

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique Et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université 20 Août 1955 -SKIKDA
Faculté de technologie
Département de génie civil
Référence : D012121025D



جامعة 20 أوت 1955
كلية التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية
المرجع : D012121025D

Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de
Doctorat L.M.D
En génie civil
Option : Géotechnique

Construction des ouvrages enterrés

Présentée par :

NEFLA Djamil

Sous la direction du : **Dr. HIDJEB Mustapha**

Thèse soutenue publiquement le ; 31/03/2022

Devant le jury compose de :

Président	MESSAST Salah	Professeur	Université de Skikda
Rapporteur	HIDJEB Mustapha	M.C classe A	Université de Skikda
Examineur	BELACHIA Mouloud	Professeur	Université de Guelma
Examineur	AMRANE Moussa	M.C classe A	Université de Batna 2

Remerciements

En tout premier lieu, je remercie Allah pour son aide dans l'accomplissement de ce travail. Je tiens à remercier chaleureusement Monsieur HIDJEB Mustapha, Docteur à l'université de Skikda, pour avoir accepté de diriger ce travail de recherche. Je lui suis reconnaissant pour le temps conséquent qu'il m'a accordé, ses qualités pédagogiques et scientifiques, sa franchise et sa sympathie. J'ai beaucoup appris à ses côtés et je lui adresse ma gratitude pour tout cela.

Je voudrais également adresser mes vifs remerciements au Président du Jury le Professeur MESSAST Salah de l'Université de Skikda qui a accepté de juger ce travail.

Je remercie vivement Monsieur le Professeur BELACHIA Mouloud, de l'université de Guelma et Monsieur le Docteur AMRANE Moussa, de l'université de Batna 2, pour avoir bien voulu accepter de participer au jury d'évaluation de cette thèse.

Mes remerciements s'adressent aussi aux ingénieurs de l'ANA et à leurs têtes monsieur Bachir Ghaleb pour les données recueillies pendant le chantier du Tunnel T4.

Ma plus grande reconnaissance s'adresse également à ma famille qui a toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager. À la mémoire de ma source de courage et d'inspiration, mon Père, que Dieu bénisse son âme qui me manque, il a toujours voulu me voir au plus haut grade.

Je présente tous mes remerciements à la source d'affection et d'amour, ma mère, pour sa motivation, et ses sacrifices.

A ma sœur et mon frère, qu'ils trouvent ici l'expression de ma reconnaissance de m'avoir accordé une grande attention, amour, encouragement, et aide afin d'accomplir mes études.

A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

A vous.

Résumé :

Le creusement des tunnels dans des zones de faible résistance conduit souvent à une décompression du front, ce qui peut entraîner des mouvements de terrain importants ainsi qu'une rupture du front. Ainsi, creuser un tunnel dans un sol meuble et sous une faible couverture, où l'effet de voûte n'est pas assez efficace, peut être catastrophique pour le personnel du chantier. L'objectif de ce travail de thèse est d'examiner l'influence du boulonnage frontal et du renforcement vertical sur le comportement du massif dans une section du tunnel T4 en Algérie. La modélisation consiste d'une part à considérer une approche simplifiée pour le renforcement du front de taille et d'autre part à mettre en place des micropieux comme renforcement vertical dans la zone de faible couverture. L'analyse des résultats de ce travail a montré que le boulonnage frontal peut entraîner une amélioration de la stabilité du front et une diminution de la déformation de ce dernier. Il a également montré que la technique de pré-renforcement par des micropieux peut également être nécessaire pour générer un effet d'arc, condition essentielle à la stabilité des tunnels peu profonds à court et long terme.

Keywords modélisation tridimensionnelle · pré-renforcement · boulonnage frontal · faible couverture · micropieux

Abstract :

Digging tunnels in areas of low strength, often leads to a decompression of the face, which can lead to significant ground movements as well as to face failure. Thus, tunneling through a soft ground, with a thin soil cover, where the ground arch effect is not effective enough, can be catastrophic for the construction site personnel. The objective of this PhD thesis work is to examine the influence of frontal bolting and vertical reinforcement on the behavior of the massif in a section of the T4 tunnel in Algeria. The modeling consists on the one hand in considering a simplified approach for the reinforcement of the core-face and on the other hand in establishing micropiles as vertical reinforcement in the shallow overburden zone. The Analysis of the results of this work showed that face bolting can result in an improvement in face stability and a decrease in face deformation. It also showed that the micropiles pre-reinforcement technique may also be necessary to generate an arc effect, an essential condition for the short and long term stability of shallow tunnels.

Keywords three-dimensional modeling · pre-reinforcement · face bolting · shallow overburden · micropiles

ملخص :

غالبا ما يؤدي حفر الأنفاق في المناطق ذات القوة المنخفضة إلى تخفيف ضغط الوجه ، مما قد يؤدي إلى حركات أرضية كبيرة بالإضافة إلى مواجهة الفشل. بالإضافة فإن حفر الأنفاق عبر أرضية ناعمة ، تحت غطاء تربة رقيق ، حيث لا يكون تأثير القوس الأرضي فعلا بدرجة كافية ، يمكن أن يكون كارثيا لموظفي موقع البناء.

الهدف من العمل المقدم في هذه الأطروحة هو دراسة تأثير دعم الواجهة و التعزيز العمودي على سلوك الكتلة المحيطة في جزء من نفق (ت4) في الجزائر. النمذجة العددية تتكون من ناحية في النظر في نهج مبسط لنظام الدعم على مستوى الواجهة الأساسية و من ناحية أخرى في إنشاء الميكروبييل كنظام دعم عمودي في المنطقة ذات العمق الصغير.

أظهر تحليل نتائج هذا العمل أن إغلاق الوجه يمكن أن يؤدي إلى تحسن في ثبات الواجهة و تقليل تشوهاتها. كما أظهر أيضا أن تقنية التعزيز المسبق بالميكروبييل قد تكون ضرورية أيضا لتوليد تأثير القوس ، و هو شرط أساسي للإستقرار على المدى القصير و الطويل للأنفاق ذات العمق الصغير.

الكلمات المفتاحية: النمذجة ثلاثية الأبعاد - الدعم المسبق - دعم الواجهة - العمق الصغير - ميكروبييل

Table des matières

Remerciements	2
Résumé :	3
Abstract :	4
: ملخص.....	5
Liste des figures	11
Liste des tableaux	16
Notations et abréviations	17
Introduction générale.....	19
Chapitre 1 : Synthèse bibliographique sur les constructions souterraines	21
1.1. Introduction	22
1.2. Classification des ouvrages souterrains.....	23
1.2.1. Croissance de la construction des tunnels et des ouvrages souterrains	23
1.2.2. Risques liés aux ouvrages souterrains.....	24
1.2.2.1. Effondrement.....	25
1.2.2.2. Désordres.....	26
1.2.2.3. Tassements en surface	26
1.3. Technique de construction des ouvrages souterrains	27
1.3.1. Techniques de creusement	27
1.3.1.1. Creusement à l'explosif.....	27
1.3.1.2. Creusement à attaque ponctuelle.....	27
1.3.1.3. Creusement au tunnelier.....	28
1.3.2. Méthodes de creusement.....	29
1.3.2.1. Creusement en pleine ou demi-section.....	29
1.3.2.2. Creusement en section divisée	29
1.3.3. Soutènements et revêtements des tunnels	30
1.3.3.1. Les cintres	31
1.3.3.2. Le béton.....	32
1.3.3.3. Les boulons	33
1.3.3.4. Revêtement définitif.....	37
1.4. Conclusion.....	38
Chapitre 2 : Mouvements liés au creusement d'un tunnel	39
2.1. Introduction	40

2.2.	Description générale des mouvements de sol	40
2.2.1.	Transmission des déplacements vers la surface	41
2.2.2.	Mouvements horizontaux.....	43
2.3.	Méthodes empiriques et semi-empiriques.....	46
2.3.1.	Tassement dans le profil en travers.....	46
2.3.2.	Tassement dans le profil en long	48
2.3.3.	Détermination empirique des volumes de sol en mouvement	49
2.4.	Méthodes analytiques	50
2.4.1.	Principales méthodes analytiques	51
2.4.1.1.	La méthode convergence-confinement	52
2.4.1.2.	Description	52
2.5.	Méthodes numérique	54
2.5.1.	Méthodes numériques appliquées aux tunnels.....	54
2.5.2.1.	La modélisation bidimensionnelle	54
2.5.2.2.	Modélisation tridimensionnelle.....	57
2.6.	Conclusion.....	61
Chapitre 3 : Techniques de pré-soutènement dans le creusement des tunnels.....		62
3.1.	Introduction	63
3.2.	Renforcement des tunnels	63
3.2.1.	Aspect général du renforcement du noyau.....	63
3.3.2.	Description de la méthode ADECO-RS	68
2.2.3.	Boulonnage des tunnels : historique	69
3.3.	Pratique du boulonnage en tunnel	70
3.3.1.	Technique de boulonnage	70
3.3.2.	Caractéristiques des boulons en fibre de verre	72
3.3.3.	Caractéristiques du scellement.....	72
3.3.4.	Comportement à l'arrachement.....	73
3.4.	Dimensionnement du boulonnage frontal	74
3.4.1.	Approche physique	74
3.4.2.	Approche en stabilité	77
3.4.2.1.	Analyse type équilibre limite	77
3.4.2.2.	Calcul à la rupture	79
3.4.3.	Approche en déformation	81
3.4.3.1.	modèle analytique	81

