, multiplié par un coefficient croissant, qu'on augmente progressivement à partir de la valeur de l'accélération de la pesanteur, prise égale à 10 m/s², afin d'évaluer le facteur de sécurité (qui porte ici sur les forces de volume ; la méthode utilisée pour calculer le facteur de sécurité (FSC) est détaillée au chapitre 2).

Calcul sans boulons au front

Le Tableau 4.6 présente les facteurs de sécurité obtenus pour le retard du radier à 9 et 18 m du front dans le cas sans présoutènement.

Retard du radier (m)	Aucun présoutènement
9	2,31
18	2,18

Tableau 4.6 Facteurs de sécurité obtenus dans le cas sans présoutènement

Il est intéressant de noter que le facteur de sécurité pour un retard du radier à 18 m du front est diminué de seulement 6% par rapport au retard de radier à 9 m du front : s'il est placé à une certaine distance du front, le radier n'a qu'une influence limitée sur sa stabilité.

On considère maintenant le cas où le front est renforcé par des boulons, avec la même répartition de boulons que dans le cas du boulonnage à longueur constante.

Calcul avec des barres adhérentes

Le Tableau 4.7 présente les facteurs de sécurité obtenus pour le retard du radier à 9 m et à 18 m du front pour des boulons modélisés avec des barres adhérentes.

Retard du radier (m)	Aucun présoutènement
9	3,81
18	3,23

Tableau 4.7 Facteurs de sécurité obtenus dans le cas des barres adhérentes

Les facteurs de sécurité ont augmenté de 65% et 48%, pour le radier à 9 m et à 18 m respectivement, par rapport au résultat obtenu pour le même retard sans présoutènement. L'apport des boulons en termes de stabilité du front est donc plus significatif que leur impact sur les tassements.

Calcul avec des barres frottantes

Dans ce cas, les boulons au front sont modélisés avec des barres frottantes. On a mis au point des scripts Python pour remplacer les éléments de barres adhérentes par des éléments de barres frottantes. On a utilisé une loi d'interaction de type élasticité linéaire + plasticité parfaite (Figure 4.28) pour simuler le frottement à l'interface sol-barre, et modifié les conditions aux limites pour tenir compte du degré de liberté supplémentaire des nœuds des barres frottantes.



I : force d'interaction que la barre transmet au sol par unité de longueur,

C^I: coefficient traduisant la rigidité de l'interface sol-barre.

Figure 4.28 Loi de comportement adoptée à l'interface sol-barre

Nous avons considéré une valeur de résistance au frottement latéral unitaire égale à $I_{max} = 30$ kN/m. En supposant que le déplacement relatif de la barre par rapport au sol pour lequel on atteint la résistance de l'interface est de 1 mm, on obtient un coefficient de rigidité à l'interface sol-barre égal à 30000 kN/m².

Le Tableau 4.8 donne les facteurs de sécurité obtenus avec des barres frottantes au front.

Retard du radier (m)	Aucun présoutènement
9	3,31
18	3,03

Tableau 4.8 Facteurs de sécurité obtenus avec des barres frottantes au front

Avec les paramètres choisis à l'interface sol-barre, les facteurs de sécurité obtenus montrent une augmentation de 43% et 39% respectivement pour le radier à 9 m et à 18 m du front, par rapport au cas non renforcé. L'amélioration calculée est plus faible que pour le calcul avec des barres adhérentes, mais reste significative.

4.6.3 Comportement élastoplastique de type Hardening Soil Model (HSM)

Les résultats précédents ont été obtenus pour le modèle de Mohr-Coulomb. Dans un deuxième temps, nous avons utilisé le Hardening Soil Model (HSM), qui combine une élasticité non linéaire et un mécanisme plastique écrouissable, avec les paramètres contenus dans le Tableau 4.1 (cf. 4.3.6). On rappelle que dans CESAR, seul le mécanisme frottant (déviatorique) du modèle HSM a été implanté pour le moment ; le mécanisme contractant n'est pas pris en compte.

La variation des tassements instantanés maximum en fonction des phases de calcul a la même allure que pour le massif élastique linéaire isotrope (cf. Figure 4.10). La démarche adoptée et les phases de calcul utilisées pour relever les tassements est identique à celle définie pour le sol élastique.

Cuvettes de tassements transversales finales

La Figure 4.29 présente les cuvettes de tassements transversales finales obtenues pour les différentes simulations.





Pour le cas 2, les boulons produisent une réduction du tassement final maximal de 17% par rapport au cas sans présoutènement. Pour le cas 3, cette réduction n'est que de l'ordre de 9%. Ces conclusions concordent avec celles obtenues avec le modèle de Mohr Coulomb.

Cuvettes de tassements longitudinales finales

La Figure 4.30 présente les cuvettes de tassements longitudinales finales obtenues avec le modèle HSM pour chaque simulation étudiée. Les résultats permettent de faire les mêmes commentaires qu'avec le modèle de Mohr-Coulomb. La principale différence qui apparait en comparant la Figure 4.30 avec la Figure 4.19 réside dans le fait que la différence entre les cas 2 et 3 est un peu plus significative : dans cette configuration, l'intérêt de la prise en compte du renouvellement des boulons est peut-être plus claire.



Figure 4.30 Cuvettes de tassements longitudinales finales obtenues à la surface et dans l'axe du creusement pour les différentes simulations étudiées avec le modèle de sol (HSM)

Largeurs et volumes des cuvettes de tassement

Le Tableau 4.9 présente les largeurs et volumes des cuvettes de tassement obtenues pour chaque simulation étudiée.

Cas étudié	Largeur de la cuvette	Volume de la cuvette
	(m)	(m³/m)
Aucun présoutènement	12,63	0,179
Boulonnage à longueur constante	12,96	0,150
Boulonnage avec renouvellement	12,77	0,163
Retard du radier avec boulons	14,03	0,218

Tableau 4.9Largeurs et volumes des cuvettes de tassement

Les cuvettes de tassements obtenues pour chaque simulation étudiée sont plus larges que la cuvette de Peck (i=9 m), comme avec le modèle de Mohr-Coulomb. D'autre part, le retard du radier à 9 m du front avec boulons au front à longueur constante augmente la largeur de la cuvette de 11% par rapport au cas sans présoutènement.

Le boulonnage au front à longueur constante diminue le volume de la cuvette de tassement de 16% par rapport au cas sans présoutènement. Pour la simulation plus réaliste, qui prend en compte le renouvellement des boulons, le volume de la cuvette de tassement diminue de 9% par rapport au cas 1 (aucun présoutènement).

Les calculs effectués avec les deux modèles de sol considérés (Mohr-Coulomb et HSM) montrent que, pour les valeurs des paramètres du sol retenues, le boulonnage du front ne permet pas de réduire très sensiblement les tassements en surface.

Il est intéressant de reprendre ces simulations, avec un module de Young plus faible pour le modèle de Mohr-Coulomb pour réévaluer l'influence des boulons sur les tassements en surface.

4.6.4 Modèle de Mohr-Coulomb avec E = 60 MPa

On adopte ici une valeur du module de Young sensiblement plus faible que précédemment (60 MPa au lieu de 100 MPa). Les autres paramètres restent inchangés (cf. Tableau 4.1). Les chargements appliqués, les conditions aux limites, le pas d'excavation du tunnel, les différentes simulations étudiées, sont identiques aux études précédentes.

La Figure 4.31 présente les cuvettes de tassements longitudinales finales obtenues à la surface au-dessus de l'axe du creusement pour le cas 1, 2 et 3.



Figure 4.31 Cuvettes de tassements longitudinales pour E=60 MPa

La comparaison de la Figure 4.31 avec la Figure 4.19 montre que les déformations du sol sont plus grandes pour un sol moins raide : la diminution du tassement maximum obtenue pour le boulonnage du front avec longueur constante diminue est de 20% environ par rapport au cas sans présoutènement. Elle est de 13% pour le calcul avec renouvellement des boulons. Ces valeurs sont à comparer avec les diminutions obtenues pour le module de référence de 100 MPa, qui étaient respectivement de 17 et 11%. La réduction relative des tassements est plus importante pour un sol moins raide.

4.6.5 Influence du nombre de boulons au front

On propose ici une approche simplifiée pour modéliser l'influence du nombre de boulons au front. On cherche à discuter la différence entre les tassements calculés pour un (demi-) front renforcé par 11 barres, 22 barres au lieu de 33 barres.

Pour simplifier la mise en données, on modélise le front renforcé par 11 boulons en modifiant, à l'aide d'un script Python, les fichiers de données utilisés pour le front renforcé par 33 boulons en multipliant la raideur des barres par 11/33. Pour les boulons, on multiplie la raideur prise en compte dans le calcul par 22/33.

A l'issue de ces calculs, la Figure 4.32 compare les cuvettes de tassements longitudinales finales obtenues au-dessus de l'axe du creusement.



Figure 4.32 Cuvettes de tassements longitudinales finales du cas 2, 3 et celles obtenues avec modification des fichiers de données

En premier lieu, il n'y a pas vraiment de différence entre les tassements finaux obtenus avec 22 ou avec 33 boulons. Par contre, pour les 11 boulons, le tassement final maximal a augmenté de 4% par rapport aux 33 boulons discrétisés dans le maillage (cas 2). Les résultats obtenus semblent indiquer qualitativement qu'il existe une limite à l'efficacité des boulons, et on peut penser qu'il n'est plus utile d'augmenter le nombre de boulons au front

au-delà d'une certaine limite (33 boulons, soit une densité de 1 boulon par mètre carré, semble être une bonne évaluation de cette limite dans notre cas).

D'autre part, il est intéressant de noter qu'il y a une différence entre les calculs avec 11 boulons et 22 boulons au front de longueur constante et le calcul avec 33 boulons renouvelés par groupes de 11 (cas 3). On ne retrouve donc pas simplement le résultat du calcul avec renouvellement en modifiant la raideur des boulons dans le calcul sans renouvellement. Il est donc sans doute préférable de prendre le temps de modéliser le cycle de renouvellement, si les outils dont on dispose pour préparer les données du calcul le permettent sans que cela ne complique le travail de manière excessive.

4.7 Discussion

Les résultats obtenus montrent que les calculs dans lequel on prend en compte le renouvellement des boulons au front ne conduit pas aux mêmes résultats que les calculs dans lesquels on prend en compte une longueur de boulons constante. Cette approche se montre plutôt trop optimiste, et ne fournit donc probablement pas une bonne base pour dimensionner le nombre de boulons.

Le modèle Hardening Soil Model a permis d'obtenir des cuvettes numériques de tassement qui se ferment à partir d'une distance en arrière et en avant du front contrairement au modèle de sol de type Mohr-Coulomb sans écrouissage ; il donne donc des résultats plus faciles à exploiter, et on peut juger qu'ils sont aussi plus réalistes.

En revanche, il ne modifie pas sensiblement la largeur de la cuvette de tassement, comme l'avait déjà noté Gilleron (2016) par exemple. Avec les deux modèles considérés, avec et sans boulons, nous avons obtenu des valeurs plus grandes que celles données par la formule de Peck avec une évaluation classique du paramètre i.

Dans les simulations présentées ici, les boulons au front n'ont qu'une influence relativement faible sur les tassements en surface si l'on prend en compte le renouvellement des boulons (réduction de l'ordre de 10%, ou un peu plus pour un massif moins raide). A titre de comparaison Janin (2012) a obtenu une réduction de tassement final par rapport au cas sans présoutènement de 42% pour des boulons en acier, de 32% pour des boulons en fibre de verre dans le calcul à longueur constante, et de 34% (boulons acier) pour le calcul avec renouvellement.

On peut également signaler que nos résultats sont en accord avec ceux de Janin (2012) pour la réduction de l'extrusion du front : il donne une valeur de 25% (contre 19% dans nos calculs).

D'autre part, il a montré que le chargement des boulons est constant pour la modélisation à longueur constante et que les boulons sont sollicités sur quelques mètres, la décroissance des efforts qui marque la zone d'ancrage qui s'étend jusqu'à une fois et demi le rayon au maximum. Pour le renouvellement réel des boulons au front, les boulons les plus chargés sont les mêmes que dans l'approche à longueur constante, mais l'effort axial maximum est supérieur de 15% par rapport au boulonnage à longueur constante. Par comparaison, nous avons obtenu une différence plus significative entre les efforts maximaux dans les boulons calculés avec les deux techniques de simulation, l'augmentation étant plutôt de l'ordre de +100%. On reste cependant largement en dessous de la résistance des boulons.

Pour des hypothèses et des choix de modélisation un peu différents, Gilleron (2016) a montré que le boulonnage du front à longueur constante a pour effet de maintenir la contrainte mineure principale dans le front et d'assurer la stabilité du front de taille. Il a montré que l'effort de traction est maximal à 2 m environ du front de taille et est égal à 80 kN, soit une contrainte dans le boulon égale à 62 MPa, très inférieure à la limite de rupture en traction de ce matériau. Du point de vue du tassement maximal et dans la limite des lois de comportement utilisées, il a montré que le renforcement du front a un impact limité. Dans le cas le plus favorable parmi toutes les simulations qu'il a réalisées, avec une loi élastique non linéaire et des paramètres pour lesquels des déformations plastiques importantes se produisent au front, la réduction des tassements n'est que de l'ordre de 20%, cet ordre de grandeur étant comparable avec les résultats présentés ici.

4.8 Conclusion

Ce chapitre étudie l'influence du boulonnage au front sur les tassements provoqués lors du creusement du tunnel peu profond, en comparant quatre situations de calcul avec différents modèles de comportement pour le sol (élasticité linéaire isotrope, Mohr-Coulomb sans écrouissage, Hardening Soil Model).

Les résultats des modélisations numériques reflètent un grand nombre d'hypothèses et de choix de modélisation dont les conséquences ne sont pas toujours faciles à évaluer, même qualitativement. On ne peut donc que recommander de tester l'influence de ces choix, en réalisant des études paramétriques aussi complètes que possible, bien que cela puisse paraitre pénalisant dans le cas de calculs tridimensionnels.

L'analyse des résultats montre que les calculs faits avec l'hypothèse que les boulons conservent une longueur constante en avant du front donnent des résultats plus favorables en termes de réduction de tassement qu'un calcul fait en prenant en compte le renouvellement des boulons. La simplification que procure cette hypothèse pour la préparation des données étant finalement relativement peu significative, on peut recommander de prendre en compte dans la modélisation le processus de renouvellement réel.

Cela dit, les boulons n'apportent qu'une réduction de tassement assez limitée dans les calculs, de l'ordre de 10 à 20% au maximum, pour des tassements de l'ordre de 10 à 20 mm. Cela ne signifie pas toutefois qu'ils soient inutiles, dans la mesure où leur apport en termes de stabilité est nettement plus conséquent.

Une autre hypothèse faite très couramment dans les modélisations consiste à admettre que le radier est mis en place très près du front de taille, alors qu'en pratique, l'organisation du chantier conduit plutôt à construire le radier à une certaine distance du front. La prise en compte de ce délai de réalisation du radier provoque une augmentation des déformations en tunnel et des tassements en surface calculés (l'augmentation des tassements que nous avons obtenue lorsque la distance de pose passe de 1,5 m à 9 m est de l'ordre de 30 à 40%). Dans le cas spécifique de tunnel en milieu urbain, où les tassements en surface doivent être bien contrôlés, la fermeture du radier au plus près du front de taille pourrait être une clé de la bonne réussite des travaux de construction de tunnel peu profond, sous réserve que cela ne soulève pas des difficultés de mise en œuvre inacceptables sur chantier.

Il reste à évaluer l'efficacité de l'autre procédé de présoutènement pour réduire les tassements, c'est-à-dire la voute parapluie. On l'étudiera de manière détaillée dans le prochain chapitre.

5 Chapitre 5 : Effet de la voute parapluie sur les tassements

5.	1 Ir	ntroduction et motivations du travail présenté1	122
5.2	2 N	Aéthodologie de simulation du creusement d'un tunnel à section variable1	124
	5.2.1	Objectifs de l'approche proposée1	124
	5.2.2	Développements de scripts1	126
5.3	3 ⊦	lypothèses de simulation1	130
	5.3.1	Modèle géométrique1	130
	5.3.2	Choix de modélisation pour la simulation du creusement du tunnel1	132
	5.3.3	Illustration du phasage de calcul simulant le creusement du tunnel1	133
5.4	4 C	Cas de calculs étudiés et principes de l'exploitation des résultats1	136
	5.4.1	Cas de calcul1	136
	5.4.2	Exploitation des résultats1	137
5.	5 E	tude de l'influence de la modélisation des tubes1	138
	5.5.1	Etude paramétrique sur le nombre de tubes1	138
	5.5.2	Influence de la discrétisation des tubes dans le maillage tridimensionnel1	139
5.0	6 F	Résultats obtenus avec le Hardening Soil Model (HSM)1	141
	5.6.1	Tassements instantanés et régimes permanents	141
	5.6.2	Cuvettes de tassements longitudinales finales1	146
	5.6.3	Récapitulatif des tassements finaux maximaux1	148
	5.6.4	Largeurs et volumes des cuvettes de tassements transversales finales1	149
	5.6.5 instar	Influence des présoutènements sur les déplacements horizonta ntanés	aux 150
	5.6.6	Sollicitations dans les tubes de la voute parapluie	151
	5.6.7	Influence de la voute parapluie sur la contrainte déviatorique1	156
	5.6.8	Pertes de volume en souterrain et en surface1	157
	5.6.9	Influence de l'inclinaison des tubes sur les tassements1	159
	5.6.10	D Influence de l'augmentation de l'inertie des tubes sur les tassements1	161
	5.6.1	1 Influence du choix de modélisation de la géométrie du tunnel1	162
5.	7 C	Comportement élastoplastique sans écrouissage de type Mohr-Coulomb1	163
	5.7.1	Cuvettes de tassements longitudinales finales1	163
	5.7.2	Largeurs et volumes des cuvettes de tassements transversales finales1	166
5.8	B C	Comportement élastique non linéaire anisotrope sans écrouissage1	166

5.9	Moc	délisation d'une prévoute « active »	.168
5.9.	1	Notion de voute active	.168
5.9.	2	Simulation du procédé « voute active »	.169
5.9.	3	Illustration des phases de calcul	.171
5.9.	4	Calcul avec le Hardening Soil Model	.172
5.9.	5	Calculs avec le modèle de Mohr-Coulomb	.175
5.10	Disc	cussion	.176
5.11	Con	clusion	.178

5.1 Introduction et motivations du travail présenté

Ce chapitre vise à étudier l'influence de la voute parapluie, utilisée en association avec le boulonnage au front, sur les tassements provoqués lors du creusement d'un tunnel peu profond, excavé avec la méthode conventionnelle. L'approche proposée repose sur l'utilisation de modélisations numériques tridimensionnelles par éléments finis.