3.4.4.	Calculs numérique	83
3.4.4.1.	Approches simplifiées (modèle numérique)	83
3.4.4.2.	Homogénéisation.....	85
3.4.4.3.	Modélisation complète du terrain, des inclusions et de leur interaction	86
3.5.	Le pré-soutènement des tunnels creusés sous faible couverture	90
3.5.1.	Technique de renforcement des tunnels sous faible couverture	91
3.5.2.	Applications des micropieux dans les travaux souterrains	93
3.6.	Conclusion.....	96
Chapitre 4 : Cadre général de la simulation		97
4.1.	Introduction	98
4.2.	Présentation générale de la traversé souterraine du tunnel T4	98
4.2.1.	Position géographique.....	98
4.2.2.	Contexte géologique et géotechnique	99
4.2.3.	Relevé Géophysique	100
4.2.4.	Conditions hydrogéologiques	101
4.3.	Technique de creusement et de pré-soutènement adopté	101
4.3.1.	Méthode de renforcement	101
4.3.2.	Présentation du cycle complet de réalisation	103
4.3.3.	Caractéristiques mécanique retenues pour les simulations	105
4.3.3.1.	Propriétés géotechnique du massif.....	105
4.3.3.2.	Propriétés mécaniques du soutènement.....	106
4.3.4.	Phasage des travaux d’excavation	110
4.4.	Auscultation du tunnel T4	110
4.4.1.	Paramètres géométriques	110
4.4.1.1.	Tassement et rotation en surface	110
4.4.1.2.	Déplacement en forage	111
4.4.1.3.	Convergence de la paroi	111
4.4.1.4.	Déformation du revêtement définitif.....	112
4.4.1.5.	L’extrusion	112
4.4.2.	Paramètres mécaniques	113
4.4.2.1.	Force (tirant, boulon, pied de cintre).....	113
4.4.2.2.	Contraintes dans le massif ou le soutènement.....	114
4.4.3.	Paramètres hydraulique.....	115
4.5.	Conclusion.....	115

Chapitre 5 : Modélisation numérique 3D axisymétriques.....	117
5.1. Introduction	118
5.2. Modélisation adoptée	118
5.2.1. Description du code de calcul Plaxis 3D	118
5.2.1.1. Principe du code de calcul.....	118
5.2.1.2. Présentation des éléments structuraux utilisés	119
5.2.1.3. Modèle de comportement du sol adopté	120
5.2.2. Justification de l'approche symétrique	120
5.2.3. Contexte géologique	121
5.2.4. Caractéristique géométrique	121
5.2.5. Boulonnage du front de taille.....	121
5.2.5.1. Caractéristiques des boulons	121
5.2.6. Méthodes simplifiées en symétrie.....	122
5.2.6.1. Géométrie, maillage et conditions aux limites des modèles adoptés	122
5.2.6.2. Modélisation de la liaison boulons/terrain	123
5.2.7. Simulation du creusement.....	126
5.2.8. Etude paramétrique	126
5.2.8.1. Influence du module de Young E.....	126
5.2.8.2. Influence de la cohésion	127
5.2.8.3. Influence du coefficient des terres au repos	128
5.3. Présentation des résultats du renforcement frontal	129
5.3.1. L'effet du renforcement sur les déplacements	129
5.3.2. L'extrusion selon la densité du boulonnage.....	130
5.3.3. L'extrusion selon les différentes approches.....	130
5.3.4. Influence de la résistance du scellement des boulons	131
5.3.5. Influence de la raideur des boulons	132
5.3.6. Effet de l'emplacement du boulonnage	132
5.3.7. Incidence de la longueur des boulons	134
5.3.8. Influence des pas d'avancement durant l'excavation	135
5.3.9. Efforts sut le soutènement provisoire	135
5.4. Le pré-soutènement de la faible couverture (micropieux)	139
5.4.1. Modélisation de la liaison micropieux/terrain	139
5.4.2. Présentation des résultats du renforcement vertical.....	140
5.4.2.1. L'effet du renforcement sur le déplacement vertical	140

5.4.2.2. Evolution des tassements en surface	140
5.4.2.3. Influence de l'espace entre les micropieux	141
5.4.2.4. Influence de la longueur des micropieux	142
5.4.2.5. Influence de la surface d'installation	144
5.4.2.6. Déplacement vertical selon deux approches	145
5.4.2.7. Evolution de la contrainte de cisaillement	146
5.4.2.8. Influence de renforcement vertical sur le soutènement provisoire	147
5.4.2.9. Evaluation des sollicitations dans les micropieux	152
5.4.2.10. Evaluation des Déplacements des micropieux	157
5.4.2.11. Développement de la plasticité dans le massif	158
5.5. Validation du modèle numérique	159
5.5.1. Comparaison avec des données in situ	160
5.5.1.1. Mesures à l'intérieur du tunnel	160
5.5.1.2. Mesures à l'extérieur du tunnel	161
5.6. Conclusion	161
Conclusion et perspectives	163
Références bibliographiques	166

Liste des figures

Figure 1.1 : La différence entre les travaux souterrains et les travaux en surface (Lunardi [2008])..	22
Figure 1.2 : Causes d'effondrements des ouvrages souterrains (Idris [2007]).....	25
Figure 1.3 : Causes de désordres des ouvrages souterrains (Idris [2007]).....	26
Figure 1.4 : Machine à attaque ponctuelle (Alpine).....	28
Figure 1.5: Principales fonctions du tunnelier.....	29
Figure 1.6 : Coffrage métallique de tunnel (Doc. de CETU).....	33
Figure 1.7 : Boulons à ancrage ponctuel et réparti (Purwodihardjo [2004]).....	34
Figure 1.8 : Boulons à friction (Purwodihardjo [2004]).....	35
Figure 1.9 : Les câbles et Boulons à fente et coin (Fine [1998]).....	36
Figure 1.10 : Boulons en fibre de verre (Lunardi [2008]).....	36
Figure 2.1: Les trois composantes de la déformation dans le massif provoquée par le creusement d'un tunnel (Lunardi [2008]).....	40
Figure 2.2 : Cuvette de tassement tridimensionnel (Leblais et al [1995]).....	41
Figure 2.3.a : Mécanisme primaire (Pantet [1991]).....	42
Figure 2.3.b : Mécanisme secondaire (Pantet [1991]).....	42
Figure 2.4 : Effet de voûte (Lunardi [2008]).....	42
Figure 2.5 : les différents cas de l'effet de voûte (Lunardi [2008]).....	43
Figure 2.6 : Déplacements en avant du front.....	44
Figure 2.7 : Déplacements après le passage du front.....	44
Figure 2.8 : Déplacements après le bétonnage.....	44
Figure 2.9 : Déplacements générés par le creusement du premier tunnel (Cording [1977]).....	45
Figure 2.10 : Déformations de distortion et volumiques (Cording [1977]).....	45
Figure 2.11 : Répartition des volumes de déplacement au sein du massif (Cording [1977]).....	46
Figure 2.12 : Loi normalisé pour représenter la distribution transversale des tassements (Peck [1969]).....	47
Figure 2.13: Principe de la méthode des cuvettes instantanées.....	49
Figure 2.14 : Schéma du diamètre initial et final d'un tunnel excavé.....	49
Figure 2.15: Mouvements de sol consécutifs à une perte de volume (Uriel [1989]).....	49
Figure 2.16: Paramètre « GAP » (Lee & Rowe [1989]).....	50
Figure 2.17: Principe de la méthode convergence-confinement.....	53
Figure 2.18: Possibilités de modélisation de tunnels en bidimensionnel.....	55

Figure 2.19: Comparaison entre les différentes méthodes de prévisions des tassements et les mesures in situ (Karakus [2006]).....	56
Figure 2.20 : Modèle numérique 3D simplifié (Mroueh et Shahrour [2008]).....	59
Figure 2.21 : Comparaison de tassements mesurés et calculés (Migliazza et al [2009]).....	59
Figure 2.22 : Modèle numérique 3D du tunnel de Dobrovského prenant en compte le phasage de l'excavation selon la méthode NATM (Svoboda et Mašín [2011]).....	60
Figure 2.23 : Etapes de la simulation numérique de l'excavation de tunnel par tunnelier (Liu et al [2014]).....	60
Figure 3.1 : Paramètres importants pour réussir un ouvrage en souterrain (Lunardi [2008]).....	64
Figure 3.2 : Avancement du front de taille et zones caractéristique.....	65
Figure 3.3 : Action de l'avancement du front de taille sur le milieu.....	66
Figure 3.4 : Comportement du noyau d'avancement en fonction de l'état de contrainte (Lunardi [2008]).....	66
Figure 3.5 : Perturbation dans le terrain engendrée par l'avancement du front (Lunardi [1998])....	67
Figure 3.6 : Actions de confinement et, de préconfinement (Lunardi [1998]).....	67
Figure 3.7 : Noyau d'avancement (Lunardi [1998]).....	68
Figure 3.8 : Types d'éléments structuraux de fibre de verre (Lunardi [2008]).....	71
Figure 3.9 : mise en place des boulons en fibre de verre (Tunnel T4 Algérie).....	71
Figure 3.10 : Deux types de cycles de boulonnage du front : court ou long (Trompille [2003])....	72
Figure 3.11: Surcharge de rupture en fonction de la couverture normalisée (Egger [1999]).....	74
Figure 3.12 : Surface de rupture (Egger [1999]).....	74
Figure 3.13 : Vue de face du modèle réduit de tunnel (E.N.T.P.E.).....	75
Figure 3.14 : Influence du boulonnage sur les mouvements produites à l'avant du front (Yoo et Shin [2003]).....	76
Figure 3.15 : Modèle réduit à grande échelle (Shin et al [2007]).....	77
Figure 3.16 : Procédure de la détermination du nombre et de la longueur des boulons en fonction du F_s voulu (Oreste [2009]).....	78
Figure 3.17 : Le coefficient de sécurité en fonction du nombre de boulons :a) tunnel de Toulon. b) tunnel de Pech Brunet (Oreste et Dias [2012]).....	79
Figure 3.18 : Le coefficient de sécurité en fonction du renforcement frontal de tunnel de (Paternesi et al [2017]).....	79
Figure 3.19 : Prise en compte de l'effet des boulons sur la surface de rupture (Leca [1997]).....	80
Figure 3.20: Mécanisme de rupture tridimensionnel (Subrin [2002]).....	81

Figure 3.21: Représentation schématique du tunnel boulonné frontalement en modélisation sphérique.....	82
Figure 3.22: Répartition de la traction le long d'un boulon dans le cas de l'adhérence parfaite et non Parfaite (Trompille [2003]).....	82
Figure 3.23: La présence des boulons dans le plan de Mohr-Coulomb.....	84
Figure 3.24 : Distributions des particules, et les vecteurs déplacements engendrés par l'excavation de deux tunnels (Funatsu et al [2008]).....	87
Figure 3.25: Influence du boulonnage sur les tassements (Yoo et Shin [2003]).....	88
Figure 3.26 : Force axiale maximale en fonction de nombre de boulons (Oreste, 2013).....	89
Figure 3.27 : Effet du renforcement sur l'extrusion et le tassement en surface (Paternesi et al [2017]).....	90
Figure 3.28: Pré-soutènement des tunnels par clouage (D.H. Seo et al [2014]).....	91
Figure 3.29 : Technique de stabilisation du terrain de couverture (Kishida et al [2016]).....	92
Figure 3.30 : Modèle réduit de la technique FRSP (Ying Cui et al [2017]).....	92
Figure 3.31 : Technique de pré-soutènement FRSP (Foot reinforcement side pile).....	93
Figure 3.32 : Micropieux inclinés pour protéger un bâtiment à proximité d'une excavation (Lizzi [1982b]).....	93
Figure 3.33 : Métro de Paris et utilisation de micropieux (Lizzi [1982a]).....	94
Figure 3.34 : Tunnel du métro de Salerno (Italie) en dessous d'un bâtiment (Lizzi [1982a]).....	94
Figure 3.35 : Tunnel de l'autoroute de Naples (Lizzi [1982a]).....	95
Figure 3.36 : protection d'un bâtiment au dessus de cinq lignes du métro de Düsseldorf (BRANDL [1989]).....	95
Figure 4.1: Vue en plan et section longitudinale du tunnel T4.....	98
Figure 4.2: Emplacement du tunnel T4 sur la carte géologique de Smendou.....	99
Figure 4.3: Zone de végétation intense à Djebel Kantour.....	100
Figure 4.4: Stabilisation du terrain par tubes « GFRP », Méthode – FIT.....	102
Figure 4.5: plan de surface de la zone renforcée par les micropieux.....	102
Figure 4.6: Réalisation du boulonnage frontal par tubes « GFRP » (Tunnel T4 Algérie).....	103
Figure 4.7: Excavation de la demi-section supérieure (Tunnel T4 Algérie).....	104
Figure 4.8: Mise en place soutènement provisoire de la demi-section supérieure.....	104
Figure 4.9: Excavation de la demi-section inférieure.....	104
Figure 4.10: Mise en place du soutènement (Radier temporaire).....	105
Figure 4.11: Phasage révisé des travaux d'exécution du radier définitif.....	105
Figure 4.12: Profil géologique longitudinal du tunnel T4.....	106

Figure 4.13: Organigramme des différentes étapes de l'essai d'arrachement.....	108
Figure 4.14: Mesures réalisées sur le Boulonnage frontal (Accès coté droit).....	109
Figure 4.15: Mesures réalisées sur le Boulonnage frontal (Portail nord- tube gauche).....	109
Figure 4.16: Phasage des travaux d'excavation.....	110
Figure 4.17 : Déplacements de l'inclinomètre à l'axe (tube inclinométrique : S4-LT- 53i).....	111
Figure 4.18: Convergence et tassement mesuré au niveau du PK (231+253).....	112
Figure 4.19 : Mesure d'extrusiomètre nord gauche.....	113
Figure 4.20: Forces dans les boulons pour le point (231+218,5).....	114
Figure 4.21: Type de cellule hydraulique et double extensomètre.....	114
Figure 4.22: Les contraintes mesurées sur cintre.....	115
Figure 5.1 : Caractéristique géométrique du tunnel T4 (Algérie).....	121
Figure 5.2 : Géométrie et maillage des deux modèles numériques.....	122
Figure 5.3 : Schéma du renforcement du front de taille par boulonnage dans le tunnel T4.....	123
Figure 5.4 : Boulonnage radial et longitudinal des tunnels (Purwodihardjo [2004]).....	124
Figure 5.5 : Emplacement des boulons (FIT) dans une section du tunnel (152 boulons).....	124
Figure 5.6 : Influence du module de Young sur les différents déplacements.....	127
Figure 5.7 : Influence de la cohésion du terrain naturel sur les déplacements.....	127
Figure 5.8 : Influence du coefficient de poussée des terres K_0 sur les mouvements de terrains....	128
Figure 5.9 : L'effet de renforcement avec un boulonnage frontal sur les déplacements.....	129
Figure 5.10 : Extrusion du front en fonction du nombre de boulons.....	130
Figure 5.11 : Extrusion du front en fonction de deux approches différentes.....	131
Figure 5.12 : Extrusion en fonction de la résistance de l'ancrage.....	131
Figure 5.13 : Influence de la raideur des boulons sur l'extrusion du front.....	132
Figure 5.14 : Les trois sections de renforcements considérés dans notre étude.....	133
Figure 5.15 : Effet de la surface renforcée sur l'extrusion du front.....	133
Figure 5.16 : Assemblage des tubes « GFRP », $L=13.650$ m.....	134
Figure 5.17 : Influence de la longueur des boulons sur l'extrusion.....	134
Figure 5.18 : Effet des pas d'avancement sur les différents déplacements.....	135
Figure 5.19 : Effort axial sollicitant le soutènement provisoire.....	136
Figure 5.20 : Moment Fléchissant sollicitant le soutènement provisoire.	137
Figure 5.21 : Moment de torsion dans le soutènement provisoire.	137
Figure 5.22 : Contrainte de cisaillement sollicitant le soutènement provisoire.	138
Figure 5.23 : Déviation des contraintes existantes dans le milieu vers l'extérieur de la cavité.....	138
Figure 5.24 : Espacement entre les micropieux dans une section de $(1,5*2,5)$ m ²	139