Les auteurs qui ont proposé des modélisations prenant en compte la voute parapluie sont relativement peu nombreux. On peut cependant citer Kitchah et Benmebarek (2016), qui ont pris en compte dans un calcul tridimensionnel par différences finies (avec FLAC 3D) les boulons de front et la géométrie réelle de la voute parapluie. La discussion n'est pas centrée sur les tassements, mais plutôt sur l'extrusion du front et les mouvements horizontaux en profondeur dans le massif, pour lesquels les résultats numériques peuvent être comparés avec des résultats inclinométriques.

Song et al (2013) proposent une analyse tridimensionnelle par éléments finis du fonctionnement de la voute parapluie, mais l'objet de l'étude est le dimensionnement des tubes et pas leur impact sur les tassements.

Aksoy et Onargan (2010) présentent une des rares études numériques par éléments finis des tassements induits par le creusement conduite en condition tridimensionnelle et prenant en compte la voute parapluie. Ils ont obtenu numériquement une réduction du tassement de 70%, de 23 mm sans présoutènement à 7 mm avec boulons et prévoute, sans que l'on puisse distinguer la contribution respective des deux dispositifs. Le sol est représenté par le modèle de Mohr-Coulomb. De nombreuses hypothèses et paramètres manquent pour analyser les résultats, comme la profondeur de l'axe du tunnel, la géométrie effectivement prise en compte pour la voute, le type et le nombre d'éléments finis, le nombre de boulons dans le front etc. On peut seulement observer que les raideurs en traction et en flexion indiquées pour les boulons semblent très élevées comparées à celles trouvées dans d'autres références (Gilleron 2016 ; Janin 2012).

Hasanpour et al (2012) ont conduit des simulations sur le cas du métro d'Istanbul, avec la méthode des différences finies, en 3D. Ils obtiennent pour un tunnel de diamètre D = 6 m et une couverture variant entre 2 et 7D, une réduction de tassement maximal en surface de 65% pour un système de présoutènement associant une voute parapluie comprenant 9 tubes et des boulons de front (leur nombre n'est pas connu), le tassement final sans présoutènement étant de l'ordre de 30 à 40 mm. Le massif est représenté par le modèle de Mohr-Coulomb. Le modèle comporte 54000 éléments 3D, associés à des éléments de poutre et de coque. Les auteurs adoptent l'hypothèse que la section est invariante par translation dans la direction du creusement. Dans leurs calculs, la voute parapluie réduit les tassements, mais les résultats ne distinguent pas la contribution de la voute parapluie de celle des boulons de front ; il n'y a pas d'étude de la sensibilité des résultats aux paramètres du système de présoutènements. En revanche, ils étudient l'interaction entre deux tunnels proches, et de la contrainte verticale en place.

Oke et al (2014) ont conduit une étude numérique tridimensionnelle du fonctionnement de la voute parapluie, pour le tunnel de Driskos en Grèce et des tunnels du métro d'Istanbul. Ils présentent des simulations par différences finies, avec une section constante. Ils discutent l'influence de l'espacement entre les tubes et de l'angle d'ouverture de la voute. Il ne semble pas y avoir de prise en compte des boulons de front. La réduction des tassements, due à la voute parapluie, peut atteindre 60% pour une argile représentative du contexte du métro d'Istanbul, à laquelle on attribue un module d'Young de 38 MPa. Il n'y a pas de précisions sur le nombre de nœuds et d'éléments dans le calcul.

Seo et al (2014) présentent une étude consacrée à un procédé de réduction des tassements original, qui consiste à renforcer le sol au-dessus du tunnel depuis la surface par des inclusions verticales en acier. La réduction prévue par une modélisation tridimensionnelle est de l'ordre de 60%.

Ochmanski et al (2015) présentent une des rares modélisations tridimensionnelles cherchant à prendre en compte la géométrie réelle de la voute parapluie et du soutènement en béton. Le front de taille est renforcé par 99 boulons en fibre de verre. La voute est constituée de colonnes de jet grouting de 13 m de long, divergentes. Les calculs sont faits avec Abaqus. Le nombre total de degrés de liberté est d'environ 1,1 million. Les calculs comportent 150 phases de calcul, parce que les auteurs ont cherché à prendre en compte l'augmentation progressive de la raideur du jet grouting et du béton projeté. L'ensemble des phases dure de 48 à 96 h, selon les paramètres de sol considérés, sur une machine avec 12 cœurs et 8 coprocesseurs graphiques, dotée de 96 Go de Ram. Ils ne font pas de commentaire particulier sur la différence de tassement instantané obtenu selon la section excavée, ni sur l'influence des présoutènements sur les tassements : la discussion est plutôt axée sur le choix d'une loi de comportement satisfaisante pour le massif de sol, les limites des modélisations bidimensionnelles, et les efforts obtenus dans le soutènement.



Figure 5.1 Détail du maillage utilisé par Ochmanski et al (2015)

Finalement, les études qui fournissent des éléments de comparaison pour celle qu'on entreprend ici sont celles de Janin (2012), de Monnet et Jahangir (2014), et de Gilleron (2016). Elles reposent sur différentes simplifications :

- Gilleron (2016) adopte pour les tubes constituant la voute une disposition horizontale et une longueur constante en avant du front. Les tubes s'appuient sur le soutènement déjà posé, mais la modélisation ne respecte pas la géométrie conique du dispositif et ne prend pas en compte l'effet du renouvellement périodique des tubes de la voute.
- Janin (2012) et Monnet et Jahangir (2014) ont proposé un modèle dans lequel la disposition géométrique des tubes est reproduite précisément, mais ces tubes ne s'appuient sur la coque en béton construite à mesure que le chantier progresse qu'à une de leurs extrémités.

On peut se demander dans quelle mesure les conclusions obtenues sont influencées par les hypothèses qu'ils ont utilisées. Dans les deux cas, la difficulté principale réside dans la forme tronconique des différents tronçons du soutènement, qui complique fortement la réalisation du maillage pour les calculs par éléments finis ou par différences finies. De ce fait, dans la littérature, très peu de chercheurs se proposent de modéliser en 3D la géométrie réelle du soutènement, et les études correspondantes n'examinent pas les résultats obtenus sur les tassements en surface.

L'objectif de ce chapitre est donc de surmonter cette difficulté en se concentrant sur la prise en compte dans la simulation de la forme tronconique du soutènement.

Une fois le maillage réalisé, différentes études paramétriques sont présentées pour cerner l'influence des différents paramètres de calcul, en particulier les caractéristiques du terrain et des tubes, et l'influence des différentes hypothèses faites dans le calcul.

De manière générale, la géométrie prise en compte dans les calculs présentés dans ce chapitre correspond à une voûte circulaire s'étendant sur 90° à partir de la verticale, avec un piédroit courbe et un radier plat. Comme au chapitre précédent, on définit différentes situations de calcul correspondant à différentes configurations de renforcement ou différentes options pour modéliser un même dispositif de renforcement ; on reconduit également la méthodologie adoptée pour l'exploitation des résultats. On analyse les résultats de ces différentes simulations en fonction du modèle de sol utilisé.

5.2 Méthodologie de simulation du creusement d'un tunnel à section variable

5.2.1 Objectifs de l'approche proposée

La particularité du problème étudié repose sur le fait que la section du tunnel varie dans la direction du creusement (Figure 5.2), et que les tubes de la voute parapluie s'appuient sur le soutènement déjà posé. La masse de sol excavé et la taille des cintres varient donc entre deux pas d'excavation successifs, ainsi que la longueur des tubes au-dessus de la voute.



Figure 5.2 Profil de soutènement du tunnel Sud de Toulon (Janin, 2012)

Une difficulté classique des calculs par éléments finis tridimensionnels réside dans le fait que les préprocesseurs ne permettent pas forcément de faire varier la géométrie sans avoir à refaire un travail considérable. Dans cette étude, qui vise à explorer de manière numérique l'influence de différents paramètres, on se donne comme objectif de pouvoir prendre en compte facilement un ensemble de données géométriques : rayon de la voute, profondeur de l'axe, épaisseur de béton, mais aussi l'inclinaison des tubes de la voute par rapport à l'horizontale, le nombre de tubes et l'ouverture angulaire de la voute, la longueur des passes de creusement, la longueur totale de creusement pour pouvoir modifier facilement le maillage si un calcul ne parvient pas à un régime permanent, au sens qu'on a donné à ce terme au chapitre précédent.

D'autre part, la succession des phases de creusement, qui se traduit par l'activation et la désactivation de groupes d'éléments et la définition des forces de déconfinement appliquées sur des surfaces différentes à chaque étape de calcul, fait de la préparation « manuelle » des données avec une interface graphique classique un travail délicat et difficile à vérifier. C'est d'ailleurs l'intérêt de l'outil métier développé par Itech dans le cadre du projet Newtun pour automatiser les étapes de maillage, de préparation des données et d'exploitation des résultats, mais avec une section invariante dans la direction du creusement, comme dans les calculs présentés par Gilleron (2016).

On a donc choisi de construire le maillage, d'une part, et les données relatives aux matériaux et aux chargements aux différentes étapes non pas à l'aide de l'interface graphique CLEO de CESAR, mais en utilisant des outils de scriptage.

L'objectif de la méthodologie proposée ici est donc de pouvoir simuler le creusement d'un tunnel peu profond à section variable, en faisant varier un grand nombre de paramètres

géométriques et matériels, et en prenant en compte différentes possibilités de modélisation du processus de creusement (par exemple, le renouvellement des boulons au front).

5.2.2 Développements de scripts

Pour prendre en compte dans les calculs une section de tunnel variable et le renouvellement de la voute parapluie, on a développé deux scripts pour la :

- définition de la géométrie et du maillage, on a écrit un script au format geo à l'aide des commandes GMSH (logiciel libre de maillage et de post-traitement) ;
- prise en compte des phases de creusement, de mise en place des boulons et des tubes de la voute, on a développé un script en Python, qui utilise les modules Python qui constituent le « Pilote » de CESAR. Le Pilote permet de générer de manière automatique les données d'entrée du code de calcul.

Script au format geo

Ce script de commandes GMSH permet de prendre en compte la conicité de la voute parapluie. Dans le cas représenté sur la Figure 5.2, le processus de creusement est périodique, et constitué de cycles : au début de chaque cycle, on met en place dans le terrain une voute parapluie comportant un certain nombre de tubes sur une longueur de 18 m en avant du front. La voute suivante est posée au début du cycle suivant, 9 m plus loin : deux voutes successives se chevauchent sur une longueur de 9 m. Chaque cycle est divisé en six passes d'excavation de 1,5 m chacune. D'autre part, la section augmente au cours d'un cycle, comme le montre la différence entre les deux demi-sections présentées sur la partie gauche de la Figure 5.2.

Le script GMSH prend en entrée :

- les dimensions du domaine parallélépipédique qui représente le massif dans lequel le tunnel sera creusé ;
- la profondeur de l'axe du tunnel ;
- l'épaisseur du béton constituant le soutènement ;
- le nombre et la longueur des tubes de la voute parapluie ;
- la distance entre les tubes de deux voutes parapluies successives ;
- l'angle d'inclinaison des tubes de la voute parapluie ;
- l'angle de départ et l'angle final par rapport au rein du premier et du dernier tube de la voute parapluie ;
- le nombre de cycles maximal que l'on peut prendre en compte dans le calcul, le maillage étant complété par un massif de sol suffisamment long en avant de la dernière position du front de taille ;
- les dimensions de la section du tunnel correspondant au début de chaque cycle.

A titre d'illustration, on présente les résultats obtenus avec les caractéristiques géométriques données dans le Tableau 5.1 et les paramètres du dispositif de

renforcement par voute parapluie donnés dans le Tableau 5.2. Le maillage est inclus dans un parallélépipède de 56 m de longueur, 30 m de largeur et 30 m de profondeur.

Paramètres liés au tunnel	Valeurs
Rayon de la voute (m)	5
Rayon du piédroit (m)	17
Profondeur de l'axe du tunnel (m)	20
Nombre de sections initiales de tunnel	4
Pas d'excavation du tunnel (m)	1,5

Tableau 5.1 Caractéristiques géométriques tunnel

Tableau 5.2 Paramètres liés aux tubes de la voute parapluie

Paramètres liés aux tubes	Valeurs
Nombre de tubes	6
Longueur des tubes (m)	18
Angle d'inclinaison des tubes (°)	6
Angle de pose du premier tube (°)	15
Angle de pose du dernier tube (°)	75
Longueur de renouvellement des tubes (m)	9

La Figure 5.3 présente la géométrie du tunnel et le maillage tridimensionnel obtenu pour la moitié du massif après exécution du script GMSH. Il comporte 170000 nœuds et 140000 éléments tétraédriques à 10 nœuds, et l'exécution du script dure 3 minutes.



Figure 5.3 Lignes définissant la géométrie du tunnel (en haut) et vue en 3D du maillage tridimensionnel réalisé avec GMSH

La Figure 5.4 présente la géométrie du soutènement (voute, piédroit et radier) et les tubes de la voute parapluie.



Continuité du soutènement lors de la mise en place des tubes d'une nouvelle voute parapluie dans le terrain

Figure 5.4 Soutènement du tunnel et les tubes de la voute parapluie

La mise au point du script a été relativement longue et délicate, mais a permis d'obtenir un outil robuste. Il est donc possible sans effort supplémentaire d'étudier l'influence sur les résultats des différents paramètres listés ci-dessus (les dimensions du domaine maillé, celles de la section initiale de tunnel, le nombre de tubes de la voute parapluie, leur inclinaison, la répartition des tubes au niveau de la voute, la densité du maillage). La souplesse de cet outil sera mise à profit dans la suite.

Script Python en langage de commandes Pilote

Pour constituer les données relatives au processus d'excavation et de pose des différents éléments du soutènement et du présoutènement, la solution adoptée ici consiste à écrire un script en Python à l'aide des commandes du langage Pilote développé par Philippe Lévêque (IFSTTAR) pour le solveur CESAR. Ce langage permet de générer les fichiers de données du solveur CESAR pour chaque phase de creusement, de convertir les résultats

du calcul en fichiers exploitables avec GMSH (fichier .pos) et de relever différentes parties du résultat (comme les sollicitations dans les tubes de la voute parapluie).

Le script reflète le processus de creusement, modélisé par une succession de phases de calcul qui consistent à appliquer des forces de déconfinement sur la frontière de la zone à excaver et à activer le soutènement du tunnel (voute + piédroit + radier plat) de la phase précédente sur une distance de 1,5 m du front.

D'autre part, ce script est conçu de manière à :

- activer, tous les 9 m de tunnel creusé, les tubes de la voute parapluie ;
- représenter la mise en place des boulons au front (en prenant en compte le cycle de renouvellement des boulons ou en adoptant une modélisation simplifiée) ;
- préparer des données annexes qui permettent des dépouillements spécifiques. En particulier dans la suite, on cherchera à étudier comment se répartit la perte de volume en souterrain entre les zones situées en arrière du front, au niveau du décousu et en avant du front de taille ; pour cela, on définit un chargement correspondant à une pression fictive sur différentes surfaces ou ensembles de surfaces géométriques du maillage.

Organigramme de simulation du creusement du tunnel

L'organigramme ci-dessous résume en général les différentes étapes à suivre pour simuler le creusement d'un tunnel peu profond à section variable (Figure 5.5).



Figure 5.5 Organigramme pour simuler les différentes phases du creusement d'un tunnel peu profond à section variable

5.3 Hypothèses de simulation

Cette section récapitule les hypothèses et les procédés de modélisation retenus.

5.3.1 Modèle géométrique

Dimensions du tunnel

La section initiale correspond à un tunnel de type métro composée d'une voute de secteur angulaire à 90° de rayon 4,5 m, d'un piédroit de rayon 13,5 m, et d'un radier plat. La profondeur de l'axe est de 20 m ; l'épaisseur du soutènement vaut 30 cm.

Dimensions du domaine maillé

Le domaine maillé est un parallélépipède de 91 m de long, 50 m de large et 30 m de profondeur.

Paramètres de la voute parapluie

Les tubes de la voute parapluie sont inclinés de 6° par rapport à l'axe du tunnel. Chaque tube a pour longueur 18 m. Une nouvelle série de tube est mise en place au bout de 9 m de creusement. Le premier tube et le dernier tube sont posés à 15° et 75° par rapport au rein du tunnel. Les maillages utilisés dans les simulations présentées dans la suite comportent 19 tubes (pour la moitié de la section).

Nombres de sections initiales de tunnel

Pour obtenir un maillage tridimensionnel suffisamment long, on a testé plusieurs maillages correspondant à des nombres de cycles de creusement de 9 m différents : on a retenu finalement un maillage avec cinq sections initiales de tunnel, une section initiale correspond à une phase d'activation des tubes dans le modèle tridimensionnel.

Nombres de passes d'excavation

Le pas d'excavation est fixé à 1,5 m : chaque cycle de 9 m de creusement entre la mise en place de deux voutes parapluies correspond donc à 6 passes d'excavation et 6 phases de calcul.