Figure 5.25 : L'effet de renforcement vertical sur les déplacements.....	140
Figure 5.26 : Le tassement induit en surface après le renforcement vertical.	141
Figure 5.27 : Influence de l'espacement entre les micropieux.	141
Figure 5.28 : Les longueurs des micropieux étudiées.....	142
Figure 5.29 : Effet de la longueur des micropieux sur les déplacements verticaux.....	143
Figure 5.30 : Déplacement du soutènement provisoire vers le vide excavé.....	143
Figure 5.31 : Effet de la longueur des micropieux sur les déplacements horizontaux.....	144
Figure 5.32 : Surfaces d'installation des micropieux.....	144
Figure 5.33 : Déplacement horizontal en fonction de la surface pré-soutenue.....	145
Figure 5.34 : Evolution des déplacements verticaux et des tassements en surface en fonction de deux approches différentes.....	146
Figure 5.35 : Contrainte de cisaillement au dessus du tunnel après renforcement.	146
Figure 5.36 : Effet du renforcement vertical sur l'effort N_{xx}	147
Figure 5.37 : Effet du renforcement vertical sur l'effort N_{yy}	148
Figure 5.38 : Contrainte de cisaillement sollicitant le soutènement provisoire selon le plan (yz)...	148
Figure 5.39 : Contrainte de cisaillement sollicitant le soutènement provisoire selon le plan (xy)...	149
Figure 5.40 : Contrainte de cisaillement sollicitant le soutènement provisoire selon le plan (xz)...	149
Figure 5.41 : Moment fléchissant sollicitant le soutènement provisoire selon le plan (xx).....	150
Figure 5.42 : Moment fléchissant sollicitant le soutènement provisoire selon le plan (yy).....	150
Figure 5.43 : Moment de torsion sollicitant le soutènement provisoire selon le plan (xy).....	151
Figure 5.44 : Création d'une protection autour de la cavité creusée.....	152
Figure 5.45 : Effort axial N_{xx} sollicitant le renforcement vertical.....	152
Figure 5.46 : Effet de voûte Lunardi [2008].....	153
Figure 5.47 : Effort axial N_{yy} sollicitant le renforcement vertical.....	153
Figure 5.48 : Force de cisaillement sollicitant le renforcement vertical selon (xy).....	154
Figure 5.49 : Force de cisaillement sollicitant le renforcement vertical selon (xz).....	154
Figure 5.50 : Force de cisaillement sollicitant le renforcement vertical selon (yz).....	155
Figure 5.51 : Moment fléchissant sollicitant le renforcement vertical selon (xx).....	155
Figure 5.52 : Moment fléchissant sollicitant le renforcement vertical selon (yy).....	156
Figure 5.53 : Moment de torsion sollicitant le renforcement vertical.....	156
Figure 5.54 : Moment de torsion sollicitant le renforcement vertical selon la section.....	157
Figure 5.55 : Différentes zones de mouvements observées dans les micropieux.	158
Figure 5.56 : Evolution du chargement dans les micropieux (force axial N_{xx}).....	159
Figure 5.57 : Evolution du chargement dans les micropieux (force axial N_{yy}).....	159

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Classification des ouvrages souterrains (Barton et al [1974]).....	23
Tableau 3.1 : Exemples de chantiers de tunnel ayant utilisé le boulonnage frontal.....	70
Tableau 4.1 : Les propriétés mécaniques retenues pour la simulation.....	106
Tableau 4.2 : les caractéristiques mécaniques du soutènement et des boulons.....	107
Tableau 4.3 : les caractéristiques mécaniques du pré-soutènement vertical.....	108
Tableau 5.1 : Caractéristiques géotechniques utilisées lors de la modélisation.....	121
Tableau 5.2 : Caractéristiques des boulons en fibre de verre.....	122
Tableau 5.3 : Augmentation du module élastique du noyau en fonction du nombre de boulons....	124
Tableau 5.4 : Augmentation de la cohésion en fonction du nombre de boulons.....	125
Tableau 5.5 : Augmentation de φ et de C en fonction du nombre de boulons.....	125

Notations et abréviations

A	Section d'un boulon
γ	Poids volumique du terrain
C	Couverture du tunnel
D	Diamètre du tunnel
ΔD	Variation du diamètre du tunnel
H	Profondeur du tunnel à l'axe ($H=C+R$)
F _s	Facteur de sécurité
R	Rayon du tunnel
i	Abscisse au point d'inflexion de la cuvette
ix	Abscisse par rapport à l'axe du tunnel
L _c	Demi-largeur de cuvette
β	Angle d'ouverture de la cuvette de tassement
S _{clé}	Tassement en clé de tunnel
S _x	Tassement vertical à l'abscisse x
S _h	Tassement horizontal à l'abscisse x
S _{max}	Tassement maximale en surface
ν	Coefficient de poisson
K ₀	Coefficient des terres au repos
σ_0	Etat de contrainte initial
R _p	Rayon de plastification
λ	Taux de déconfinement
V	Vitesse de l'avancement de l'excavation
ψ	Angle de dilatance
σ_1	Contrainte principale majeure
σ_2	Contrainte principale moyenne
σ_3	Contrainte principale mineure
T _b	Traction dans un boulon
σ_c	Résistance en compression simple du terrain
P _r	Pression de rupture
$\Delta\sigma_3$	Incrément de contrainte principale mineure due au renforcement
E	Module de Young
c	Cohésion
C _{renf}	Cohésion renforcée
φ	Angle de frottement
φ_{renf}	Angle de frottement renforcé

d	Diamètre du boulon
P_{front}	Pression équivalente au renforcement appliquée au front
n	Nombre de boulons
A_i	Sections au mètre linéaire
A_b	Section du matériau de scellement
A_c	Section du cintre
A_n	Section d'acier du micropieu
I_i	Inerties au mètre linéaire
I_b	Inertie du matériau de scellement
I_c	Inertie du cintre
I_n	Inertie du micropieu
D_{DH}	Le diamètre du trou de forage du micropieu
EA	Rigidité normale
EI	Rigidité de flexion
N	Force axial
Mf	Moment fléchissant
Mt	Moment de torsion
σ_{adm}	Contrainte admissible en traction dans un boulon
S	Surface du front de taille
U_r	Déplacement radial
V	Perte de volume
V_e	Volume d'extrusion
V_r	Volume lié à la convergence radiale
V_s	Volume de tassement
E_c	Module d'Young du coulis
E_f	Module d'Young de l'inclusion en fibre de verre
S_F	Section de l'inclusion en fibre de verre
S_c	Section de l'injection
S_L	Distance longitudinale entre les boulons
S_T	Distance transversale entre les boulons
R_a	Résistance à l'arrachement du scellement
P	Périmètre
D_b	Densité de boulonnage
G	Module de cisaillement
PK	Point kilométrique
GFRP	Glass Fiber Reinforced plastic
FIT	Fibre Injection Tube
FRSP	Foot Reinforcement Side Piles

Introduction générale

La nature est complexe et c'est en toute modestie que les ingénieurs doivent chercher à prédire le comportement des ouvrages dans le sous-sol. Les tunnels permettent en effet un important gain de place et une diminution des pollutions atmosphériques, sonores et visuelles, critères de première importance en zone urbaine, et sont inhérents à la traversée de zones de topographie difficile, conséquence intrinsèque du développement des réseaux.

De nombreuses recherches sont actuellement menées dans le domaine des ouvrages souterrains. La construction des tunnels est un procédé complexe générant de nombreux événements dans le sol. Au fur et à mesure de l'avancement du tunnel, la mise en place d'une structure rigide permet de limiter les mouvements dans le massif et en surface. Ces mouvements peuvent être très importants si le front de taille n'est pas suffisamment stable, donc les ingénieurs sont confrontés à des problèmes très délicats concernant le contrôle des mouvements de terrains induits par le creusement, une bonne estimation de ces mouvements de terrain est donc nécessaire.

Néanmoins l'étude de l'équilibre du front de taille des tunnels à des profondeurs variables suscite un intérêt particulier, du point de vue mécanique. Il s'agit d'un problème d'interaction complexe entre deux structures de comportement très différent : le massif avec la cavité d'une part et le soutènement d'autre part. La stabilité du front de taille est directement liée à la sécurité et à la réussite de la construction d'un tunnel.

L'ingénieur dispose d'outils numériques très puissants qui permettent de simuler le creusement d'un tunnel en fonction de la technique adoptée et du phasage des travaux, afin de vérifier si les déplacements induits restent admissibles pour le massif. Les lois de comportement de sol utilisées dans les logiciels géotechniques jouent un rôle très important sur les résultats de la simulation numérique. Il est donc important de mettre en œuvre un modèle constitutif simple d'utilisation et représentant correctement le comportement réel du matériau étudié.