Maillage tridimensionnel

La Figure 5.6 présente un exemple de maillage tridimensionnel obtenu. Il comporte 314000 nœuds et 230000 éléments tétraédriques à 10 nœuds.



Figure 5.6 Maillage tridimensionnel obtenu avec GMSH

5.3.2 Choix de modélisation pour la simulation du creusement du tunnel

Conditions aux limites

Le déplacement des nœuds de la base du modèle est bloqué dans les trois directions. Sur les plans verticaux, les déplacements normaux et les contraintes tangentielles sont nuls.

Contraintes initiales

Les contraintes initiales sont de type géostatique avec un coefficient des terres au repos égal à 0,7. Cette valeur définit l'anisotropie des contraintes à l'état initial.

Boulons au front de taille

Compte tenu de la difficulté rencontrée pour reproduire la géométrie de la voute, on a choisi une approche simplifiée pour modéliser les boulons au front : on a utilisé le modèle « multiphasique » de Sudret et de Buhan, dans sa version la plus simple, où il n'y a pas de glissement relatif entre le sol et les boulons (cf. chapitre 3).

Tubes de la voute parapluie

Les tubes sont modélisés par des éléments de poutre tridimensionnelle à trois nœuds ; le contact entre le sol et les tubes est parfaitement adhérent dans la zone non soutenue (décousu et en avant du front) ; il en est de même pour la partie des tubes appuyée sur le soutènement du tunnel.

Lois de comportement

Le soutènement et les tubes de la voute parapluie sont considérés comme élastiques linéaires, avec les caractéristiques retenues dans le Tableau 5.3.

	Paramètres
Soutènement	$E{=}~20~000$ MPa ; v= 0,2 ; $\rho{=}~2000$ kg/m^3
Tubes de la voute parapluie	E= 210 000 MPa ; v= 0,2

Tableau 5.3 Paramètres mécaniques du soutènement et de la voute parapluie

On a considéré deux lois de comportement pour le massif :

- un comportement élastoplastique sans écrouissage, défini par une élasticité linéaire isotrope associée au critère de Mohr-Coulomb ;
- un comportement élastoplastique avec une élasticité non linéaire et un mécanisme de plasticité de type frottant avec écrouissage du type Hardening Soil Model.

Les valeurs retenues pour les différents paramètres (Tableau 5.4) sont proches de celles prises par Janin (2012) et Dias (1999).

Lois de comportement	Paramètres
Mohr-Coulomb sans écrouissage	E= 60 MPa ; v= 0,3 ; c= 40 kPa ; ϕ = 25°; ψ =0°
Hardening Soil Model (HSM)	$\begin{split} E^{ref}_{50} &= 60 \text{ MPa} \text{ ; } E^{ref}_{ur} = 180 \text{ MPa} \text{ ; } \vartheta_{ur} = 0,3 \text{ ;} \\ p_{ref} &= 100 \text{ kPa} \text{ ; } m = 0,5 \text{ ; } R_f = 0,9 \text{ ;} \\ c &= 40 \text{ kPa} \text{ ; } \phi = 25 \text{ ; } \phi = 0^\circ \end{split}$

Tableau 5.4	Paramètres	retenus	nour	le massif
Tableau J.4	r alamettes	IEIEIIUS	pour	10 11102211

Caractéristiques des tubes de la voute parapluie

Le Tableau 5.5 présente les caractéristiques des tubes pétroliers attribuées aux éléments de poutre de la voute parapluie (tirées de Gilleron, (2016), qui indique que la société DYWIDAG propose quatre autres types de tubes plus petits).

Туре	Section	Inertie	Diamètre	Epaisseur	Module de Young
	(cm²)	(cm ⁴)	externe (mm)	(mm)	(GPa)
Tubes pétroliers	61,1	1860	168,0	12,5	210

5.3.3 Illustration du phasage de calcul simulant le creusement du tunnel

La Figure 5.7 illustre les premières phases de calcul.



Phase 3 : excavation sur 1,5 m et activation du soutènement de la phase précédente

Phase 4 : excavation sur 1,5 m et activation du soutènement de la phase précédente



Figure 5.7 Illustration de quelques phases de creusement du tunnel

5.4 Cas de calculs étudiés et principes de l'exploitation des résultats

5.4.1 Cas de calcul

Afin d'évaluer les effets de chaque système de présoutènement sur les tassements provoqués lors du creusement du tunnel, plusieurs cas de simulations ont été étudiés. Ils sont présentés dans le Tableau 5.6.

Cas	Présoutènement	Radier
1	Aucun	à 1,5 m et à 9 m du front
2	Boulonnage au front à longueur constante	à 1,5 m et à 9 m du front
2bis	Boulonnage au front avec renouvellement	à 1,5 m et à 9 m du front
3	Voute parapluie	à 1,5 m du front
4	Voute parapluie + boulonnage longueur constante	à 1,5 m à 9 m du front

Tableau 5.6 Récapitulatif des différents cas de simulations étudiés

Dans les cas 1, 2, et 2bis, les démarches adoptées sont identiques à celles définies au chapitre 4.

Dans le cas 2, les paramètres choisis pour le modèle multiphasique de Sudret et de Buhan (1999) sont présentés dans le Tableau 5.7.

Tableau 5.7 Paramètres retenus pour le modèle simple de Sudret et Buhan

Paramètres	Valeurs
Module de Young des boulons (GPa)	40
Section des boulons (m ²)	0,0008
Disposition géométrique des boulons (°)	parallèles à Ox
Fraction volumique	7,3 10 ⁻⁴

On rappelle que la fraction volumique est égale au produit du nombre de boulons au front par la section d'un boulon, divisé par la section du tunnel.

Pour le cas 2bis, la fraction volumique des boulons n'est pas constante. En se basant sur la démarche proposée au chapitre 4, le Tableau 5.8 illustre le nombre de boulons en avant du front et l'étendue de la zone renforcée pour chaque phase de calcul. Connaissant le nombre de boulons en avant du front pour chaque phase de calcul et la longueur de la zone renforcée (Tableau 5.8), on calcule la fraction volumique des boulons.
Phases de	Longueur de tunnel	Nombre de boulons	Longueur de la
calcul	creusé (m)	au front (nb)	zone renforcée (m)
1	1,5	11	18
2	3	11	18
3	4,5	11	18
4 à 7	6	22	12
		11	6
		33	6
8 à 11	12	22	6
		11	6
		33	6
12 à 15	18	22	6
		11	6
		33	6
16 à 19	24	22	6
		11	6
		33	6
20 à 23	30	22	6
		11	6
		33	6
24 à 27	36	22	6
		11	6
		33	6
28 à 31	42	22	6
		11	6

Tableau 5.8 Illustration du nombre de boulons en avant du front et l'étendue de la zone renforcée pour chaque phase de calcul

5.4.2 Exploitation des résultats

A cause du caractère non cylindrique de la section du tunnel, toutes les phases de calcul ne sont pas équivalentes : la méthode utilisée pour la reconstitution des tassements finaux est identique à celle définie au chapitre 4. On reconduit aussi la méthode utilisée pour la correction des cuvettes numériques instantanées longitudinales. Afin de s'affranchir des effets de bord, les résultats sont examinés à partir de la phase 13 de calcul, soit 19,5 m de tunnel creusé depuis la face d'entrée dans le modèle tridimensionnel.

5.5 Etude de l'influence de la modélisation des tubes

Cette section présente quelques études préliminaires visant à préciser l'influence des tubes sur les résultats de calcul et l'influence de certains choix de modélisation que l'on peut faire.

5.5.1 Etude paramétrique sur le nombre de tubes

On commence par discuter l'influence du nombre de tubes pris en compte dans le calcul sur les tassements calculés. On a effectué quatre calculs, avec 0, 7, 19 et 25 tubes, cette valeur correspondant au profil de soutènement PS4 du tunnel Sud de Toulon (Figure 5.2).

Le soutènement du tunnel (voute + piédroit + radier plat) est fermé à 1,5 m du front et le sol a un comportement élastoplastique sans écrouissage de type Mohr-Coulomb.

La Figure 5.8 présente les cuvettes de tassements longitudinales finales obtenues audessus de l'axe du tunnel pour 0, 7, 19 et 25 tubes.



Figure 5.8 Cuvettes de tassements longitudinales finales obtenues pour les différents tubes discrétisés dans le maillage

Avec 7 tubes, le tassement final maximal calculé est réduit de 10% par rapport à celui obtenu sans tubes. Pour 19 tubes, il est réduit de 16% par rapport au cas sans tubes. Avec 25 tubes, la cuvette de tassement longitudinale finale est confondue avec celle obtenue avec 19 tubes.

Cette étude préliminaire montre, d'une part, que les résultats de calcul prennent en compte de manière cohérente l'effet du renforcement par la voute parapluie. D'autre part, elle indique qu'il existe un nombre de tubes au-dessus duquel on n'a plus de réduction supplémentaire des tassements : dans notre cas, on obtient sensiblement les mêmes

tassements pour 25 tubes que pour 19. Cela peut constituer une indication utile pour la conception et le dimensionnement de la voute parapluie.

5.5.2 Influence de la discrétisation des tubes dans le maillage tridimensionnel

La prise en compte dans le maillage d'un grand nombre de tubes au-dessus du front peut poser des problèmes pour la constitution du maillage si l'on ne dispose pas d'un outil robuste pour générer simplement un maillage paramétré (comme le script que nous avons développé pour cette étude). Elle conduit aussi à augmenter le nombre de degrés de liberté et donc la durée des calculs. De nombreux auteurs procèdent donc à une simplification, qui consiste à prendre en compte dans leurs simulations un nombre réduit de tubes, en leur donnant des caractéristiques mécaniques plus élevées que celle des tubes réels. On se propose ici de discuter la validité de cette simplification. On conserve les hypothèses de la section précédente : le soutènement est fermé à 1,5 m du front et le sol a un comportement élastoplastique sans écrouissage de type Mohr-Coulomb.

On cherche à discuter si l'on peut retrouver les tassements calculés avec un nombre de tubes N en faisant un calcul avec un nombre de tubes réduit N' dans le maillage, auxquels on attribue un module égal à N/N' fois le module des tubes du calcul de référence. Le Tableau 5.9 présente les valeurs de N et N' que nous avons prises en compte.

Tableau 5.9 Différentes valeurs attribuées à N et N'

Etude	N	N'
1	19	7
2	25	19

La Figure 5.9 compare la cuvette de tassement longitudinale finale de l'étude 1 à celle obtenue avec 19 tubes discrétisés dans le maillage tridimensionnel. Elle montre que le fait de prendre en compte dans le maillage 7 tubes au lieu de 19 conduit à un tassement plus grand : autrement dit, cette simplification peut conduire à sous-estimer l'efficacité réelle des tubes dans le modèle tridimensionnel.



Figure 5.9 Cuvette de tassement longitudinale finale obtenue avec 7 et 19 tubes

La Figure 5.10 compare la cuvette de tassement longitudinale finale de l'étude 2 à celle obtenue avec 25 tubes discrétisés dans le modèle tridimensionnel. La cuvette de tassement finale obtenue avec 19 tubes est presque confondue avec celle calculée avec 25 tubes discrétisés dans le maillage. Ce résultat montre que, globalement, si les tubes sont suffisamment proches les uns des autres dans le maillage, il est justifié de prendre en compte dans les simulations un nombre de tubes réduit par rapport au nombre effectivement utilisé sur le chantier, à condition de prendre en compte une raideur corrigée. Nous tirons parti de cette conclusion pour fixer dans la suite le nombre de tubes à 19 dans le modèle tridimensionnel.



Figure 5.10 Cuvette de tassement longitudinale finale obtenue avec 19 et 25 tubes

Ce type d'étude paramétrique pourrait également permettre de comparer deux solutions, et d'optimiser le couple (nombre de tubes / inertie des tubes) pour parvenir à un objectif fixé en termes de tassements, selon qu'il est plus efficace sur chantier de mettre en place des tubes plus nombreux mais plus petits ou un plus petit nombre de tubes plus gros.

5.6 Résultats obtenus avec le Hardening Soil Model (HSM)

On présente ici les résultats obtenus en adoptant pour le massif le modèle HSM avec les paramètres du Tableau 5.4.

5.6.1 Tassements instantanés et régimes permanents

Cas 1 : aucun présoutènement

Avec un radier mis en place à 1,5 m du front, les tassements instantanés sont maximaux à 5 m environ en avant du front. La Figure 5.11 présente leurs variations en fonction des phases de calcul. Le tassement maximal instantané est très différent d'une phase à l'autre, à cause de la variation de la section excavée due à la géométrie conique du soutènement. Le tassement instantané maximal à la phase 18 est de 30% supérieur à celui de la phase 14, et pratiquement 3 fois plus grande qu'aux phases 13 et 19.



Figure 5.11 Tassement instantané maximal en fonction des phases de calcul pour un radier à 1,5 m du front

On a fait le même calcul avec un radier mis en place à 9 m du front. La Figure 5.12 présente la variation du tassement instantané maximal en fonction des phases de calcul.



Figure 5.12 Tassement instantané maximal en fonction des phases de calcul pour un radier à 9 m du front

Le tassement instantané maximal obtenu à la phase 18 a augmenté de 23% par rapport au même cas avec un radier à 1,5 m. Dans les deux calculs, le régime permanent est atteint à partir de la phase 13 de calcul, au sens où les résultats sont périodiques sur une période de six phases de calcul.

Cas 2 : Boulonnage au front à longueur constante

Les tassements instantanés sont maximaux à 6 m environ en avant du front : le boulonnage décale donc la position du tassement maximum. La Figure 5.13 présente les variations du tassement maximum instantané en fonction des phases de calcul. Le tassement maximal se produit à la phase 17 (au lieu de la phase 18 dans le calcul sans boulons). A la phase 19 (début d'un autre cycle de creusement), il est réduit de 69% par rapport à la phase 17. Le régime permanent est établi à partir de la phase 13 de calcul.



Figure 5.13 Variation du tassement instantané maximal en fonction des phases de calcul pour le cas 2 avec un radier à 1,5 m du front

Dans le même cas avec un radier à 9 m du front, les tassements instantanés sont maximaux à 6 m environ du front. Les variations du tassement maximal instantané en fonction des phases de calcul (Figure 5.14) ont la même allure que pour le radier à 1,5 m du front. D'autre part, à la phase 17 par exemple, le tassement instantané maximal a augmenté de 12% par rapport au même cas avec un radier à 1,5 m du front.



Figure 5.14 Variation des tassements instantanés maximaux en fonction des phases de calcul pour le cas 2 avec un radier à 9 m du front

Cas 2bis : Prise en compte du renouvellement des boulons

Dans ce cas, avec un radier à 1,5 m du front, les tassements instantanés sont maximaux à 7 m du front. La Figure 5.15 présente leurs variations en fonction des phases de calcul. Les phases de calcul ne sont pas périodiques avec une période de 6 phases, parce que le renouvellement des boulons correspond à un cycle de 4 phases et celui des variations de la section à un cycle de 6 phases. Cependant, à la phase 18 par exemple, le tassement instantané maximal est identique à celui obtenu à la phase 22. Pour exploiter les résultats des calculs, on s'est appuyé sur les phases 16 à 21. L'analyse faite pour le cas 2 bis avec un radier à 9 m du front est identique au même cas avec un radier à 1,5 m du front.



Figure 5.15 Variation des tassements instantanés maximaux en fonction des phases de calcul pour le cas du renouvellement des boulons avec un radier à 1,5 m du front

Cas 3 : Voute parapluie

Dans ce cas, on a activé tous les 9 m un groupe de 19 tubes représentant la voute parapluie. Les tassements instantanés sont maximaux à 5 m environ du front. La Figure 5.16 présente leurs variations en fonction des phases de calcul. De la phase 13 (activation des 19 tubes dans le maillage tridimensionnel) à la phase 18 (soit 9 m de tunnel creusé), le tassement instantané maximal est pratiquement multiplié par 3 : il augmente de 0,33 mm à 0,89 mm. Globalement, la mise en place des tubes diminue la différence entre les tassements maximaux instantanés obtenus pour les différentes phases. Pour la phase 19 (activation des 19 tubes dans le maillage), il a diminué de 64% par rapport à la phase précédente. Le régime permanent est atteint à partir de la phase 13 de calcul.



Figure 5.16 Variation des tassements instantanés maximaux en fonction des phases de calcul pour le cas 3

Cas 4 : Voute parapluie + boulonnage au front à longueur constante

Ce cas de simulation est la combinaison de deux systèmes de présoutènement (voute parapluie + boulonnage au front à longueur constante). Le régime permanent est atteint au bout de la phase 13 de calcul pour un radier à 1,5 m et 9 m du front. Avec un radier à 1,5 m du front, les tassements instantanés sont maximaux à 6 m environ du front. La Figure 5.17 présente leurs variations en fonction des phases de calcul. L'activation des 19 tubes contribue à diminuer les tassements instantanés maximaux. A la phase 13 par exemple, le tassement instantané maximal est réduit de 11% par rapport au cas 2.



Figure 5.17 Variation des tassements instantanés maximaux en fonction des phases de calcul pour le cas 4 avec un radier à 1,5 m du front

La mise en place du radier à 9 m au lieu de 1,5 m du front augmente les tassements instantanés maximaux (Figure 5.18). A la phase 17 par exemple, le tassement instantané maximal a augmenté de 16% par rapport au même cas avec un radier à 1,5 m du front.



Figure 5.18 Variation des tassements instantanés maximaux en fonction des phases de calcul pour le cas 4 avec un radier à 9 m du front

L'étude des tassements instantanés permet de mettre en évidence leurs variations en fonction des phases de calcul en raison de la variation de la section, l'établissement d'un régime stabilisé dans les calculs, le décalage de la position du tassement maximal. Elle ne permet pas directement de discuter l'apport des présoutènements pour réduire les tassements : il est nécessaire de reconstituer les tassements finaux.

5.6.2 Cuvettes de tassements longitudinales finales

Pour reconstituer les cuvettes de tassements finaux, on a considéré pour chaque simulation étudiée, un cycle de creusement allant de la phase 16 à 21. La Figure 5.19 présente la cuvette de tassement longitudinale finale obtenue pour le cas 1 et le cas 2, avec un radier à 1,5 et 9 m.

Les tassements au droit du front sont dans les deux cas de l'ordre de 75% du tassement final. A partir d'une distance de 5 m en avant du front, la cuvette de tassement longitudinale finale obtenue pour le cas 2 est au-dessous de celle du cas sans présoutènement.

Le tassement final maximal avec un radier à 9 m augmente dans les deux cas par rapport au tassement obtenu avec un radier à 1,5 m du front. L'augmentation est, dans les deux cas, du même ordre, de 11 à 12%. Dans le cas 2 avec un radier à 1,5 m du front, le tassement final maximal est réduit de 3% par rapport au cas 1. La réduction du tassement maximum due aux boulons est du même ordre avec un radier à 9 m.



Figure 5.19 Cuvettes de tassements longitudinales finales obtenues pour les cas 1 et 2 avec un radier à 1,5 et 9 m du front

La Figure 5.20 compare les cuvettes longitudinales finales obtenues pour le cas 2bis avec un radier à 1,5 ou à 9 m du front. La réduction du tassement due aux boulons devient négligeable dans ce cas.



Figure 5.20 Cuvettes de tassements longitudinales finales obtenues pour le cas 1, 2, et 2bis avec un radier à 1,5 et 9 m du front

Dans le cas 3 (voute parapluie seule), le tassement final au front représente 2/3 de sa valeur maximale et le tassement final maximal est réduit de 9% et 6% par rapport aux cas 1 et 2 avec un radier à 1,5 m du front (Figure 5.1).

Enfin, dans le cas 4 (voute + boulons) avec un radier à 1,5 m du front, le tassement final maximal est réduit de 13% par rapport au cas 1 (Figure 5.1).



Figure 5.21 Cuvettes de tassements longitudinales finales pour les cas 1, 2, 3 et 4 avec un radier à 1,5 m du front

5.6.3 Récapitulatif des tassements finaux maximaux

Le Tableau 5.10 présente les tassements finaux maximaux obtenus.

Cas de simulation	Tassements finaux maximaux (mm)			
	Radier à 1,5 m	Radier à 9 m		
1 : sans présoutènement	13,98	15,63		
2 : boulons	13,55	15,26		
2bis : boulons avec renouvellement	13,88	15,60		
3 : voute parapluie	12,74	-		
4 : voute parapluie + boulons	12,14	13,96		

Tableau 5.10 Tassements finaux maximaux pour chaque simulation de calcul

Avec un radier fermé au plus près du front, le boulonnage du front (à longueur constante) diminue le tassement final maximal de 3% par rapport au cas sans présoutènement. La diminution est de moins de 1% si l'on prend en compte le renouvellement. La voute parapluie seule réduit le tassement final maximal de 9% par rapport au cas sans présoutènement. Sa combinaison avec les boulons apporte une réduction du tassement final maximal de 13% par rapport au cas 1.

Les résultats sont similaires pour un radier à 9 m du front. On peut observer que le tassement maximal n'augmente que de 11% à 15% lorsqu'on augmente la distance de

pose du radier, ce qui est nettement moins significatif que l'augmentation obtenue par Janin (2012), qui était de l'ordre de 100%. La raison de cette différence entre les résultats des simulations numériques reste à analyser en détail. On pourrait en particulier envisager de conduire des études paramétriques à l'aide du logiciel développé par Itech dans le cadre du projet Newtun, qui permet de paramétrer cette distance, mais on n'a pas eu le temps de le faire dans le cadre de ce travail.

5.6.4 Largeurs et volumes des cuvettes de tassements transversales finales

Le projet Newtun proposait de caractériser les tassements provoqués par le creusement d'un tunnel peu profond par le volume de la cuvette de tassement. Le Tableau 5.11 présente les largeurs et volumes des cuvettes de tassements transversales finales obtenues pour chaque simulation étudiée. La largeur est calculée comme la distance (par rapport au plan de symétrie du tunnel) pour laquelle on obtient 60% du tassement final maximal, ce qui correspond à la position i du point d'inflexion de la cuvette de Peck (cuvette de référence). Les largeurs données dans le Tableau 5.11 correspondent aux valeurs calculées sur le maillage, donc pour la moitié du tunnel.

	Radier à 1	5 m du front	Radier à 9 m du front		
Cas de	Largeurs des	Volumes des	Largeurs des	Volumes des	
simulation	cuvettes (m)	cuvettes (m ³ /m)	cuvettes (m)	cuvettes (m ³ /m)	
1	13,32	0,235	14,11	0,275	
2	13,39	0,233	14	0,265	
2bis	13,17	0,233	13,82	0,265	
3	13,68	0,218	-	-	
4	13,71	0,208	14,42	0,249	

Tableau 5.11	Largeurs et volumes des cuvettes de tassements transversales
	finales

L'emploi des présoutènements réduit le volume de la cuvette de tassement à peu près dans les mêmes proportions que les tassements finaux maximaux. Dans le cas 4 par exemple, on obtient une réduction de 11% par rapport au cas 1, avec un radier à 1,5 m du front. Cette réduction de volume est de 9% pour un radier à 9 m du front.

Enfin, toutes les cuvettes issues des calculs numériques (application des forces de déconfinement au front) sont plus larges que la cuvette de Peck, qui correspondrait à une valeur de i=9 m pour un coefficient K égal à 0,45.

Les présoutènements ne modifient pratiquement pas la largeur de la cuvette, (la différence relative étant inférieure à 3%), tout en diminuant les tassements maximaux, ce qui contribue à diminuer les tassements différentiels.

D'autre part, dans les calculs réalisés, la largeur de la cuvette augmente lorsque la distance de pose du radier augmente. A nouveau, la différence relative est faible (5 à 6 %), mais ce type de résultat illustre les apports des modélisations tridimensionnelles.

5.6.5 Influence des présoutènements sur les déplacements horizontaux instantanés

La Figure 5.22 présente les isovaleurs des déplacements horizontaux instantanés obtenus à la phase 18. Les valeurs maximales sont localisées sur la moitié inférieure du front, entre le centre et le radier du tunnel.



Cas 1 : aucun présoutènement



Cas 2 : boulonnage à longueur constante



Cas 3 : boulonnage avec renouvellement



Cas 4 : voute parapluie



Cas 5 : voute parapluie + boulonnage à longueur constante



Cas 6 : voute parapluie + boulonnage avec renouvellement

Echelle des couleurs : valeur minimum = -15mm et valeur maximum = -4mm

Figure 5.22 Isovaleurs des déplacements horizontaux instantanés au front

Le Tableau 5.12 présente l'extrusion instantanée maximale du front pour chaque simulation étudiée.

Cas de calcul	Radier à 1,5 m	Radier à 9 m
1	8,79	9,24
2	7,62	7,99
2bis	7,94	8,34
3	8,52	-
4	7,23	7,65

Tableau 5.12 Extrusions instantanées maximales du front

Dans le cas 2 avec un radier à 1,5 m du front, l'extrusion instantanée maximale est réduite de 13% par rapport au cas sans présoutènement. Le cas 2bis donne des résultats voisins.

La voute parapluie seule (cas 3) réduit moins l'extrusion instantanée que le boulonnage : les deux procédés n'ont pas le même type d'action.

Dans le cas 4 avec un radier à 1,5 m du front, l'extrusion instantanée maximale a diminué de 18% par rapport au cas sans présoutènement.

On peut souligner que dans les calculs effectués, le retard du radier à 9 m du front se traduit par une augmentation modérée de l'extrusion instantanée maximale au front (de l'ordre de 5%), comme il se traduisait par une augmentation modérée des tassements finaux.

5.6.6 Sollicitations dans les tubes de la voute parapluie

Dans le cas 4 avec un radier à 1,5 m du front, on a relevé les sollicitations dans le tube 1, 10, 19 au cours des phases 19 et 24 de calcul (Figure 5.23). On rappelle que la phase 19 correspond au début d'un cycle de creusement et à l'activation des 19 tubes dans le modèle tridimensionnel (comme la phase 7 de la Figure 5.7) : il reste donc une famille de tubes encore ancrés sur la moitié de leur longueur et la nouvelle famille qu'on vient de mettre en place. Pour la phase 24 (soit 36 m de tunnel creusé), l'avant dernière famille repose entièrement sur le soutènement en béton, et la dernière famille mise en place est ancrée sur 9 m en avant du front.



Le soutènement du tunnel est en rouge ; les tubes de la voute parapluie en orange ;

le terrain en avant du front est représenté en gris



Efforts normaux obtenus dans les tubes au cours de la phase 19 de calcul

La Figure 5.24 présente les efforts normaux relevés dans les tubes 1, 10 et 19 (le front de taille correspond à 0 sur l'axe des abscisses). Sur toute leur longueur, les tubes sont soumis à des efforts de traction. L'effort de traction varie et atteint sa valeur maximale de 28 kN à 9 m en avant du front. A partir de cette distance, cet effort commence à diminuer jusqu'à s'annuler à 18 m en avant du front.



Figure 5.24 Efforts normaux dans les tubes 1, 10 et 19 au cours de la phase 19

Efforts normaux obtenus dans les tubes au cours de la phase 24 de calcul

La Figure 5.25 présente les efforts normaux relevés pour la phase 24 de calcul.



Figure 5.25 Efforts normaux dans les tubes 1, 10 et 19 au cours de la phase 24

Les trois tubes sont en compression (efforts négatifs) dans leur partie centrale. Les valeurs maximales en traction et en compression sont nettement plus fortes qu'à la phase 19. La contrainte maximale est égale à 40 MPa alors que la limite d'élasticité de l'acier est de 355 MPa. Qualitativement, l'existence d'une zone comprimée et d'une zone tendue est cohérente avec les calculs de Janin (2012) pour le tube situé près de la clé du tunnel (Figure 5.26).



Figure 5.26 Evolution de l'effort axial dans le tube pétrolier (Janin, 2012)

Moments de flexion M_z dans les tubes au cours de la phase 19 de calcul

La Figure 5.27 présente les moments de flexion M_z pour la phase 19 de calcul.



Figure 5.27 Moments de flexion Mz dans les tubes 1, 10 et 19 à la phase 19

Le moment de flexion M_z varie et atteint sa valeur maximale (8 kN.m) dans la zone du décousu. A 2 m en avant du front, le moment de flexion M_z dans les tubes devient négatif. A partir d'une distance de 9 m en avant du front, le moment de flexion M_z devient peu significatif jusqu'à s'annuler.

Moments de flexion M_z obtenus dans les tubes au cours de la phase 24 de calcul La Figure 5.28 présente les moments de flexion M_z à la phase 24 de calcul.



Figure 5.28 Moments de flexion Mz dans les tubes 1, 10 et 19 à la phase 24

Le tube 1 est le plus sollicité en flexion. La vérification des tubes repose sur l'évaluation du module de résistance V_r et de la contrainte de flexion maximale des tubes, calculés à l'aide des expressions suivantes (http://www.formules-physique.com/categorie/296) :

$$V_r = \frac{I}{v}$$
(5.1)
$$n_f = \frac{M_f}{V_r}$$
(5.2)

Où *I* : représente le moment d'inertie de flexion ; v la distance entre l'axe de la poutre et sa fibre la plus lointaine ; M_f le moment de flexion ; et V_r le module de résistance des tubes.

On obtient un module de résistance égal à 221,43 cm³ et une contrainte de flexion maximale n_f égale à 31,70 MPa, largement au-dessous de la résistance des tubes.

Il est intéressant de noter que c'est le tube le plus éloigné de la clé qui est le plus sollicité, en traction comme en flexion. Cette observation est cohérente avec l'idée proposée par Gilleron (2016), d'augmenter l'ouverture angulaire de la voute au-delà de 90 degrés, pour réduire davantage les tassements.

5.6.7 Influence de la voute parapluie sur la contrainte déviatorique

On discute dans cette section l'influence de la voute parapluie sur la contrainte déviatorique dans le sol, pour les cas 1 et 3 avec un radier à 1,5 m du front. On relève, à la phase 19 de calcul, les contraintes dans le plan vertical contenant l'axe du tunnel, sur une coupe à 10 m au-dessus de l'axe du tunnel et une autre au niveau de l'axe.

10 m au-dessus de la profondeur de l'axe du tunnel

La Figure 5.29 présente la contrainte déviatorique en fonction de la distance au front. Elle est maximale à 4,5 m en avant du front. Dans le cas 3, elle est réduite de 10% par rapport au cas sans présoutènement. A partir d'une distance de 20 m en avant du front (zone non couverte par les tubes), la contrainte déviatorique est la même pour les deux calculs.



Figure 5.29 Contrainte déviatorique à 10 m au-dessus de l'axe du tunnel en fonction de la distance au front pour les cas 1 et 3 (radier à 1,5 m)

Centre du tunnel

La Figure 5.30 présente la variation de la contrainte déviatorique à la profondeur de l'axe du tunnel pour le cas 1 et 3 avec un radier à 1,5 m du front. Elle est maximale à 6 m en avant du front. Elle est presque confondue avec celle obtenue dans le cas sans présoutènement. Cette conclusion est en accord avec celle donnée par Gilleron (2016) : la voute parapluie modifie peu la contrainte déviatorique au voisinage du front. Cette remarque est en contradiction avec l'interprétation proposée par Kavvadas (2005) du rôle de la voute parapluie : il suppose que la voute contribue à diminuer sensiblement la contrainte déviatorique au niveau du front de taille (Figure 5.31).



Figure 5.30 Variation de la contrainte déviatorique obtenue au centre du tunnel en fonction de la distance au front pour le cas 1 et 3 avec un radier à 1,5 m du front



Figure 5.31 Réduction de la contrainte verticale due aux tubes de la voute parapluie (d'après Kavvadas, 2005)

5.6.8 Pertes de volume en souterrain et en surface

Les pertes de volumes en souterrain et en surface peuvent être calculées avec une option spécifique, en introduisant des chargements fictifs dans les données du calcul CESAR, au moyen du script de commandes « Pilote » (cf. 5.2.2). On se propose de calculer la « perte de volume en surface », c'est-à-dire le volume de la cuvette de tassement provoquée par un cycle de creusement. Au niveau du tunnel, on cherche à distinguer la contribution de la zone soutenue, du décousu et de la zone située en avant du front. La Figure 5.32 présente la zone soutenue, du décousu, en avant du front et la surface du terrain.



Soutenemment du tunnel en rouge ; tubes de la voute parapluie en orange

Figure 5.32 Zone soutenue, décousu, en avant du front et surface du terrain

Le Tableau 5.13 et le Tableau 5.14 présentent les volumes calculés au cours d'un cycle de creusement pour les cas 1 et 4 avec un radier à 1,5 m du front (pour la moitié du tunnel correspondant au domaine maillé).

Comme on pouvait l'anticiper, la perte de volume en souterrain se produit majoritairement au niveau du décousu. Les résultats permettent de donner des indications plus précises :

- la contribution de la zone soutenue, dont la déformation radiale est contenue par le soutènement, est sensiblement la même pour les deux calculs, de l'ordre de 10 % de la perte de volume au niveau du décousu.
- une partie des tassements se produit en avant du front, c'est pourquoi on a cherché à étudier la perte de volume en souterrain qui se produit en avant du front (parfois appelée « préconvergence »). Elle représente 20 à 25% du tassement produit en surface.
- Il est remarquable que la différence entre les volumes perdus dans la zone du décousu pour le cas 1 et 4 soit, en moyenne, exactement égale à la différence entre les volumes perdus en surface. On constate aussi que c'est dans cette zone que l'influence de la voute parapluie est la plus significative.

Phases	Zone soutenue	Zone du décousu	Zone en avant	A la surface du
	(m ³ /m)	(m³/m)	du front (m ³ /m)	terrain (m ³ /m)
16	0,035	0,348	0,097	0,410
17	0,037	0,371	0,110	0,436
18	0,038	0,370	0,098	0,437
19	0,015	0,158	0,059	0,186
20	0,029	0,289	0,085	0,341
21	0,031	0,325	0,084	0,380
Moyenne	0,031	0,310	0,089	0,365

Tableau 5.13 Volumes calculés pour un cycle de creusement : cas 1, radier à 1,5 m

Tableau 5.14 Volumes calculés pour un cycle de creusement : cas 4, radier à 1,5 m

Phases	Zone soutenue	Zone du décousu	Zone en avant	A la surface du
	(m ³ /m)	(m³/m)	du front (m ³ /m)	terrain (m ³ /m)
16	0,034	0,307	0,085	0,373
17	0,039	0,340	0,089	0,413
18	0,038	0,315	0,073	0,365
19	0,015	0,132	0,051	0,161
20	0,027	0,243	0,071	0,297
21	0,031	0,288	0,073	0,350
Moyenne	0,031	0,271	0,074	0,326

5.6.9 Influence de l'inclinaison des tubes sur les tassements

Dans cette section, on modélise les 19 tubes de la voute parapluie avec une inclinaison de 14° par rapport à l'axe du tunnel, en utilisant les scripts présentés à la section 5.2.2 pour obtenir le maillage tridimensionnel (Figure 5.33) et les données nécessaires pour simuler les différentes phases de creusement du tunnel. Le maillage tridimensionnel obtenu comporte 377000 nœuds et 306000 éléments tétraédriques à 10 nœuds.



Figure 5.33 Maillage tridimensionnel obtenu avec tubes inclinés à 14° par rapport à l'axe du tunnel

Cuvettes de tassements longitudinales finales

La Figure 5.34 présente la cuvette de tassement longitudinale finale obtenue dans les cas 3 (19 tubes inclinés à 6° par rapport à l'axe du tunnel) et 3bis (19 tubes inclinés à 14° par rapport à l'axe du tunnel) avec un radier à 1,5 m du front.