Ce travail, porte donc sur l'analyse numérique de renforcement frontal et vertical d'un tunnel en phase de réalisation. L'étude est effectuée à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle par éléments finis et comprend l'installation complète du tunnel avec le renforcement du front de taille par boulonnage frontal ainsi que le renforcement des zones de faible couverture avec un boulonnage vertical. Cette thèse comporte cinq chapitres.

Le premier chapitre propose une synthèse bibliographique des aspects généraux sur les constructions souterraines, notamment les différentes techniques de creusement ainsi que les

conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables, les recommandations relatives au choix du type de soutènement et de revêtement définitif.

Le deuxième chapitre s'intéresse aux mouvements de sol induits par le creusement d'un tunnel (mouvements de convergence en paroi, les tassements en surface et l'extrusion au front de taille) qui en fait est un processus complexe lié à la nature du sol et à la technique de creusement. On y présente également, dans cette partie, les différentes méthodes de prédictions des tassements.

Dans le troisième chapitre, une étude détaillée est consacrée aux problèmes de stabilité lors du creusement des tunnels et aux techniques disponibles de renforcement du front de taille et de renforcement des zones de faible couverture. Un intérêt particulier est porté à la technique de boulonnage frontal et vertical tout en évoquant les différents travaux de recherche (théoriques et expérimentaux) dont l'objectif est une meilleure connaissance du comportement du front renforcé et de la couverture pré-soutenue.

Le quatrième chapitre présente le cadre général de nos modélisations sur une partie de la traversée souterraine de l'autoroute Est-Ouest (tunnel T4) et les différentes techniques de réalisation des travaux de renforcement frontal et vertical. Ce chapitre présente les données géométrique, géotechnique et environnemental utilisées dans la technique de renforcement frontal et vertical en vue d'une limitation des tassements et des différents déplacements.

Dans le dernier chapitre, on présente les résultats de la modélisation numérique réalisée à l'aide d'un code de calcul tridimensionnel en s'appuyant sur les données géotechniques et géométriques exécutés réellement sur le chantier du tunnel T4. Cette étude a permis d'examiner l'effet de deux techniques de pré-soutènements (boulonnage frontal et micropieux) sur les déformations du massif lors du creusement de tunnel T4.

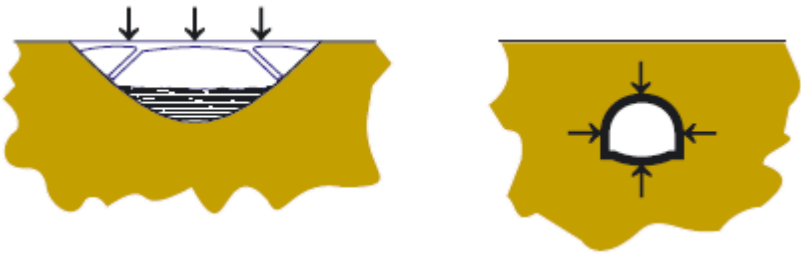
Chapitre 1 : Synthèse bibliographique sur les constructions souterraines

1.1. Introduction

Le risque géologique et le manque d'instruments appropriés d'investigation et de conception pour aborder les problèmes de sols, communément appelés, sols difficiles avec de bonnes perspectives de succès, ont toujours fait de la conception et de la réalisation de travaux souterrains un sujet à haut risques, qui ne pourrait être résolu avec un même degré d'exactitude que les autres travaux de génie civil. Par conséquent, ces derniers, ont toujours occupé une position secondaire en termes d'importance comparée, à des surfaces de sol similaires.

La réalisation de travaux souterrains exige, en premier lieu la résolution de problèmes, particulièrement complexes, de génie civil car la détermination des caractéristiques de base nécessaires à la conception de ces ouvrages est beaucoup plus difficile comparée à ceux des constructions en surface.

Contrairement aux constructions en surface, où il est plus question d'assemblage graduel de matériaux (acier, béton, etc.) avec des propriétés de résistance et de déformation bien connues pour réaliser une structure qui, sollicité par la charge de conception se trouvera en équilibre. Dans le cas des travaux souterrains, on doit prendre en considération un état d'équilibre préexistant et procéder à des études de prédictions et cela dans des conditions approximativement connues.



	Travaux en surface	Travaux souterrains
Milieu (matériau de construction)	●	○
Action (les charges sur la structure)	●	○
Réaction (contraintes et déformations)	●	○
	● Prédéterminées	○ Non prédéterminées

Figure 1.1 : La différence entre les travaux souterrains et les travaux en surface (Lunardi [2008])

Les projets de tunnels peuvent être différents par leurs profondeurs, leurs géométries, la nature du terrain, la méthode d'excavation, etc. Cependant une bonne connaissance du milieu dans lequel on opère, de l'action du creusement et de la réaction du massif suite à l'excavation et le choix de techniques de creusement ainsi que des conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables sont nécessaires pour tout projet de réalisation d'ouvrage souterrain.

1.2. Classification des ouvrages souterrains

Les ouvrages souterrains sont de types, d'usages et de dimensions très variées. Un ouvrage souterrain est entièrement construit dans un massif de sol ou rocheux, et donc il existera toujours une part inconnue dans la connaissance des sols et dans la prévision du comportement entre des sols et des structures.

On distingue deux grandes familles d'ouvrages souterrains (Mestat et al [1999]) :

- Les ouvrages de section plus ou moins régulière et de grande longueur (tunnels, galeries, buses, tuyaux)
- Les cavités souterraines et structures enterrées (usines et gares souterraines, parkings, lieux de stockage)

La classification des ces ouvrages en tenant compte de la sécurité requise (Barton et al [1974]) est donnée par le tableau ci-dessous (Tableau 1.1):

Classe	Descriptions
A	Excavations minières à caractère temporaire
B	Puits verticaux
C	Galeries hydrauliques, Collecteurs d'assainissement, Galeries de reconnaissances et galerie pilotes.
D	Cavité de stockage. Stations de traitement d'eau. Tunnels routiers et ferroviaires sur axes secondaires. Chambre d'équilibre et tunnels d'accès.
E	Usines souterraines (plus souvent hydroélectriques) Tunnels autoroutiers. Tunnels ferroviaires sur axes principaux. Galeries du métro Abris de défense civile.
F	Centrales nucléaires souterraines Gares souterraines Salles ouvertes au public (sports, spectacles).

Tableau 1.1 : Classification des ouvrages souterrains (Barton et al [1974])

1.2.1. Croissance de la construction des tunnels et des ouvrages souterrains

La construction des tunnels est l'une des premières activités d'ingénierie qui a par son importance marquée l'histoire de la civilisation humaine. « Le tunnel le plus ancien actuellement connu, semble être celui construit il y a 4000 ans sous l'Euphrate en Mésopotamie (aujourd'hui Irak) à l'époque de la reine Sémiramis. D'une longueur de 1 km, il reliait le palais royal de Babylone au temple de Jupiter » (Gesta 1, [1994]).

Aujourd'hui, cette branche du génie civil est en pleine expansion, soutenue par une série d'innovations technologiques et par les soucis écologiques dont témoignent les politiques de transport et d'urbanisme. Les civilisations modernes ont élargi le génie de souterrain afin de répondre aux besoins croissants de communication, de transport (marchandises, eau), mais aussi pour assurer le stockage des matières dangereuses (pétrole, gaz), pour décongestionner la surface des villes (parkings souterrains) ou pour loger des unités de production d'énergie (centrales enterrées).

1.2.2. Risques liés aux ouvrages souterrains

La construction en souterrain, particulièrement dans le cas des tunnels urbains a engendré des risques spécifiques pendant tous les stades du projet et en particulier durant sa réalisation, son exploitation et après son abandon. En raison des incertitudes inévitables, sur la réponse du terrain à l'effet du creusement, sur les conditions hydrologiques liées à la présence potentielle de l'eau souterraine, sur l'efficacité du soutènement et autres incertitudes géologiques, géotechniques ou géo-mécanique. Les ingénieurs, les ouvriers et les usagers et les riverains de l'ouvrage s'exposent à différents risques dont les impacts peuvent être considérables sur la sécurité des personnes et des biens.

Les risques principaux rencontrés dans la construction et l'exploitation de tels ouvrages ont plusieurs origines (Grasso et al [2004]) :

1. Risques géotechniques et géologiques : ces risques sont liés à l'insuffisance des informations obtenues à travers la campagne de reconnaissance, à la capacité de prévoir la réponse du terrain à l'action du creusement.
2. Risques hydrologiques : les risques hydrologiques sont associés à l'insuffisance des informations recueillies en ce qui concerne l'hydrologie souterraine dans la zone du projet.
3. Risques d'études : liés surtout à la difficulté du projet à s'adapter aux conditions géomécaniques rencontrées réellement, aux défauts de construction, à l'expérience du bureau d'étude ainsi qu'aux contraintes contractuelles.
4. Risques de construction ou de creusement : liés aux choix de la méthode de construction non appropriée ou mal maîtrisée, aux phénomènes d'instabilité, à l'expérience de l'équipe de constructeur et aux contraintes contractuelles.
5. Risques opérationnels liés aux défauts de fonctionnement et aux accidents.
6. Risques financiers, liés aux contraintes sociales et politiques, à la non-acceptation des responsabilités, aux contentieux et à la sécurité.

Ils existent plusieurs risques liés aux instabilités dans les ouvrages souterrains qui sont classés selon une échelle de gravité des impacts correspondants, ((Vlasov et al [2001]), (Oggeri et al [2004]) :

1.2.2.1. Effondrement

Les effondrements représentent une menace concrète sur la stabilité des ouvrages souterrains, la majorité de ces ouvrages effondrés l'ont été pendant la phase de construction. 18% seulement des ouvrages ont connu un effondrement en phase de service. La figure 1.2 illustre les causes des effondrements des ouvrages souterrains répertoriés dans la base de données (Idris [2007]).

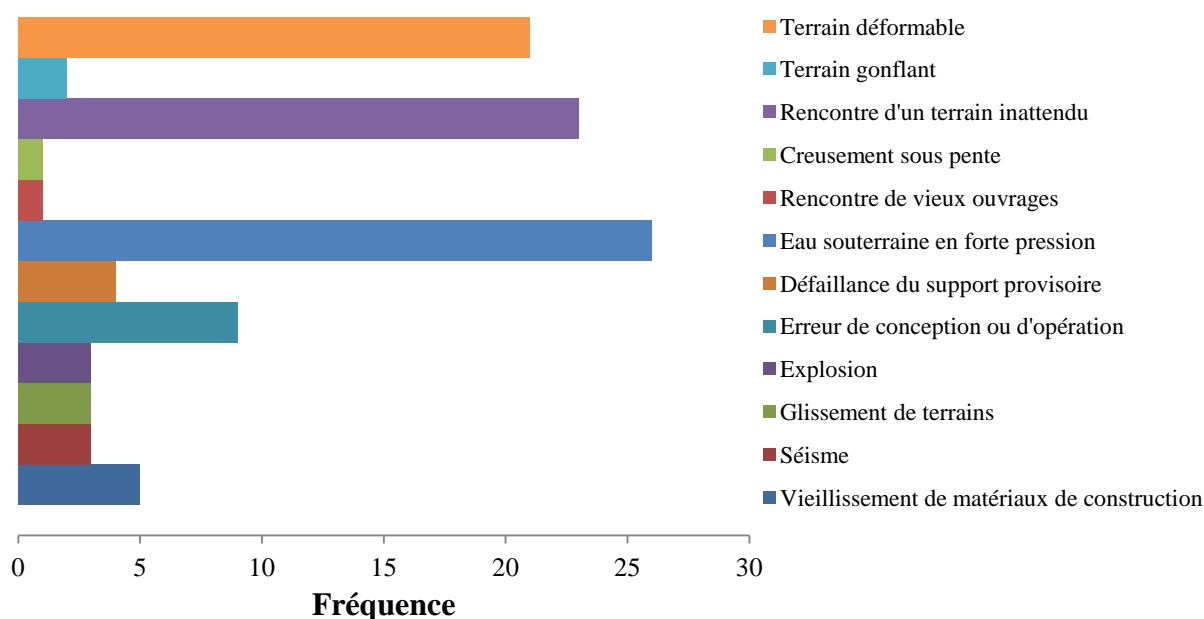


Figure 1.2 : Causes d'effondrements des ouvrages souterrains (Idris [2007]).

L'analyse de la figure ci-dessus (Idris [2007]) montre que certaines causes sont plus fréquentes que d'autres. Quelques points peuvent ainsi être indiqués :

- La rencontre d'eau souterraine à forte pression, la rencontre de terrains de mauvaise qualité et le creusement des ouvrages dans des terrains déformables sont respectivement les causes les plus fréquentes d'effondrements dans des tunnels.
- Les erreurs de conception dans la phase de dimensionnement ou les erreurs de réalisation dans la phase de creusement, le vieillissement des matériaux de construction et la défaillance du soutènement provisoire forment la deuxième catégorie de causes responsables d'effondrement des ouvrages souterrains dans la phase d'exploitation.
- La présence de terrains gonflants, les catastrophes naturelles (des séismes), les glissements de terrain, le creusement sous pente et la rencontre de vieux ouvrages (non prévus) sont des causes rarement associées aux effondrements des ouvrages souterrains.

1.2.2.2. Désordres

Les désordres ont des conséquences moins graves que les effondrements. La chute et le glissement de blocs, les éboulements, les fissurations, l'infiltration de l'eau souterraine, le soulèvement de radier, les ruptures et les déformations localisées du soutènement sont les exemples les plus fréquents de désordres rencontrés dans les ouvrages souterrains.

Le diagramme de la figure 1.3 résume les causes principales des désordres locaux survenus dans les ouvrages souterrains inclus dans la base de données (Idris [2007]).

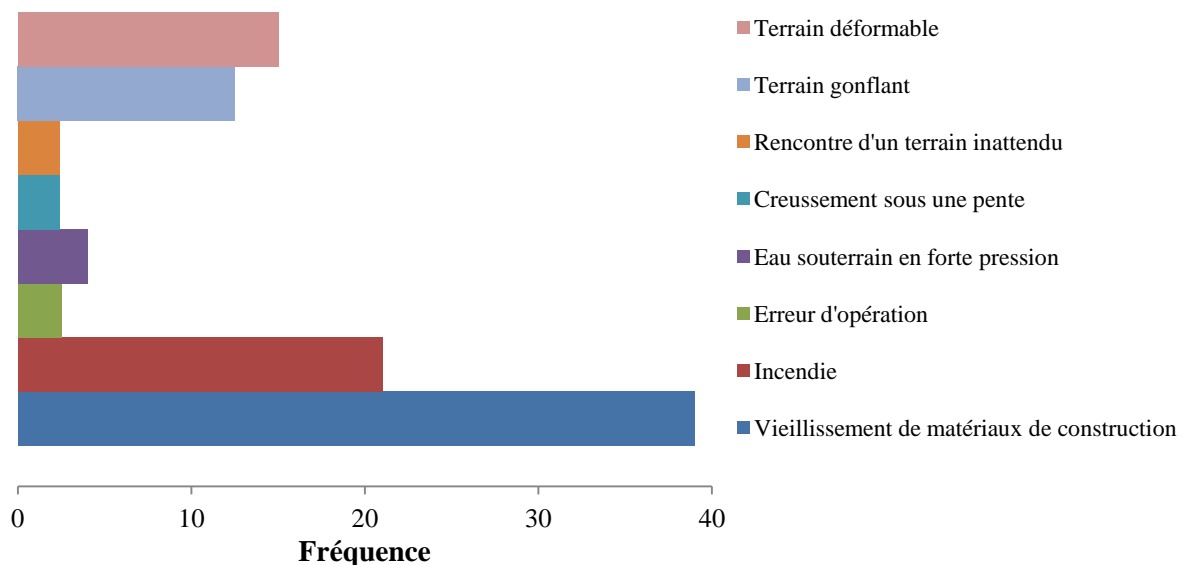


Figure 1.3 : Causes de désordres des ouvrages souterrains (Idris [2007]).

Les désordres peuvent être classés selon leur fréquence (Idris [2007]) :

- Le vieillissement des ouvrages souterrains (vieillesse de matériaux de soutènement) est à l'origine du développement d'instabilités locales dans les ouvrages anciens.
- Les incendies occupent la deuxième position parmi les causes qui engendrent des désordres dans les tunnels.
- La mauvaise qualité des terrains est à l'origine de problèmes de désordres pendant l'exécution des ouvrages souterrains.
- La présence d'eau souterraine peut entraîner des déstabilisations locales pendant l'exécution des ouvrages.
- Enfin, l'erreur d'opération pendant la phase du creusement est un facteur qui engendre des instabilités locales dans les ouvrages souterrains.