Figure 5.34 Cuvettes de tassements longitudinales finales obtenues dans les cas 3 et 3bis avec un radier à 1,5 m du front

En augmentant l'inclinaison des tubes, on a augmenté le tassement final maximal de 24% par rapport au cas 3. Le rayon moyen de la voute a également augmenté, passant de 5 m à 5,6 m. Le Tableau 5.15 présente les largeurs et volumes des cuvettes de tassements transversales finales obtenues dans les cas 3 et 3bis avec un radier à 1,5 m du front.

Tableau 5.15 Largeurs et volumes	des cuvettes d	de tassements	transversales
	finales		

Cas de calcul	Largeurs des cuvettes (m)	Volumes des cuvettes (m ³ /m)
3	13,68	0,218
3bis	13,17	0,262

Le volume de la cuvette de tassement transversale finale dans le cas 3bis a augmenté de 20% par rapport au cas 3 avec un radier à 1,5 m du front. Il en est de même pour le volume du tunnel excavé obtenu au cours d'un cycle de creusement (phase 16 à 21). En revanche, la largeur de la cuvette a diminué de 4%.

5.6.10 Influence de l'augmentation de l'inertie des tubes sur les tassements

On présente ici un calcul dans lequel on a multiplié par 10 l'inertie des 19 tubes considérés dans le cas 3. La Figure 5.35 compare la cuvette de tassement longitudinale finale obtenue avec celle du cas 3. Elle est presque confondue avec celle obtenue dans le cas 3. Il existe donc une valeur à partir de laquelle une augmentation de l'inertie des tubes ne permet pas de réduire davantage les tassements. Les études paramétriques numériques peuvent permettre de cerner cette valeur limite, en vue de mieux dimensionner les tubes.



Figure 5.35 Cuvette de tassement longitudinale : influence de l'inertie des tubes

5.6.11 Influence du choix de modélisation de la géométrie du tunnel

Dans ce chapitre, nous avons cherché à reproduire au mieux la géométrie réelle du soutènement, en prenant en compte la géométrie tronconique des tronçons successifs. Dans cette section, on cherche à discuter dans quelle mesure la prise en compte d'une géométrie cylindrique (c'est-à-dire d'une section invariante par translation dans la direction du creusement) modifie les résultats et les conclusions qu'on peut tirer sur l'influence des présoutènements sur les tassements.

On a entré les données liées aux dimensions du tunnel et au domaine maillé, les caractéristiques des tubes de la voute parapluie, et du sol (dont le comportement est représenté par le modèle HSM avec les paramètres du Tableau 5.4), dans le logiciel développé par Itech dans le cadre du projet Newtun. Ce logiciel permet d'obtenir de façon automatique le maillage tridimensionnel et les fichiers de données, en prenant en compte une voute cylindrique, donc en négligeant l'influence du caractère conique de la voute. Les tubes de la voute parapluie sont horizontaux et s'appuient sur le soutènement déjà posé ; la longueur des tubes de la voute parapluie et des boulons du front reste constante en avant du front de taille. Le tunnel avance par pas d'excavation et le soutènement est fermé à une distance du front paramétrable.

La Figure 5.36 présente le maillage tridimensionnel obtenu avec ce logiciel. Il est composé de 427000 nœuds et 166000 éléments quadratiques (pentaèdres à 15 nœuds et hexaèdres à 20 nœuds). A ce maillage, on a appliqué les mêmes conditions aux limites et contraintes initiales que dans l'étude précédente.



Figure 5.36 Vue du maillage tridimensionnel obtenu avec le logiciel Newtun

La Figure 5.37 présente la cuvette de tassement longitudinale finale obtenue pour le cas non renforcé et le cas renforcé par 20 tubes horizontaux.



Figure 5.37 Cuvettes de tassements longitudinales finales obtenues dans le cas non renforcé et le cas renforcé avec 20 tubes horizontaux

Avec la voute parapluie horizontale, le tassement final maximal est réduit de 10% par rapport au cas sans présoutènement avec un radier à 1,5 m (Figure 5.37). Ce résultat est presque identique à celui obtenu avec une géométrie conique. Ce résultat valide donc les hypothèses retenues pour les spécifications du logiciel, au moins pour le cas d'une inclinaison de 6 degrés pour les tubes et pour les paramètres pris en compte ici.

5.7 Comportement élastoplastique sans écrouissage de type Mohr-Coulomb

La section précédente présentait les résultats obtenus avec le modèle Hardening Soil Model (HSM). Il est intéressant de discuter les résultats obtenus avec le modèle de Mohr-Coulomb, qui constitue encore une référence pour de nombreuses simulations numériques. On reprend les mêmes analyses que dans la section précédente. Les phases de référence pour l'exploitation des résultats sont les phases 16 à 21 du cycle de creusement.

5.7.1 Cuvettes de tassements longitudinales finales

La Figure 5.38 présente les cuvettes de tassements longitudinales finales obtenues pour le cas 1 et 2 avec un radier à 1,5 m.



Figure 5.38 Cuvettes longitudinales finales obtenues pour le cas 1 et 2 avec un radier à 1,5 m du front et le modèle de Mohr-Coulomb

Dans le cas 2 avec un radier à 1,5 m du front, le tassement final maximal a augmenté de 6% par rapport au cas 1 avec le même retard de radier. Ce résultat est surprenant, puisqu'on attend plutôt que la prise en compte des boulons entraine une diminution des tassements, comme dans les calculs avec le modèle Hardening Soil Model. La différence entre ces deux calculs réside dans le modèle de sol utilisé ; dans le cas présent, l'élasticité est linéaire (module de Young ne varie pas), et le domaine élastique est fixé : il n'y a pas d'écrouissage. On a refait les simulations avec un modèle combinant la loi élastique non linéaire du Hardening Soil Model et le critère de Mohr-Coulomb (sans écrouissage), pour les cas 1 et 2, avec un radier à 1,5 m du front (Figure 5.39). Dans ce cas, il n'y a pratiquement pas de différence entre les calculs avec et sans boulons. Cela confirme que le modèle de sol utilisé a beaucoup d'influence sur les tassements calculés en surface, et sur les conclusions des études paramétriques que l'on peut mener sur les dispositifs de présoutènement.



Figure 5.39 Cuvettes de tassements longitudinales, cas 1 et 2, radier à 1,5 m, comportement élastique non linéaire du HSM et critère de Mohr-Coulomb

La Figure 5.40 présente les cuvettes de tassements longitudinales finales pour les cas 1 et 3 avec un radier à 1,5 m du front et un comportement élastique linéaire parfaitement plastique de type Mohr-Coulomb. Le tassement final maximal est réduit de 3% par rapport au cas 1 avec radier à 1,5 m du front. Ces résultats sont qualitativement cohérents avec ceux obtenus avec le HSM.



Figure 5.40 Cuvettes longitudinales finales pour les cas 1 et 3, radier à 1,5 m, comportement de type Mohr-Coulomb

Dans le cas 4 avec un radier à 1,5 m du front, la cuvette de tassement longitudinale finale obtenue est confondue avec celle du cas 3 avec le même retard de radier (Figure 5.41).





5.7.2 Largeurs et volumes des cuvettes de tassements transversales finales

Le Tableau 5.16 présente les largeurs et volumes des cuvettes de tassements transversales finales obtenues pour les cas 1, 2, 3 et 4 avec un radier à 1,5 m du front.

Cas	Largeurs des cuvettes (m)	Volumes des cuvettes (m ³ /m)
1	12,89	0,363
2	12,60	0,376
3	13,18	0,354
4	13,18	0,354

Tableau 5.16 Largeurs et volumes des cuvettes transversales finales

Le volume de la cuvette est réduit dans les calculs avec la voute parapluie de 2% par rapport au cas 1 avec un radier à 1,5 m du front, sensiblement dans les mêmes proportions que le tassement maximal.

Toutes les cuvettes transversales finales obtenues sont, à nouveau, plus larges que la cuvette de Peck (i=9 m). Dans le cas 4 par exemple, la largeur de la cuvette transversale finale obtenue a augmenté de 2% par rapport au cas sans présoutènement.

5.8 Comportement élastique non linéaire anisotrope sans écrouissage

Dans cette section, le comportement du sol est modélisé à l'aide du modèle de comportement dit « ANL » développé par Gilleron (2016) au cours de sa thèse. Il s'agit d'un modèle élastique non linéaire avec isotropie transverse, la partie plastique des déformations étant gérée par un mécanisme de type Mohr-Coulomb. Le modèle prend en compte une dépendance des modules avec la contrainte moyenne et avec la contrainte

déviatorique, et permet d'introduire une anisotropie des modules d'Young et des modules de cisaillement dans les directions horizontales et verticales. Les valeurs des paramètres de ce modèle sont consignées dans le Tableau 5.17, le Tableau 5.18 et le Tableau 5.19. Ces valeurs sont voisines de celles prises par Gilleron (2016).

G _{ref}	\mathcal{A}	1~	ν_o	ξ	β	G_{min}/G_o	G_{ur}/G_o	v_{ur}
(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
10	12,5	0,7	0,1	3	0	0,1	2	0,2

Tableau 5.17 Paramètres d'élasticité non-linéaire

Tableau 5.18 Paramètres d'isotropie transverse

n (-)	m/m _{iso}	(-)
0,6	0,4	

Tableau 5.19 Paramètres de rupture de Mohr-Coulomb

c (kPa)	φ (deg)	ψ (deg)
40	35	5

On ne détaille pas ici le fonctionnement du modèle. L'objectif est simplement de tester l'influence de la voute parapluie avec ce modèle, et de vérifier, pour la configuration qui nous intéresse, que ce modèle permet d'obtenir des cuvettes de tassement plus étroites que celles obtenues avec le modèle HSM ou le modèle de Mohr- Coulomb.

Cuvettes de tassements longitudinales finales

La Figure 5.42 présente la cuvette de tassement longitudinale finale obtenue dans le cas renforcé (20 tubes horizontaux disposés dans le maillage tridimensionnel (cf. Figure 5.36)) et non renforcé (sans présoutènement) avec un radier à 1,5 m du front.



Figure 5.42 Cuvettes de tassements longitudinales finales pour le modèle ANL

Dans le cas renforcé, le tassement final maximal est réduit de 29% par rapport au cas sans présoutènement avec un radier à 1,5 m du front. L'ordre de grandeur des tassements sans présoutènement est de l'ordre de 18 mm, soit un peu plus que dans les simulations précédentes : le terrain est donc globalement moins raide, ce qui peut expliquer que la réduction de tassement apportée par les présoutènements est relativement plus grande.

Le Tableau 5.20 présente les largeurs et volumes des cuvettes de tassements transversales finales.

Cas de calcul	Largeurs des cuvettes (m)	K (-)	Volumes des cuvettes (m ³ /m)
non renforcé	7,37	0,368	0,186
renforcé	7,45	0,373	0,135

Tableau 5.20 Largeurs et volumes des cuvettes de tassements transversales

La largeur des cuvettes transversales finales obtenues dans les deux cas (cas non renforcé et renforcé) est pratiquement deux fois plus faible qu'avec les autres modèles de sol utilisés (réduction de 46% et 43% par rapport au modèle HSM et au modèle de Mohr-Coulomb). Ces résultats sont en accord avec ceux de Gilleron (2016) et montrent l'utilité de ce modèle dans l'obtention des cuvettes de tassement avec des largeurs réalistes.

5.9 Modélisation d'une prévoute « active »

Cette partie est consacrée à la possibilité de réduire les tassements au moyen d'une voute « active », c'est-à-dire en utilisant les tubes de la voute parapluie pour procéder à des injections de compensation en avant du front. Le soutènement du tunnel est fermé à 1,5 m du front. Deux modèles de sol ont été utilisés (Hardening Soil Model et Mohr-Coulomb sans écrouissage). Les phases de référence pour l'exploitation des résultats sont les phases 16 à 21 du cycle de creusement.

5.9.1 Notion de voute active

Le retour d'expérience de différents chantiers montre que les injections destinées à compenser les tassements du sol sont plus efficaces si elles sont réalisées au plus près de l'origine des tassements. Cela a conduit à l'idée d'injecter au-devant des voutes parapluies là où le sol commence à se décomprimer. Une nouvelle technique de construction dite « voute active », brevetée par Solétanche Bachy, consiste à injecter sur chantier du coulis de ciment dans le terrain à l'extrémité des tubes de la voute parapluie en avant et au-dessus du front de taille. Les injections sont réalisées à travers les tubes mêmes de la voute parapluie, a priori sans forage supplémentaire (Figure 5.43). Ces injections doivent permettre de corriger les tassements qui se produisent en avant du front, de façon à limiter au maximum les désordres qui pourraient être provoqués en surface par le creusement du tunnel. Cette technique doit servir à éviter ou à réduire le recours aux injections de compensation classiques qui sont très coûteuses.

On se propose d'évaluer l'efficacité potentielle du procédé en prenant en compte l'effet de la voute active dans la simulation tridimensionnelle du creusement du tunnel peu profond à section variable.



Figure 5.43 Concept de voute active (NEWTUN, 2013)

5.9.2 Simulation du procédé « voute active »

On a choisi de procéder de la manière suivante : à chaque phase de calcul correspondant à l'activation des tubes dans le modèle tridimensionnel, on impose un chargement qui simule une déformation thermique d'une partie du terrain située à proximité de l'extrémité des tubes.

On a donc défini une zone en forme d'anneau située au bout des tubes (cf. Figure 5.44).

Chapitre 5 : Effet de la voute parapluie sur les tassements



Les tubes de la voute parapluie sont en orange ;

la première zone de terrain en forme d'anneau à gonfler est en bleu

Figure 5.44 Illustration de la modélisation de la voute active : phase de calcul n°1

Le chargement thermique est défini par une contrainte thermique donnée par :

$$\underline{\underline{\sigma}}^{th} = -\left(\frac{E}{1-2\nu}\right)\alpha\tau\underline{\underline{1}}$$
(5.3)

Où α est le coefficient de dilatation thermique ; τ désigne un écart de température, dont la valeur reste à préciser, et E est le module de Young du coulis de ciment injecté (pris égal à 2000 MPa) ; v est son coefficient de Poisson, pris égal à 0,2.

On prend en compte l'effet de l'injection de coulis en modélisant un gonflement de certains éléments du maillage en supposant que le coulis reste localisé au voisinage du point d'injection. Ce gonflement est produit, dans le calcul, par une augmentation de température (fictive). Si l'anneau soumis au chargement thermique était libre de se dilater, sa variation de volume serait égale à $3\alpha\tau$ fois son volume initial V_{anneau} égal à :

$$V_{anneau} = \frac{\pi}{2} R \ e \ L \tag{5.4}$$

Où R désigne le rayon de l'anneau de terrain soumis au gonflement, e son épaisseur et L, sa longueur suivant le sens du creusement du tunnel.

Pour choisir l'ordre de grandeur du coefficient $\alpha \tau$, on impose que la variation de volume 3 $\alpha \tau V_{anneau}$ soit de l'ordre du volume de la cuvette de tassement en surface.

Pour calculer le volume de la cuvette de tassement correspondant à une longueur de tunnel de 1 m et pour la moitié du tunnel prise en compte dans le maillage, on utilise la formule classique proposée par Peck (1969) :

$$V_{cuvette_tassement} = 2,5 \ i \ S_{max} \ /2 \tag{5.5}$$

Le paramètre i est la largeur de la cuvette de tassement, qu'on prend ici égale à 9 m ; S_{max} est le tassement maximal, qu'on évalue à 20 mm.

Pour une longueur de tunnel d, le volume de la demi-cuvette de tassement obtenu en surface serait :

$$V_{cuvette_tassement} = (2,5 \ i \ S_{max} \ /2 \) \ *d \tag{5.6}$$

On prend ici d = 9 m, qui correspond à une séquence de 6 passes de creusement.

Pour un anneau de rayon R = 6 m, d'épaisseur 0,3 m et de longueur 1,5 m, on trouve avec un coefficient de dilatation thermique $\alpha = 10^{-5}$ K⁻¹, un écart de température de l'ordre de 16000 K. On rappelle que le chargement thermique pris en compte dans le calcul est fictif, et sert seulement à faire gonfler certains éléments du massif de sol situés à proximité de l'extrémité des tubes.

5.9.3 Illustration des phases de calcul

A la première phase de calcul, on creuse une longueur de tunnel de 1,5 m, on active le premier groupe de tubes de la voute parapluie et on applique le chargement thermique à la zone de terrain en forme d'anneau qu'on a défini à cet effet sur une longueur de 1,5 m au bout des tubes, donc entre 16,5 et 18 m de la face d'entrée du maillage (Figure 5.44).

A la phase 7, on creuse une section de tunnel située entre 9 et 10,5 m, on active le deuxième groupe de tubes de la voute parapluie et on applique le chargement thermique à la deuxième zone de terrain en forme d'anneau située entre 25,5 et 27 m de la face d'entrée du maillage (Figure 5.45).



Les tubes de la voute parapluie sont en orange ; l'anneau de terrain à gonfler en bleu ;

le soutènement du tunnel en rouge



5.9.4 Calcul avec le Hardening Soil Model

En utilisant l'expression (5.3), la contrainte initiale imposée au terrain en forme d'anneau situé au bout des tubes vaut 530 MPa soit une déformation volumique du terrain de 48% et une variation de son volume de 2,024 m³. Numériquement, en imposant ce chargement, le calcul risque de ne pas converger. Pour obtenir la convergence des calculs, nous avons divisé par six la valeur précédente, soit une contrainte et une variation de volume du terrain égales à 88 MPa et 0,337 m³.
Cuvette numérique de tassement instantané longitudinale

Au cours de la phase 19, on procède à l'activation d'une nouvelle série de 19 tubes dans le modèle tridimensionnel et à l'application du chargement thermique au terrain en forme d'anneau situé au bout de ces tubes.

La cuvette de tassement instantané longitudinale obtenue à la surface du terrain, audessus de l'axe du creusement du tunnel est présentée à la 0.