1.2.2.3. Tassements en surface

Les tunnels urbains sont des ouvrages souterrains situés à une profondeur généralement faible et souvent creusés dans des terrains meubles. Le creusement de ces ouvrages engendre,

souvent, un tassement du sol au-dessus du tunnel, pouvant endommager les infrastructures situées en surface. Dans le cas d'un tunnel peu profond, les mouvements engendrés par le creusement peuvent se transmettre vers la surface du sol où des tassements et des déplacements horizontaux se produisent, avec une amplitude et un décalage dans le temps qui dépend de la couverture et des conditions géométriques et technologiques du projet (AFTES [1995]).

1.3. Technique de construction des ouvrages souterrains

Depuis une vingtaine d'années des ouvrages souterrains sont construits à l'aide des nouvelles techniques introduites sur les chantiers. Ces techniques permettent de réaliser des ouvrages souterrains dans tout type de terrains sans occasionner de désordres en surface.

1.3.1. Techniques de creusement

La technique de creusement doit assurer l'abattage du terrain et sa stabilisation tout en respectant des critères d'économie et de rapidité. Les méthodes les plus courantes dépendent de la nature du terrain, des conditions hydrologiques, du type de projet considéré. Il existe deux grandes techniques de creusement d'un tunnel:

- Le creusement conventionnel (ou traditionnel) avec des machines à attaque ponctuelle ou l'excavation à l'explosif.
- Le creusement au tunnelier.

1.3.1.1. Creusement à l'explosif

Le creusement à l'explosif est une méthode forte ancienne mais qui est en constante évolution. Par opposition à la perforation mécanique elle est dite traditionnelle car elle était déjà employée dans les premiers travaux souterrains miniers. Pour la réalisation d'un tunnel à l'aide de l'abattage à l'explosif, il est primordial de choisir un bon plan de tir pour bien contrôler la fissuration du massif et donc de découper le rocher conformément à la section prédéfinie du tunnel (éviter les hors profils). L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaire suivantes :

- Traçage et perforation du plan de tir ;
- Chargement des trous de mines et tir de la volée ;
- Ventilation et purge de l'excavation ;
- Le marinage (l'évacuation des déblais vers l'extérieur).

1.3.1.2. Creusement à attaque ponctuelle

L'abattage peut être assuré par différents moyens mécanisés ou non (pelle mécanique, etc.), le creusement s'effectue en pleine section ou en sections divisées :

- Machines à attaque ponctuelle généralement montées sur un châssis automoteur à chenilles ou sur pneu. Le châssis supporte un bras mobile éventuellement télescopique équipé d'une tête fraiseuse capable de balayer une surface de front plus ou moins importante autour de sa position moyenne.
- Machines à attaque radiale (type Paurat, Dosco, Demag ou certaines Eickhoff), la fraise tourne autour d'un axe situé en prolongement du bras.
- Machines à attaque transversale (Alpine, Westfalia ou certaines Eickhoff), la fraise, appelée aussi tambour, tourne autour d'un axe perpendiculaire au bras et attaque tangentiellement la surface du front.

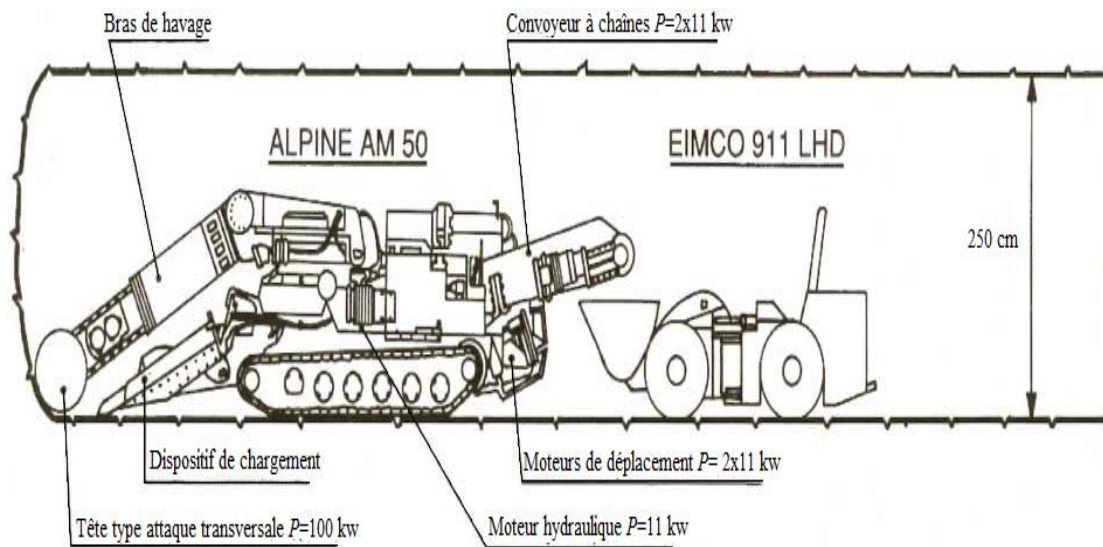


Figure 1.4 : Machine à attaque ponctuelle (Alpine)

1.3.1.3. Creusement au tunnelier

Ces usines mobiles d'une centaine de mètres de long, pour un diamètre allant jusqu'à une quinzaine de mètres, sont employées uniquement pour les linéaires importants en raison de l'investissement initial. Elles ont aujourd'hui atteint la maturité technologique nécessaire pour garantir la fiabilité de la construction et s'adapter aux différentes typologies de sol. En particulier, les capacités de confinement permettent d'obtenir de très faibles tassements en surface. De nombreuses innovations sont apportées régulièrement à cette technologie. Cette méthode ne dispose cependant pas de la flexibilité suffisante pour des ouvrages de faible longueur, non circulaires ou à fort rayon de courbure.

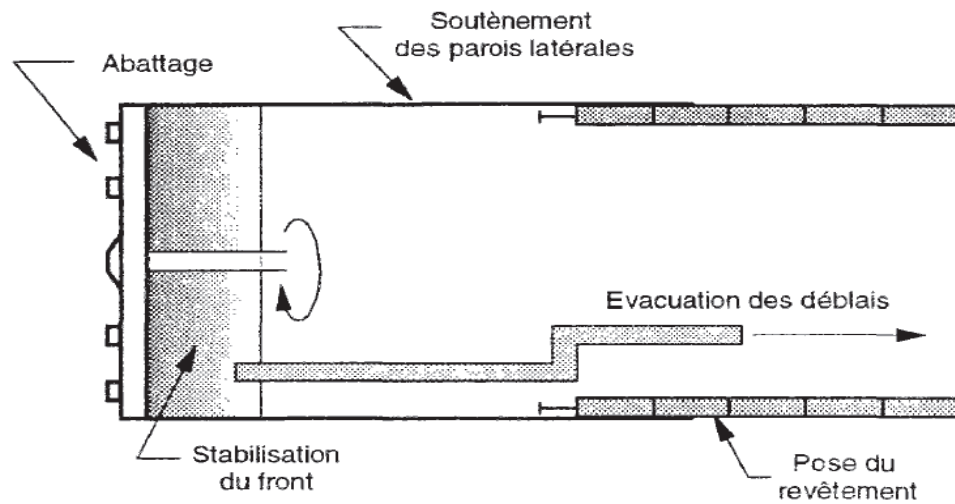


Figure 1.5 : Principales fonctions du tunnelier

1.3.2. Méthodes de creusement

L'excavation par la méthode NATM (New Austrian Tunnelling Method) peut se faire suivant différents modes d'attaque :

- Le creusement à pleine section,
- Le creusement en demi-section,
- Le creusement en section divisée.

1.3.2.1. Creusement en pleine ou demi-section

La méthode de creusement à pleine section est bien adaptée aux terrains homogènes, ne nécessitant pas l'utilisation d'un autre soutènement que le boulonnage et le béton projeté. Cependant elle nécessite l'emploi d'un matériel important (grande hauteur de l'excavation, importance des volumes de marirage à chaque volée). Lorsqu'elle est applicable au soutènement du front de taille, la méthode de creusement en pleine section est plus favorable à la maîtrise des déplacements puis qu'elle évite les problèmes liés aux reprises d'excavation dans un terrain déjà déconfiné. Cette dernière permet des avancements très importants (jusqu'à 12m) par jour procédant par volées de 4m.

Le recours à la demi-section se justifie lorsqu'il est nécessaire de mettre en place rapidement un soutènement plus important, par cintres et blindage notamment. Dans cette méthode on réalise d'abord le creusement de la partie supérieure de la section, la partie inférieure étant réalisée avec un décalage dans le temps. Le creusement par demi-section est beaucoup plus indiqué dans des terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important.