Figure 5.46 Cuvette numérique de tassement instantané longitudinale obtenue à la phase 19 pour le cas de la voute active plus les boulons au front

La cuvette longitudinale calculée ne présente pas de singularité au-dessus de la zone de terrain où l'on a appliqué le chargement thermique. Elle se ferme à une distance de 50 m en avant et 25 m en arrière du front.

Dans le cas 4 (voute parapluie + boulons au front) avec un radier à 1,5 m du front, la cuvette de tassement instantanée ne se ferme qu'à partir d'une distance de 50 m en avant du front et non en arrière.

Pour la phase où l'on injecte (soit une passe d'excavation sur six), on réduit très nettement les tassements instantanés, le maximum étant pratiquement divisé par quatre.

Cuvettes de tassements longitudinales finales

La Figure 5.47 présente les cuvettes de tassements longitudinales finales obtenues pour la voute active avec boulonnage du front à longueur constante, et les compare aux résultats obtenus dans les cas 1 et 4 (avec un radier à 1,5 m du front).



Figure 5.47 Cuvettes de tassements longitudinales finales obtenues pour le cas 1, 4, et voute active plus boulonnage au front avec le Hardening Soil Model

L'utilisation de la voute active et des boulons au front permettent de réduire les tassements : le tassement final maximal est réduit de 26% par rapport au cas 1 ; la réduction était de 13% pour le cas 4 (voute parapluie + boulons) par rapport au cas 1.

L'intégrale donnant la variation de volume du terrain en forme d'anneau situé au bout des tubes peut se calculer avec le même type de procédure que les volumes perdus en surface et en souterrain. Après calcul, on trouve pour le cas 4 avec un radier à 1,5 m du front, une variation de volume égal à 0,188 m³ pour un cycle de 6 phases correspondant au creusement de 9 m de tunnel (soit 0,0209 m³/m). Ce volume calculé est réduit de 44% par rapport au volume injecté (0,337 m³ pour 9 m de tunnel) pour compenser les tassements en surface.

Volume perdu en surface

Le Tableau 5.21 présente les volumes des cuvettes de tassements transversales finales pour un mètre de tunnel.

Cas étudié	Volume de la cuvette transversale finale (m ³ /m)
Aucun présoutènement sans retard	0,235
Voute parapluie + boulons au front	0,208
Voute active + boulons au front	0,153

Tableau 5.21 Volumes des cuvettes de tassements transversales finales obtenues pour le cas 4 et voute active plus boulons au front avec un radier à 1,5 m du front

Dans le cas de la voute active et du boulonnage au front, le volume de la cuvette de tassement transversale finale est réduit de 35% par rapport au cas sans présoutènement. La variation de volume obtenue entre le cas 4 et la voute active plus boulons au front vaut $0,055 \text{ m}^3/\text{m}$. Elle est 2,5 fois supérieure au volume injecté. Ce résultat, qui peut sembler

surprenant, resterait à discuter en détail : il peut traduire le fait qu'on modifie le module de la zone injectée et aussi le fait que l'injection du coulis au bout des tubes contribue à augmenter la raideur du sol dans lequel le tunnel est creusé (en augmentant localement la contrainte moyenne). Ces considérations peuvent expliquer, au moins qualitativement, le fait qu'on gagne plus sur les tassements en surface que le volume injecté.

5.9.5 Calculs avec le modèle de Mohr-Coulomb

Par rapport à l'étude précédente (cf. 5.9.4), seul le modèle de sol a changé.

La Figure 5.48 présente la cuvette de tassement instantané longitudinale obtenue audessus de l'axe. Le tassement instantané est maximal à 5,5 m en avant du front. En avant du front, on observe sur une longueur de 17 m, un soulèvement du terrain dû au chargement thermique imposé. Ce résultat est contraire à celui obtenu avec le modèle Hardening Soil Model (cf. Figure 5.46). Il reflète la différence entre les distributions spatiales des modules élastiques dans les deux modèles (constant avec le modèle de Mohr-Coulomb, variable en fonction des contraintes pour le HSM).



Figure 5.48 Cuvette longitudinale obtenue avec le modèle de Mohr-Coulomb

La Figure 5.49 présente les cuvettes longitudinales finales obtenues pour les cas 1, 4 et pour la voute active et boulonnage au front avec un radier à 1,5 m du front.



Figure 5.49 Cuvettes longitudinales finales pour les cas 1, 4 et pour la voute active et boulonnage au front avec un radier à 1,5 m du front

La simulation avec prise en compte de la voute active plus le boulonnage au front conduit à un tassement final augmenté de 11% et 7% par rapport au cas 4 et 1 avec un radier à 1,5 m du front. Ce résultat surprenant mériterait une discussion approfondie. Sauf erreur dans le traitement des résultats des calculs, on peut estimer que le modèle de Mohr-Coulomb ne permet pas de rendre compte correctement des redistributions d'efforts dans le massif dans le contexte de l'étude de la voute active.

5.10 Discussion

En premier lieu, dans cette étude, les résultats montrent clairement que les calculs dans lesquels on prend en compte le renouvellement des boulons au front conduisent pratiquement aux mêmes résultats que ceux obtenus avec le boulonnage du front à longueur constante. Cette conclusion est un peu différente de celle obtenue au chapitre précédent. On rappelle que la technique de modélisation des boulons est un peu différente : on a utilisé ici le modèle multiphasique au lieu des éléments de barre, à cause de la complexité du maillage.

Comparé au modèle de sol élastoplastique sans écrouissage de type Mohr-Coulomb, le modèle Hardening Soil model a permis d'obtenir des cuvettes de tassements finales réalistes, et des résultats cohérents en ce qui concerne l'influence des présoutènements. En revanche, toutes les cuvettes de tassements transversales finales obtenues ont une largeur voisine de 13 m, soit sensiblement plus que l'estimation donnée par la formule empirique proposée par Peck (i= 9 m et K = 0,45).

D'autres auteurs ont considéré un tunnel peu profond de forme cylindrique et une voute parapluie, et réalisé des modélisations prenant en compte le caractère cyclique de la mise en place des tubes de la voute :

- Janin (2012) a obtenu une réduction de tassement final par rapport au cas sans présoutènement de 7% et 3% pour le cas de la voute parapluie inclinée à 6° et 14°, et de 44% pour le cas de la voute parapluie convergente plus boulons en acier à longueur constante ;
- Monnet et Jahangir (2014) ont proposé une modélisation assez voisine de celle de Janin, et confirment ces résultats, en particulier le fait que la réduction de tassement due à la voute parapluie est de l'ordre de 5%.

Selon eux, la voute parapluie seule ne suffit pas pour réduire les tassements en surface lors du creusement du tunnel. Dans les deux cas, la voute parapluie était simplement appuyée à une extrémité sur le soutènement en béton, et la géométrie de la section était invariante dans la direction de l'axe du tunnel. Un des objectifs de notre travail était de proposer une approche plus complète de la géométrie du tunnel.

Gilleron (2016) a considéré un tunnel dont la voute est cylindrique et proposé une modélisation qui ne prend pas en compte le renouvellement de la voute, mais une voute de longueur constante en avant du front. D'autre part, il utilise un modèle de comportement original (qui combine une élasticité non linéaire anisotrope avec le critère de Mohr-Coulomb, en élastoplasticité parfaite). Avec les valeurs des paramètres du modèle de sol choisi, il montre que la voute parapluie seule avec une ouverture de 90° conduit à une réduction des tassements finaux de 20% par rapport au cas sans présoutènement. Il propose également d'augmenter l'ouverture de la voute à 120° : les calculs donnent alors une réduction des tassements de 27%. En combinant la voute d'ouverture 120° au boulonnage du front à longueur constante, il a obtenu une réduction du tassement final de 31% par rapport au cas non renforcé. L'influence de la voute parapluie semble donc plus importante dans ses calculs que dans ceux des auteurs précédents : on attribue cette différence au fait que les tubes sont solidaires de la coque en béton, et pas simplement appuyés à une extrémité.

Dans ce chapitre, pour des valeurs des paramètres du modèle Hardening Soil Model voisines de celles prises par Janin (2012) et des hypothèses et choix de modélisations différentes, le tassement final maximal obtenu dans le cas de la voute parapluie est réduit d'environ 10% par rapport au cas sans présoutènement avec un radier à 1,5 m du front. Ce résultat est plus favorable que celui obtenu par Janin (2012), Monnet et Jahangir (2014). Il reflète des hypothèses fortes qui favorisent une amélioration de la rigidité globale du terrain équipé de tubes : dans nos simulations, il y a un contact parfait entre les tubes et la coque en béton.

D'autre part, dans le cas de la voute parapluie divergente (tubes inclinés à 14° par rapport à l'axe du tunnel), le tassement final maximal a augmenté de 24% par rapport au cas de la voute parapluie convergente (tubes inclinés à 6° par rapport à l'axe du tunnel) avec un radier à 1,5 m du front. Ce résultat, en accord avec ceux de Janin (2012), montre que l'augmentation de l'angle d'inclinaison des tubes provoque aussi une augmentation des tassements.

On a aussi montré que pour le calcul avec voute parapluie convergente et boulonnage au front à longueur constante avec radier à 1,5 et 9 m du front, la réduction du tassement final n'est que de 13 à 15% par rapport au cas sans présoutènement avec le même retard de radier.

Dans le cas 4 (voute parapluie + boulonnage au front à longueur constante), la prise en compte du retard de radier a relativement peu d'influence sur les tassements (augmentation de 2% pour une distance de pose passant de 1,5 m à 9 m). Cette analyse est en contradiction avec celle de Janin (2012), pour qui le retard de radier a un impact majeur sur les tassements ; dans ses calculs, l'augmentation du tassement final maximal est de 100% pour la simulation avec le radier à 9 m du front. La raison de cette différence n'est pas claire : la principale différence entre ses calculs et les nôtres concerne le coefficient des terres au repos, qu'il a pris égal à 1, et la profondeur du terrain situé endessous du radier du tunnel. Cette question mériterait un examen systématique, par exemple à l'aide du logiciel Newtun.

Aussi, les calculs effectués ont montré que la perte de volume obtenue en souterrain est sensiblement égale à celle déterminée à la surface du terrain, et que la convergence du terrain est pratiquement bloquée à partir de la pose du soutènement.

En dernier lieu, on a proposé une première approche, simplifiée, pour prendre en compte l'effet d'une voute active. Avec le modèle Hardening Soil Model, la réduction du tassement final pour le cas de la voute active et du boulonnage au front est de 26% par rapport au cas non renforcé avec radier à 1,5 m du front. On manque d'éléments de comparaison pour valider cette approche, mais elle confirme l'intérêt potentiel de la technique pour contribuer à corriger les tassements dans des zones spécialement sensibles.

5.11 Conclusion

Dans ce chapitre, différentes simulations ont été menées, avec différents modèles de comportement pour le sol, afin d'étudier l'influence de la voute parapluie et du boulonnage au front sur les tassements provoqués lors du creusement du tunnel peu profond.

Les résultats des modélisations numériques résultent d'un grand nombre d'hypothèses et de choix de modélisation. Il en résulte qu'il est nécessaire de pouvoir tester l'influence de ces hypothèses et de ces choix : l'intérêt de l'approche proposée ici est de permettre, grâce aux scripts qu'on a développés pour décrire la géométrie et le processus de creusement et de construction, de réaliser ce type de tests relativement facilement pour prendre en compte une large variété de situations de calcul.

On montre que les calculs faits avec l'hypothèse que les boulons conservent une longueur constante en avant du front donnent des résultats pratiquement identiques en termes de

réduction de tassements qu'un calcul fait en prenant en compte le renouvellement des boulons. Nous avons aussi observé qu'il existe une valeur limite à partir de laquelle il n'est plus utile d'augmenter les caractéristiques des présoutènements : les tassements calculés deviennent pratiquement indépendants du nombre de boulons au front, du nombre de tubes de la voute ainsi que leur inertie de flexion.

Avec les paramètres choisis pour le Hardening Soil Model, on a réalisé une modélisation avec le logiciel métier Newtun qui ne prend pas en compte les variations de section entre les passes d'excavation. Les résultats obtenus présentent une réduction des tassements due à la voute seule de l'ordre de 10% par rapport au cas non renforcé, avec un radier à 1,5 m du front. Par comparaison, en modélisant la géométrie tronconique du tunnel, la réduction des tassements par rapport au cas sans présoutènement est de l'ordre de 9% pour la voute parapluie seule, et de 13% pour sa combinaison avec les boulons. Le choix de modélisation de la géométrie du tunnel a donc peu d'influence sur les tassements et les hypothèses prises en compte dans le logiciel Newtun sont justifiées, au moins pour une inclinaison de 6 degrés.

Par ailleurs, les résultats tendent à montrer que la voute parapluie seule ne suffit pas pour réduire les tassements en surface, pour les paramètres de sol que nous avons retenus : cette conclusion est en accord avec celle de Janin (2012).

Nous avons aussi montré qu'avec les paramètres choisis du modèle développé par Gilleron (modèle élastique non linéaire avec isotropie transverse plus critère de Mohr-Coulomb), nous obtenons des cuvettes transversales moins larges qu'avec les autres modèles.

Il est intéressant de noter que le volume perdu en souterrain est sensiblement égal au volume de la cuvette de tassement obtenu en surface.

Conclusions et perspectives

Cette thèse porte sur la modélisation numérique, par la méthode des éléments finis, de l'influence des techniques de présoutènement sur les tassements provoqués lors du creusement des tunnels peu profonds, excavés avec la méthode conventionnelle. De manière plus précise, elle avait pour objectifs de :

- proposer des méthodes de modélisation numérique des procédés de creusement et de présoutènement (boulons, voute parapluie);
- mettre en évidence l'influence de ces techniques de construction sur les tassements, de manière à fournir des éléments utiles pour le dimensionnement des projets ;
- discuter de l'influence des choix et des hypothèses de modélisation sur les résultats obtenus.

Ce mémoire de thèse comporte cinq chapitres.

Le chapitre 1 part du constat que les cuvettes de tassement obtenues avec l'approche de calcul classique, qui consiste à appliquer des forces de déconfinement sur le contour de la zone excavée, étaient plus larges que la cuvette de Peck avec les paramètres issus d'observations sur chantiers. Pour corriger ce défaut des résultats numériques, nous avons proposé d'autres approches de simulation du creusement de tunnel en déformation plane. Les résultats montrent qu'aucune des approches proposées n'a permis de retrouver des cuvettes de tassement avec des largeurs réalistes. On peut donc penser que, pour obtenir des cuvettes de tassement plus proches des observations, la technique de modélisation du creusement ne joue pas un rôle décisif, et qu'il est plus indiqué de chercher à améliorer le modèle de comportement du sol pris en compte dans les calculs. C'est ce qui a conduit Gilleron (2016) à développer, au cours de sa thèse, une loi élastique non linéaire avec isotropie transverse, que nous avons mise en œuvre dans le chapitre 5. D'autre part, la modélisation du processus de creusement en déformation plane est très répandue, mais elle se prête mal à l'analyse du fonctionnement des présoutènements, qui renforcent le caractère tridimensionnel du problème étudié. La suite du mémoire propose donc des modélisations tridimensionnelles.

Dans le chapitre 2, on a proposé une étude de l'influence du front de taille sur sa stabilité. Nous avons considéré trois configurations du front de taille : front de taille vertical, incliné et courbe. Pour obtenir un maillage dans lequel le front de taille est incliné et courbe, un script a été développé en Python pour modifier les coordonnées de tous les nœuds du fichier.data de départ correspondant au front vertical, sans modifier les autres données. Après avoir obtenu les maillages correspondant à chaque géométrie du front de taille, nous avons utilisé deux méthodes de calcul pour l'étude de la stabilité du front de taille (calcul du facteur de sécurité) avec CESAR-LCPC : le calcul du facteur de sécurité sur le chargement (FSC) et la méthode c-phi réduction (FSR).

Les calculs présentés avec la méthode FSC (facteur de sécurité), ont montré que pour un tunnel peu profond, le facteur de sécurité obtenu pour un front incliné ou courbe est supérieur de 35% et 39% respectivement au facteur de sécurité calculé pour un front droit.

Le front de taille courbe est plus stable que le front de taille vertical. Les calculs du facteur de sécurité avec la méthode c-phi réduction ont donné une représentation le mécanisme de rupture du front de taille. Cependant, l'augmentation des valeurs de facteur de sécurité obtenue pour le front courbe ou incliné est seulement de 10% environ. L'interprétation des calculs de facteurs de sécurité doit donc tenir compte de la méthode employée pour les calculer. On peut cependant considérer que la réalisation d'un front courbe, relativement simple dans le cas d'un tunnel excavé par la méthode conventionnelle, est une option qui peut permettre d'améliorer un peu la stabilité du front.

Le chapitre 3 aborde le fonctionnement du renforcement par boulonnage du front de taille d'un tunnel. Nous avons cherché à simuler les essais en centrifugeuse effectués par Al Hallak (1999). Pour représenter le renforcement dans le front de taille, deux approches ont été utilisées :

- l'utilisation d'éléments de barre prenant en compte le frottement entre le sable et les tiges (calculs discrétisés) ;
- l'utilisation du modèle « multiphasique » développé par Sudret et de Buhan (calculs homogénéisés), dans sa version la plus simple.

Les calculs discrétisés ont permis d'obtenir pour les déplacements, des résultats en bon accord, qualitativement et quantitativement, avec les mesures. Ils ont montré l'influence des boulons dans le front par rapport au cas non renforcé. D'autre part, ils ont permis de rendre compte de la rupture du front de taille, avec des valeurs de pression de rupture comparables aux valeurs mesurées. Par comparaison, les calculs homogénéisés ont sous-estimé les déplacements calculés par rapport aux mesures et n'ont pas pu simuler la fin des essais. Une version plus complète du modèle, disponible dans CESAR, permettrait de le faire, mais l'intérêt de la discussion présentée est de montrer que la prise en compte ou non de la possibilité d'un glissement entre les tiges et le sable modifie complètement le comportement calculé, ce qui illustre à nouveau l'importance de bien préciser les hypothèses sur lesquelles repose une modélisation numérique.

L'autre apport des modélisations faites par rapport aux calculs réalisés par Al Hallak (1999) et Bourgeois (2001), réside dans le modèle de comportement que nous avons utilisé pour le sable. Nous avons utilisé le modèle de Fahey et Carter, qui prend en compte la variation du module de cisaillement en fonction de la contrainte moyenne dans le sol. Le modèle permet en particulier d'éviter de caler le module de cisaillement dans différentes zones du maillage à plusieurs étapes de la phase de montée en accélération.

Le chapitre 4 porte sur l'influence des boulons au front sur les tassements provoqués lors du creusement d'un tunnel peu profond. Nous avons considéré un tunnel peu profond de type métro comportant une voûte de secteur angulaire à 90°, un piédroit et un radier contre-voûté. Au moyen de modélisations numériques tridimensionnelles avec le code par éléments finis CESAR, nous avons simulé le creusement du tunnel en définissant quatre situations de calcul : cas sans présoutènement, modélisation du boulonnage au front avec une longueur constante, modélisation avec prise en compte du processus de

renouvellement des boulons au front, et prise en compte d'une distance de pose du radier égale à 9 m en arrière du front.

Avec le modèle de Mohr-Coulomb, on a obtenu pour chaque situation étudiée, des cuvettes numériques de tassements instantanées longitudinales qui ne se ferment pas à une certaine distance en arrière du front. Nous avons donc proposé de les « corriger » de manière à obtenir à partir d'une certaine distance en arrière du front, des tassements instantanés nuls, tout en restant proches des valeurs calculées pour les points situés près du front. Par contre avec le modèle Hardening Soil Model, on a obtenu des cuvettes numériques de tassements instantanées longitudinales qui se ferment à une certaine distance en arrière du front. Il n'est donc pas utile de corriger ses cuvettes avec ce modèle de sol.

Les calculs réalisés avec les deux modèles de sol (Hardening Soil Model et Mohr-Coulomb) ont donné des résultats plus favorables en termes de réduction de tassement pour le calcul du boulonnage à longueur constante que pour le calcul prenant en compte le renouvellement des boulons. Cependant, dans les deux cas, les boulons n'ont apporté qu'une réduction des tassements assez limitée de l'ordre de 10 à 20% au maximum (pour un tassement maximum sans renforcement de l'ordre de 11 mm). En termes de stabilité du front, nous avons effectué une étude où le front de taille était fixe et le radier se trouvait à 9 et 18 m du front. Nous avons considéré des barres adhérentes et des barres « frottantes » (prise en compte à l'interface sol-barre d'une loi d'interaction de type élasticité linéaire + plasticité parfaite). Avec les paramètres choisis pour le modèle de Mohr-Coulomb, on a obtenu avec les barres adhérentes, une augmentation des facteurs de sécurité de 65% et 48%, pour le radier à 9 m et à 18 m respectivement, par rapport au cas sans présoutènement. Pour les barres frottantes, on a obtenu une augmentation des facteurs de sécurité de 43% et 39% respectivement pour le radier à 9 m et à 18 m du front, par rapport au cas non renforcé. Il est difficile de généraliser ces résultats, mais ils donnent à penser que l'apport des boulons en termes de stabilité du front est plus significatif que leur impact sur les tassements.

Dans le chapitre 5, on s'intéresse à l'étude de l'influence de la voute parapluie sur les tassements. Différentes situations ont été considérées, avec différents modèles de sol. Nous avons établi une modélisation qui prend en compte la géométrie réelle du soutènement, qui est constitué d'une succession de troncs de cône.

Avec le modèle Hardening Soil Model, et pour le choix des paramètres que nous avons fait, les calculs effectués avec l'hypothèse que les boulons conservent une longueur constante en avant du front ont donné des résultats pratiquement identiques en termes de réduction de tassement que les calculs réalisés en prenant en compte le renouvellement des boulons.

En ce qui concerne le nombre de tubes et boulons à modéliser, les calculs montrent qu'il existe des valeurs limites à partir desquelles il n'est pas utile d'augmenter ces présoutènements dans le modèle tridimensionnel. Il en est de même pour l'inertie des tubes.

On a aussi vérifié qu'on peut simplifier l'étape de constitution du maillage en prenant en compte dans le calcul un nombre réduit de tubes avec des caractéristiques mécaniques plus grandes, et donné des éléments quantitatifs pour cerner le domaine dans lequel cette simplification est valide.

Avec des hypothèses et choix de modélisations différentes de Janin (2012), nous avons montré que la réduction des tassements apportés par la voute parapluie est de 9% par rapport au cas sans présoutènement. Sa combinaison avec les boulons a donné une réduction des tassements de 13% par rapport au cas non renforcé. Globalement, la réduction des tassements obtenue est donc assez limitée. Nous avons donc proposé de simuler le creusement du tunnel dans un terrain moins raide et nous avons utilisé le modèle développé par Gilleron (2016) pour simuler le comportement du sol. Nous avons obtenu pour la voute parapluie seule, une réduction du tassement final maximal de l'ordre de 29% par rapport au cas sans présoutènement. L'efficacité des dispositifs de présoutènements prévue par les calculs dépend donc de manière cruciale du modèle de sol et des paramètres retenus. L'utilisation de modèles de comportement avancés parait indispensable pour pouvoir étudier numériquement l'influence des présoutènements, ce qui suppose de consacrer les moyens nécessaires à la caractérisation fine du comportement du massif.

D'autre part, selon les hypothèses faites sur l'interaction mécanique entre le soutènement en béton et les tubes de la voute parapluie, les calculs prévoient une efficacité différente : si les tubes sont encastrés dans le soutènement déjà posé (c'est l'hypothèse faite dans nos calculs et dans ceux de Gilleron (2016)), la réduction du tassement calculé est plus significative que si les tubes sont simplement appuyés à une extrémité (Janin, 2012 ou Monnet et Jahangir, 2014).

D'autre part, toutes les cuvettes de tassements transversales finales obtenues avec le modèle de Mohr-Coulomb et le HSM sont plus larges que les cuvettes empiriques. Pour obtenir des cuvettes de tassements transversales finales avec des largeurs réalistes, nous avons utilisé le modèle développé par Gilleron (2016) durant la simulation du creusement du tunnel. Les résultats ont donné des cuvettes transversales pratiquement deux fois moins larges que celles obtenues avec le modèle Hardening Soil Model.

Enfin, nous avons également proposé une approche simplifiée pour simuler le procédé de réduction des tassements par injections à partir des tubes de la voute appelé « présoutènement actif ». Pour les paramètres du modèle Hardening Soil Model retenus dans nos simulations, la réduction du tassement final obtenue avec la voute active combinée au boulonnage du front est de 26% par rapport au cas sans présoutènement. Cette approche confirme l'intérêt de la technique pour contribuer à réduire fortement les tassements, mais la technique de modélisation proposée reste à affiner et à mettre en œuvre de manière plus systématique.

Nous avons également montré que :

- dans les calculs, la perte de volume en souterrain et la perte de volume en surface sont du même ordre ;

- le choix de modélisation de la géométrie du tunnel dans le cas de la voute parapluie a peu d'influence sur les tassements ;
- le tube de la voute parapluie le plus sollicité est celui situé près du rein du tunnel ;
- dans le cas de la voute parapluie combinée au boulonnage au front à longueur constante, on a obtenu une augmentation du tassement final maximal de 20% pour une distance de pose du radier passant de 1,5 à 9 m. Cette analyse est en contradiction avec celle de Janin qui donne une augmentation du tassement final maximal de +100%. On ne confirme donc pas un des résultats importants de sa thèse, et la différence entre ces résultats reste à expliquer.

L'ensemble de ces résultats permet de fournir des recommandations pour la réalisation de modélisations numériques tridimensionnelles du creusement des tunnels peu profonds, et justifient certaines hypothèses qu'on peut proposer de faire pour limiter la complexité des modèles. Ils valident en particulier un certain nombre d'hypothèses qui ont été prises comme bases pour le développement d'un outil de calcul industriel dédié au calcul de tassements en présence de présoutènement par la société Itech, dans le cadre du projet FUI Newtun.

Différentes perspectives s'ouvrent pour prolonger ce travail.

La première consiste à creuser certains points soulevés précédemment. On peut par exemple proposer de poursuivre la discussion sur l'influence du retard du radier, et de réaliser des études paramétriques plus complètes sur le comportement du massif de sol, en particulier pour le modèle anisotrope ANL issu de la thèse de Gilleron (2016).

La deuxième voie pour prolonger ce travail consiste à simuler le creusement du tunnel dans un terrain hétérogène et à prendre en compte des situations plus réalistes que celles que l'on a adoptées ici pour isoler l'influence des présoutènements.

On peut également proposer d'enrichir les modélisations numériques, en prenant en compte les effets des variations du niveau de nappe au cours de la construction du tunnel.

On peut enfin estimer que la description du processus de construction pourrait être améliorée en prenant en compte un comportement plus complexe de l'interface entre le sol et les tubes de la voute parapluie, et entre le sol et le soutènement.

Les scripts que nous avons utilisés pour la voute parapluie peuvent aussi être améliorés, dans deux directions :

- on pourrait proposer d'optimiser la position des tubes de la voute parapluie suivant l'idée proposée par Gilleron (2016) en considérant une ouverture angulaire de la voute plus grande, ou un espacement des tubes différents en voute ou en rein ;
- on pourrait également modifier le script pour pouvoir modéliser les boulons au front de taille par des barres au lieu d'utiliser une approche homogénéisée.

Enfin, une autre perspective naturelle sera de confronter les modélisations numériques à des mesures sur des chantiers de tunnels excavés avec la méthode conventionnelle, avec toutes les questions que pose ce type de démarche, en raison des incertitudes inévitables sur les conditions réelles du creusement, et des difficultés d'obtenir des mesures de tassements suffisamment complètes.

Références

Abdelouhab A, Dias D, Freitag N (2010). Physical and analytical modelling of geosynthetic strip pull-out behavior. Geotextiles and Geomenbranes; 28: 44-53.

Addenbrooke TI, Potts D, Puzrin AM (1997). The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction, Géotechnique, 47(3): 693-712.

AFTES (2014). Technologie du boulonnage, Tunnels et espace souterrain, 241, 14-31.

Akhaveissy AH (2010). 2D Numerical Analysis of Sao Paulo Tunnel, Int J of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering, 4(3), 65-70.

Aksoy CO, Onargan T (2010). The role of umbrella arch and face bolt as deformation preventing support system in preventing building damages, Tunnelling and Underground Space Technology, 25, 553-559.

Al Hallak R (1999), Etude expérimentale et numérique du renforcement du front de taille par boulonnage dans les tunnels en terrains meubles, thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussés, 230 p.

Anagnostou G, Perazzelli P (2015). Analysis method and design charts for bolt reinforcement of the tunnel face in cohesive-frictional soils, Tunnelling and Underground Space Technology, 47, 162-181.

Atkinson JH, Potts DM (1977). Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil. Geotechnique 27(2):203–213.

Attewell PB, Farmer IW (1974). Ground deformation resulting from shield tunneling in London clay. Can Geotech J Can 11(3), 380-395.

Attewell, P.B., Yeates, J., Selby, A.R., 1986. Soil Movements Induced by Tunnelling and Their Effects on Pipelines and Structures. Blackie, Glasgow, London.

Augarde CE, Burd HJ, Houlsby GT (1998). Some experiences of modelling tunnelling in soft ground using three-dimensional finite elements, Application of Numerical Methods to Geotechnical Problems, A. Cividini (ed.), 603-612.

Avgerinos V, Potts DM, Standing JR (2016). The use of kinematic hardening models for predicting tunnelling-induced ground movements in London Clay, Géotechnique, 66 (2), 106-120.

Bian X, Hong Z-S, Ding J-W (2016). Evaluating the effect of soil structure on the ground response during shield tunnelling in Shanghai soft clay, Tunnelling and Underground Space Technology, 58, 120-132.

Blanco M (2012). Étude théorique et expérimentale du boulonnage à ancrage réparti sous sollicitations axiales, thèse de l'ENSMP, 191 p.

Bobet A, Einstein HH (2011). Tunnel reinforcement with rockbolts, Tunnelling and Underground Space Technology, 26, 100-123.

Bourgeois E, Garnier D, Semblat J-F, Sudret B, Al Hallak R (2001). Un modèle homogénéisé pour le boulonnage du front de taille des tunnels : simulation d'essais en centrifugeuse, Revue française de génie civil. Volume 5 - n°1, pp. 1-38, 2001.

Bourgeois E. (2006) Procédures automatiques de calcul de charges limites et de facteurs de sécurité par éléments finis, ELU-ULS 2006, 233-240.

Camos C, Molins C (2015). 3D analytical prediction of building damage due to ground subsidence produced by tunneling, Tunnelling and Underground Space Technology, 50, 424-437.

Chakeri H, Hasanpour R, Hindistan MA, Unver B (2011). Analysis of interaction between tunnels in soft ground by 3D numerical modeling, Bull Eng Geol Environ, 70, 439-448.

Chakeri H, Unver B, Ozcelik Y (2014). A novel relationship for predicting the point of inflexion value in the surface settlement curve, Tunnelling and Underground Space Technology, 43, 266-275.

Chen S-L, Lee S-C, Wei Y-S (2016). Numerical Analysis of Ground Surface Settlement Induced by Double-O Tube Shield Tunneling, J. Perform. Constr. Facil. 30(5).

Clough GW, Schmidt B (1981). Excavation and tunneling. In: Brand EW, Brenner RP (eds) Soft clay engineering, Chap 8. Elsevier.

Corté JF, Garnier J (1986). Une centrifugeuse pour la recherche en géotechnique. Bull. Liaison laboratoires des Ponts et Chaussées n° 146, 5-28, 1986.

De Buhan P (2007). Plasticité et Calcul à la rupture, Presses de l'ENPC, 268p.

Demay B (2016). Calcul des tunnels au tunnelier sans taux de déconfinement : est-ce possible, voire souhaitable ? Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Nancy.

Dias D (1999) Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage: étude numérique et application a un cas réel en site urbain, thèse INSA de Lyon, 322 p.

Dias D, Kastner R (2005). Modélisation numérique de l'apport du renforcement par boulonnage du front de taille des tunnels. Can. Geotech. J. 42: 1656–1674 (2005).

Dias D (2011). Convergence-confinement approach for designing tunnel face reinforcement by horizontal bolting, Tunnelling and Underground Space Technology, 26, 517-523.

Dias D, Kastner R (2013). Movements caused by the excavation of tunnels using face pressurized shields-analysis of monitoring and numerical modeling results. Eng Geol 152:17–25. doi:10.1016/j.enggeo.2012.10.002.

Dindarloo SR, Siami-Irdemoosa E (2015). Maximum surface settlement based classification of shallow tunnels in soft ground, Tunnelling and Underground Space Technology, 49, 320-327.

Do N-A, Dias D, Oreste P, Djeran-Maigre I (2014). Three-dimensional numerical simulation of a mechanized twin tunnels in soft ground, Tunnelling and Underground Space Technology, 42, 40-51.

El Houari N, Allal MA, Abou Bekr N (2011). Numerical Simulation of the Mechanical Response of the Tunnels in the Saturated Soils by Plaxis, Jordan Journal of Civil Engineering, vol 5, no 1, 9-31.

Ercelebi SG, Copur H, Bilgin N, Feridunoglu C (2005). Surface settlement prediction for Istanbul metro tunnels via 3D FE and empirical methods. Tunneling and Underground Space Technology, London, pp 163-169.

Fahey M, Carter JP (1993), A finite element study of the pressuremeter in sand using a nonlinear elastic plastic model. Canadian Geotechnical Journal, vol. 30, pp. 348-362.

Fang Y-S, Wu C-T, Chen S-F, Liu C (2014). An estimation of subsurface settlement due to shield tunneling, Tunnelling and Underground Space Technology, 44, 121-129.

Fang Q, Zhang D, Ngai Yuen Wong L (2012). Shallow tunnelling method (STM) for subway station construction in soft ground, Tunnelling and Underground Space Technology, 29, 10-30.

Fang Q, Tai Q, Zhang D, Ngai Yuen Wong L (2016). Ground surface settlements due to construction of closely-spaced twin tunnels with different geometric arrangements, Tunnelling and Underground Space Technology, 51, 144-151.

Fargnoli V, Boldini D, Amorosi A (2015). Twin tunnel excavation in coarse grained soils: Observations and numerical back-predictions under free field conditions and in presence of a surface structure, Tunnelling and Underground Space Technology, 49, 454-469.

Fattah MY, Shlash KT, Salim NM (2013). Prediction of settlement trough induced by tunneling in cohesive ground, Acta Geotechnica, 8, 167-179.

Gilleron N (2016). Méthode de prévision des tassements provoqués par le creusement des tunnels urbains et influence des présoutènements, thèse de doctorat, Université Paris-Est, Ecole Doctorale : Sciences, Ingénierie et Environnement, 238 p.

Glossop NH (1978). Soil deformation caused by soft ground tunnelling. Ph.D. Thesis, University of Durham.

Golpasand MRB, Nikudel MR, Uromeihy A (2016). Specifying the real value of volume loss (VL) and its effect on ground settlement due to excavation of Abuzar tunnel, Tehran, Bull Eng Geol Environ, 75, 485-501.

Greenwood JD (2003). Three-dimensional analysis of surface settlement in soft ground tunneling, Ph D, MIT.

Han K, Zhang C, Zhang D (2016). Upper-bound solutions for the face stability of a shield tunnel in multilayered cohesive-frictional soils, Computers and Geotechnics, 79, 1-9.

Hasanpour R, Chakeri H, Ozcelik Y, Denek H (2012). Evaluation of surface settlements in the Istanbul metro in terms of analytical, numerical and direct measurements, Bll Eng Geol Environ, 71, 499-510.

Hayati AN, Ahmadi MM, Hajjar M, Kashighandi A (2013). Unsupported advance length in tunnels constructed using New Austrian Tunnelling Method and ground surface settlement, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 37, 2170-2185.

Herzog M (1985). Die Setzungsmulde uber seicht liegenden Tunneln, Berlin, pp 375–377.

Hisatake M (2011). A proposed methodology for analysis of ground settlements caused by tunneling, with particular reference to the "buoyancy" effect, Tunnelling and Underground Space Technology, 26, 130-138.

Hisatake M, Ohno S, Katayama T, Ohmae Y (2012). Effects of the ring-cut method as a settlement deterrent in a soft ground tunnel, Tunnelling and Underground Space Technology, 28, 90-97.

Huang H, Gong W, Khoshnevisan S, Hsein Juang C, Zhang D, Wang L (2015). Simplified procedure for finite element analysis of the longitudinal performance of shield tunnels considering spatial soil variability in longitudinal direction, Computers and Geotechnics, 64, 132-145.

Humbert P, Fezans G, Dubouchet A, Remaud D (2005). CESAR-LCPC: a modeling software package dedicated to civil engineering, Bull. Lab Ponts et Chaussées 256-257: 7-37.

Janin J.P (2012). Tunnels en milieu urbain : prévisions des tassements avec prise en compte des effets des présoutènements (renforcement du front de taille et voute parapluie), thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 267 p.

Janin J.P, Dias D, Emeriault F, Kastner R, Le Bissonnais H, Guilloux A (2015). Numerical back-analysis of the southern Toulon tunnel measurements: A comparison of 3D and 2D approaches, Engineering Geology, 195, 42-52.

Jassionnesse C (1998). Contrôle de la déformation d'un massif renforcé par boulonnage au front de taille d'un tunnel, thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 233 p.

Juneja A, Hegde A, Lee FH, Yeo CH (2010). Centrifuge modelling of tunnel face reinforcement using forepoling, Tunnelling and Underground Space Technology, 25, 377-381.

Kavvadas M (2005). Numerical Analysis in the Design of Urban Tunnels, IACMAG, Torino.

Kitchah F, Benmebarek S (2016). Finite difference analysis of an advance core prereinforcement system for Toulon's south tube, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 8, 703-713.

Leca E (1997). Etude du comportement des tunnels creusés en terrains meubles, Habilitation à diriger des recherches, Université des Sciences et Technologies de Lille, 85 p.

Leca E (2000). Etude du comportement des tunnels creusés en terrains meubles, Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées GT66.

Leca E, Dormieux L (1990). Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material. Géotechnique; 40 (4): 581-606.

Li B, Hong Y, Gao B, Qi TY, Wang ZZ, Zhou JM (2015). Numerical parametric study on stability and deformation of tunnel face reinforced with face bolts, Tunnelling and Underground Space Technology, 47, 73-80.

Lim A, Ou C-Y (2017). Stress paths in deep excavations under undrained conditions and its influence on deformation analysis, Tunnelling and Underground Space Technology, 63, 118-132.

Loganathan, N. & Poulos, H. G. (1998). Analytical prediction for tunneling-induced ground movements in clay. J. Geotech. Geoenviron. Engng 124, No. 9, 846-856.

Ma S, Zhao Z, Nie W, Gui Y (2016). A numerical model of fully grouted bolts considering the tri-linear shear bond–slip model, Tunnelling and Underground Space Technology 54 (2016) 73-80.

Mair R, Gunn M, O'Reilly M (1981). Ground movements around shallow tunnels in soft clay. In: Proceedings of 10th international conference on soil mechanics and foundation engineering, vol 2, Stockholm, pp 323–328

Maleki M, Sereshteh H, Mousivand M, Bayat M (2011). An equivalent beam model for the analysis of tunnel-building interaction, Tunnelling and Underground Space Technology 26, 524–533.

Masin D, Herle I (2005). Numerical analyses of a tunnel in London clay using different constitutive models, Proc 5th Int Symp TC28 geotechnical aspects of underground construction in soft ground, 595-600.

Miro S, König M, Hartmann D, Schanz T (2015). A probabilistic analysis of subsoil parameters uncertainty impacts on tunnel-induced ground movements with a back-analysis study, Computers and Geotechnics, 68, 38-53.

Monnet A, Jahangir E (2014). Preliminary 3D Modelling of Structural behaviour of Face Bolting and Umbrella Arch in Tunneling, Plaxis Bulletin Autumn 2014.

Moldovan A, Popa A (2012). Finite element modelling for tunneling excavation, Acta Technica Napocensis: Civil Engineering & Architecture Vol. 55 No. 1 (2012).

Mollon G, Dias D, Soubra AH (2010a). Face stability analysis of circular tunnels driven by a pressurized shield. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE 136 (1), 215–229.

Mollon G, Dias D, Soubra AH (2010b). Face stability analysis of circular tunnels driven by a pressurized shield, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 136 (1), 215-229.

Mollon G, Dias D, Soubra AH (2010c). Rotational failure mechanisms for the face stability analysis of tunnels driven by a pressurized shield, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech. (2010). DOI: 10.1002/nag.962.

Möller S (2006). Tunnel induced settlements and structural forces in linings, Univ Stuttgart, 149 p.

Mroueh H, Shahrour I (2003). A full 3-D finite element analysis of tunneling–adjacent structures interaction, Computers and Geotechnics, 30, 245-253.

New, B.M. O'Reilly, M.P., 1991. Tunnelling induced ground movements: predicting their magnitude and effects. In: 4th Int. Conf. On Ground Movements & Structures, pp. 671-697.

Ng CWW, Lu H, Peng SY (2013). Three-dimensional centrifuge modelling of the effects of twin tunnelling on an existing pile, Tunnelling and Underground Space Technology, 35, 189-199.

Ochmanski M, Modoni G, Bzówka J (2015). Numerical analysis of tunnelling with jetgrouted canopy, Soils and Foundations, 55(5), 929-942.

Oke J, Vlachopoulos N, Diederichs MS (2014). Numerical analyses in the design of umbrella arch systems, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 6 (6): 546-564.

Oke J, Vlachopoulos N, Diederichs MS (2016). Semi-analytical model for umbrella arch systems employed in squeezing ground conditions, Tunnelling and Underground Space Technology, 56, 136-156.

O'Reilly MP, New BM (1982). Settlements above tunnels in the United Kingdom their magnitude and prediction. Proceedings of Tunnelling 82 Symposium, London, pp 173–181

Peck RB (1969). Deep excavation and tunnelling in soft ground. State of the art volume. 7th International Conference On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, pp 225–290

Pinto F, Whittle AJ (2014). Ground Movements due to Shallow Tunnels in Soft Ground. I: Analytical Solutions, J. Geotech. Geoenviron. Eng., 140(4).

Pinto F, Zymnis DM, Whittle AJ (2014). Ground Movements due to Shallow Tunnels in Soft Ground. II: Analytical Interpretation and Prediction, J. Geotech. Geoenviron. Eng., 140(4).

Puzrin AM, Burland JB, Standing JR (2012). Simple approach to predicting ground displacements caused by tunnelling in undrained anisotropic elastic soil, Géotechnique, 62 (4), 341-352.

Rankin W (1988). Ground movements resulting from urban tunneling. In: Prediction and effects, proceedings of 23rd conference of the engineering group of the geological society, London Geological Society, pp 79–92

Sagaseta, C. (1987). Analysis of undrained soil deformation due to ground loss. Géotechnique 37, No. 3, 301–320, http://dx.doi.org/10.1680/geot.1987.37.3.301.

Seo DH, Lee TH, Kim DR, Shin JH (2014). Pre-nailing support for shallow soft-ground tunneling, Tunnelling and Underground Space Technology, 42, 216-226.

Sharghi M, Chakeri H, Ozcelik Y (2017). Investigation into the effects of two component grout properties on surface settlements, Tunnelling and Underground Space Technology, 63, 205-216.

Sterpi D, Rizzo F, Renda D, Aguglia F, Zenti CL (2013). Soil nailing at the tunnel face in difficult conditions: A case study, Tunnelling and Underground Space Technology, 38, 129-139.

Strokova LA (2015). Modeling of tunneling-induced ground surface movement, IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science.

Sudret B (1999). Modélisation multiphasique des ouvrages renforcés par inclusions, thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 364 p.

Sudret B, de Buhan P (1999). Modélisation multiphasique des matériaux renforcés par inclusions linéaires, C.R.Acad.Sci. Paris, t.327, série IIb, pp. 7-12, 1999.

Svoboda T, Masin D, Bohac J (2010). Class A predictions of a NATM tunnel in stiff clay, Computers and Geotechnics 37, 817-825.

Swoboda G (1979). Finite element analysis of the New Austrian Method (NATM), 3e congrès international Numerical Methods in Geomechanics, Aix la Chapelle, vol.2, 581-586.

Ternet O (1999). Constitution et caractérisation des massifs de sable : application aux essais en centrifugeuse et en chambre de calibration, thèse de doctorat, Université de Caen.

Thorel L, Rault G, Garnier J, Murillo C, Gaudicheau P, Néel A, Favraud C (2008). Mesures en macrogravité sur modèles réduits d'ouvrages géotechniques, Bull Lab Ponts et Chaussées n°273, 93-131.

Références

Valizadeh Kivi A, Sadaghiani MH, Ahmadi MM (2012). Numerical modeling of ground settlement control of large span underground metro station in Tehran Metro using Central Beam Column (CBC) structure, Tunnelling and Underground Space Technology, 28, 1-9.

Van Dijk BFJ, Kaalberg FJ (1998). 3D geotechnical model for the north/southline in Amsterdam, Application of Numerical Methods to Geotechnical Problems, A. Cividini (ed.), 739-749.

Verruijt A, Booker JR (2000). Complex variable solution of Mindlin's problem of an excavated tunnel. In: Developments in theoretical geomechanics. A.A. Balkema, Rotterdam, pp 3-22

Verruijt, A. & Booker, J. R. (1996). Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane. Geotechnique 46, No. 4, 753-756, http://dx.doi.org/10.1680/geot.1996.46.4.753.

Vu MN, Broere W, Bosch J (2015). Effects of cover depth on ground movements induced by shallow tunnelling, Tunnelling and Underground Space Technology 50, 499-506.

Vu MN, Broere W, Bosch J (2015). The impact of shallow cover on stability when tunnelling in soft soils, Tunnelling and Underground Space Technology, 50, 507-515.

Vu MN, Broere W, Bosch J (2016). Volume loss in shallow tunnelling, Tunnelling and Underground Space Technology, 59, 77-90.

Wang Z, Wong RCK, Li S, Qiao L (2012). Finite element analysis of long-term surface settlement above a shallow tunnel in soft ground, Tunnelling and Underground Space Technology, 30, 85-92.

Wang F, Gou B, Qin Y (2013). Modeling tunneling-induced ground surface settlement development using a wavelet smooth relevance vector machine, Computers and Geotechnics, 54, 125-132.

Xie X, Yang Y, Ji M (2016). Analysis of ground surface settlement induced by the construction of a large-diameter shield-driven tunnel in Shanghai, China, Tunnelling and Underground Space Technology, 51, 120-132.

Yang XL, Wang JM (2011). Ground movement prediction for tunnels using simplified procedure, Tunnelling and Underground Space Technology 26, 462–471.

Yoo C, Lee Y, Kim SH, Kim HT (2012). Tunnelling-induced ground settlements in a groundwater drawdown environment - A case history, Tunnelling and Underground Space Technology, 29, 69-77.

Zhang L, Wu X, Liu H (2016). Strategies to Reduce Ground Settlement from Shallow Tunnel Excavation: A Case Study in China, J. Constr. Eng. Management 142(5).

Zhang ZX, Liu C, Huang X, Kwok CY, Teng L (2016). Three-dimensional finite-element analysis on ground responses during twin-tunnel construction using the URUP method, Tunnelling and Underground Space Technology, 58, 133-146.

Références

Zhang Z, Li H, Liu H, Li G, Shi X (2014). Load transferring mechanism of pipe umbrella support in shallow-buried tunnels, Tunnelling and Underground Space Technology, 43, 213-221.

Zheng G, Dai X, Diao Y, Zeng C-F (2016). Experimental and simplified model study of the development of ground settlement under hazards induced by loss of groundwater and sand, Nat Hazards, 82, 1869-1893.

Zhou S, Di H, Xiao J, Wang P (2016). Differential Settlement and Induced Structural Damage in a Cut-and-Cover Subway Tunnel in a Soft Deposit, J. Perform. Constr. Facil. 30(5).

Zymnis DM, Chatzigiannelis I, Whittle AJ (2013). Effect of anisotropy in ground movements caused by tunnelling, Géotechnique, 63 (13) 1083-1102.

Annexe : Données des calculs d'excavation avec les options REA et EXC de CESAR

Le principe des calculs de forces d'excavation avec les options REA et EXC est le suivant : l'option REA du module MCNL fabrique un fichier binaire contenant les forces nodales exercées sur les nœuds situés à la frontière entre deux groupes par les éléments de ces groupes. Ces forces nodales sont mises à jour à chaque itération du processus de calcul des déformations plastiques dans le massif. Elles sont relues et traduites directement en chargement par l'option EXC lors du calcul ultérieur.

Structure de données permettant de stocker les forces nodales (option REA)

Pour stocker les forces nodales de tous les nœuds situés à la frontière de deux groupes, donc susceptibles de faire partie d'une surface où peuvent s'appliquer des forces d'excavation, on introduit dans les données du module MCNL un mot clé de 3 lettres : REA.

La structure des données est la suivante :

REA

1

nomfich.rea

Où nomfich est le nom du fichier binaire à constituer.

Dans le cas d'un calcul avec reprise, la structure de données est la suivante :

REA

2

nomfich1.rea

nomfich2.rea

Où nomfich1 est le nom du fichier binaire contenant les valeurs des réactions obtenues à la fin du calcul précédent ; nomfich2 est le nom du fichier binaire à constituer pour stocker les réactions du calcul en cours.

Les forces nodales stockées dans les fichiers binaires seront utilisées au cours de la modélisation de l'excavation du tunnel.

Calcul des forces nodales simulant l'excavation

On introduit un mot clé de trois lettres EXC dans les options du module CHAR. Il faut donner la liste des nœuds chargés. Dans ce cas, on reprend le format de données de l'option LAM ; on donne ensuite le nom du fichier contenant les réactions calculées à l'étape précédente. La structure des données est :

EXC

NFP NNMAX

KNFP (I), I=1, NFP*NNMAX

NG, KG (I), I=1, NG

nomfich.rea

NFP : nombre de facettes chargées ;

NNMAX : nombre maximal de nœuds sur ces facettes ;

KNFP (I) la liste des nœuds des facettes chargées ;

NG : nombre de groupe intervenant dans le calcul des forces nodales ;

KG(I), I=1, NG : liste de ces groupes (avec le signe - pour les groupes excavés) ;

nomfich : contenant les forces nodales calculées à la phase précédente.

Ces options ne sont pour le moment pas accessibles via l'interface graphique CLEO, et il est donc nécessaire d'éditer « à la main » (ou à l'aide d'un script Python approprié) les fichiers de données de CESAR (fichiers.data) pour les utiliser.

Dans la suite de ce rapport, nous présentons de manière détaillée les choix de modélisation que nous avons effectués, les études paramétriques que nous avons réalisées et les résultats obtenus.

Modélisation de l'influence des techniques de présoutènement sur les tassements provoqués lors du creusement des tunnels peu profonds

Cette thèse porte sur l'utilisation de présoutènements pour réduire les tassements, c'est-àdire la mise en place de boulons au front et d'une voute parapluie au-dessus du front. Elle cherche à fournir des outils pour évaluer l'impact des techniques de construction sur les tassements au moyen de calculs numériques par éléments finis. Une attention particulière est portée aux conséquences des choix de simulation sur les résultats obtenus.

Le chapitre 1 présente une comparaison des différentes approches de simulation du creusement d'un tunnel peu profond en déformation plane. Les résultats ne justifient pas de privilégier les approches alternatives par rapport à l'approche classique qui utilise des forces de déconfinement. D'autre part, la disposition des présoutènements impose de réaliser des modélisations tridimensionnelles. Dans ce cadre, on discute, dans le chapitre 2, l'influence de la géométrie du front de taille d'un tunnel sur sa stabilité : on considère le cas d'un front de taille vertical et d'un front de taille incliné ou courbe.

Le chapitre 3 porte sur la prise en compte dans les simulations numériques du renforcement du front de taille par boulonnage. Nous avons comparé différentes approches de calcul, et montré l'apport des modélisations qui prennent en compte de manière détaillée l'interaction sol-boulon, en simulant des essais en centrifugeuse.

Dans le chapitre 4, on étudie l'influence des boulons au front sur les tassements. Nous avons cherché à discuter l'utilité de décrire finement le processus de renouvellement des boulons mis en œuvre sur chantier. Nous avons également discuté l'influence de la distance de pose du radier en arrière du front.

Le chapitre 5 étudie l'influence de la voute parapluie sur les tassements. Nous avons établi une modélisation qui prend en compte la géométrie conique de la voute parapluie et du soutènement et le cycle de renouvellement des tubes de la voute. Enfin, on a proposé une modélisation originale du procédé de réduction des tassements par injections à partir des tubes de la voute appelé « présoutènement actif ».

Les résultats fournissent des éléments pour le dimensionnement des procédés de présoutènements, en montrant, par exemple qu'il existe une valeur limite à partir de laquelle il n'est plus utile d'augmenter le nombre de boulons ou de tubes dans le modèle tridimensionnel. D'autre part, ils montrent également que le choix de modélisation de la géométrie du tunnel a peu d'influence sur les tassements.

La thèse a été conduite dans le cadre du projet FUI Newtun.

Mots-clés : tunnel, tassements, boulonnage, voute parapluie, voute active, modélisation numérique