1.3.2.2. Creusement en section divisée

Ce type de creusement a surtout été utilisé alors que les procédés de pré-soutènement et de renforcement du front de taille n'étaient pas encore bien développés. Il consiste en l'ouverture

préalable d'une ou de plusieurs galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement final. Plusieurs manières de diviser la section sont possibles:

- On l'utilise quand les caractéristiques du terrain sont insuffisantes pour assurer un soutènement du front de taille dans une ouverture en pleine ou demi-section.
- Cette méthode a pour conséquence importante de retarder le moment où toute la section du tunnel sera exécutée. Chaque étape du creusement doit être parfaitement contrôlée de façon à maîtriser l'évolution du terrain.
- Si les tassements en surface sont à limiter au maximum, il convient de combiner ce mode de creusement avec un traitement préalable des terrains.

1.3.3. Soutènements et revêtements des tunnels

Le soutènement et le revêtement du tunnel constituent des éléments essentiels du projet et de l'exécution des tunnels. Ils jouent un rôle important pour la stabilité du tunnel. Ils stabilisent les déformations, qui se produisent à court terme, au fur et à mesure du creusement du tunnel. Ils reprennent les pressions du terrain qui peuvent se développer à long terme et qui sont liées au comportement différé du massif. Ils limitent les déformations résultant du creusement afin qu'elles demeurent compatibles avec la fonctionnalité de l'ouvrage lui-même et celle des ouvrages situés à proximité, ouvrages souterrains ou ouvrages superficiels. De plus ils sont primordiaux pour assurer la sécurité du chantier tout au long de la construction du projet et pendant son service.

L'Association Française des Travaux en Souterrain (AFTES) distingue quatre classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain :

- les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant. Ce sont essentiellement le béton projeté seul et le béton projeté associé à des cintres légers.
- les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant. Il s'agit du boulonnage sous ses diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément : boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à la résine), boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier) et barres foncées.
- les soutènements agissant par supportage à savoir les cintres lourds, les cintres légers, les plaques métalliques assemblées, les voussoirs en béton, les tubes préforés (voûte parapluie), et les boucliers.
- les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques ou hydrologiques : injection de consolidation, air comprimé et congélation.

1.3.3.1. Les cintres

On peut se référer aux recommandations de L'AFTES [1993] relatives à l'emploi des cintres dans la construction des ouvrages souterrains. Par définition, le terme de cintre désigne toute structure de soutènement rigide et discontinue plaquée le long de la paroi du souterrain, quels que soient sa forme et le matériau dont elle est constituée. Donc, les cintres sont généralement composés d'éléments relativement rigides par rapport à leurs dimensions. Ils peuvent être utilisés seuls ou en association avec d'autres structures (blindage, boulons, béton projeté, grillage etc.). Employés seuls, ils constituent généralement un soutènement discontinu formé « d'anneaux » des soutiens plus ou moins espacés les uns des autres mais non jointifs. Ils sont généralement renforcés par des entretoises longitudinales, et l'ensemble est fréquemment noyé dans du béton projeté.

Un cintre en tant que tel peut être modélisé par un élément de poutre (en déformation plane), une condition d'appui simple, un ressort ou encore une condition sur le déplacement radial (modèle axisymétrique). Comme en général, le cintre est noyé dans du béton projeté, une homogénéisation locale est effectuée et la modélisation concerne l'ensemble « béton projeté – cintres – entretoises ». Dans ce cas, on peut utiliser des éléments de poutre ou des éléments volumiques au comportement équivalent (si son épaisseur est suffisante).

➤ Les cintres métalliques lourds

Constitués de profilés de forte inertie cintrés ou assemblés de façon rigide sont capables d'agir comme de véritables soutènements dans la mesure où la section du souterrain n'est pas trop importante. Suivant leur mode d'assemblage, il peut s'agir de profilés simples, accouplés ou à treillis. Les profils des cintres lourds les plus fréquemment utilisés à la traversée des zones fracturées et broyées dans les tunnels au rocher sont (IPN, HEA, HEB). On peut aussi classer dans cette catégorie les cintres mobiles ou télécopiables que l'on déplace au fur et à mesure de l'avancement du front.

➤ Cintres réticulés

Cintres constitués de barres d'acier à haute limite élastique (généralement armatures pour béton armé) liaisonnées par des aciers secondaires constituant une « réticulation ». Les cintres légers coulissants peuvent également être utilisés lorsqu'on veut donner une certaine déformabilité au soutènement (ce type de cintres est beaucoup moins employé maintenant).

➤ Les cintres métalliques légers

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

pour provoquer le glissement de l'assemblage. Lorsque les efforts sont importants, on a recours généralement à l'utilisation de cintres de type TH, UPN.

1.3.3.2. Le béton

Le soutènement en béton est un type de soutènement couramment utilisé car il est assez pratique à appliquer et moins coûteux par rapport au soutènement en acier. Il est facile à mettre en forme selon la forme du tunnel et il a une bonne résistance contre l'incendie. Il peut être utilisé à la fois comme le soutènement provisoire ou bien comme le revêtement définitif.

➤ **Le béton projeté**

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des dernières années. Utilisé près du front, seul ou en association avec le boulonnage et/ou les cintres légers, il constitue ce que l'on a appelé la méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage et qui est également connue sous le nom de nouvelle méthode autrichienne (NMA). Le confinement généralisé que le béton projeté procure permet de limiter la déformation et d'éviter la chute des caractéristiques mécaniques du terrain qui résulte obligatoirement d'un desserrage trop important. Trois types de l'utilisation du béton projeté entrant dans la composition du soutènement des ouvrages souterrains :

- **Le béton projeté comme peau protectrice** : agit ici à la manière d'un ciment, permettant d'assurer le jointoiment des grains de sol et / ou des fragments de roche, et d'éviter qu'une désorganisation en chaîne du terrain se développe.
- **Le béton projeté comme peau résistante** : ce type maintient le terrain, préserve sa cohésion à faible distance de la paroi, il est surtout sollicité en cisaillement et doit être renforcé à l'aide d'un treillis soudé, de fibres ou de cintres.
- **Le béton projeté comme anneau de structure** : dans ce dernier cas, le béton projeté doit être conçu comme une véritable structure, capable de reprendre à la fois des efforts normaux et des moments.

➤ **Prérevêtement coffré**

Ce type de soutènement peut être utilisé, soit sur de très courtes longueurs, soit en complément d'un soutènement par cintres métalliques pour renforcer ceux-ci. Il peut être réalisé avec un coffrage traditionnel ou avec des plaques métalliques jouant le rôle de coffrage. Un revêtement définitif est ensuite mis en place à l'intrados du prérevêtement.



Figure 1.6 : Coffrage métallique de tunnel (Doc. de CETU)

1.3.3.3. Les boulons

Le boulonnage est une technique largement utilisée pour la construction du tunnel. Les boulons sont généralement disposés soit dans des directions radiales (inclusions métalliques), soit horizontalement devant le front de taille (boulons en fibre de verre). Les clouages de paroi jouent un rôle de confinement lié à la convergence du tunnel alors que les boulons au front jouent un rôle de confinement lié à la preconvergence du tunnel. On distingue les types suivants :

➤ Les boulons à ancrage ponctuel

Le boulonnage à ancrage ponctuel consiste à placer dans un trou une tige ancrée à son extrémité en fond de trou et à munir l'autre extrémité d'une plaque que l'on serre contre le terrain. L'ancrage est assuré par deux méthodes :

- Un dispositif à expansion: lorsque l'on exerce un effort de traction sur la tige, des coquilles s'écartent et viennent en butée sur les parois du trou
- Une substance de scellement: résine ou ciment. Si le scellement est réalisé sur toute la longueur du boulon, on a alors à faire à un ancrage réparti.

➤ Les boulons à ancrage réparti

Le boulonnage à ancrage réparti consiste à placer dans un trou une tige que l'on scelle au terrain sur toute sa longueur au moyen d'un produit de scellement : résine ou ciment. Une plaque est fréquemment fixée par un écrou et serrée contre la paroi bien que cette plaque ne soit pas essentielle au fonctionnement du boulon. Quatre types de tige peuvent être utilisés :

- Des tiges lisses qui peuvent permettre un glissement entre l'acier et le matériau de scellement. Les caractéristiques de ces tiges sont identiques à celles des tiges utilisées pour l'ancrage ponctuel.
- Des tiges crénelées qui procurent une très bonne adhérence entre l'acier et le produit de scellement.
- Des tiges filetées, ce qui permet de serrer la plaque avec un écrou.
- Des tiges forgées avec une collerette supportant la plaque.

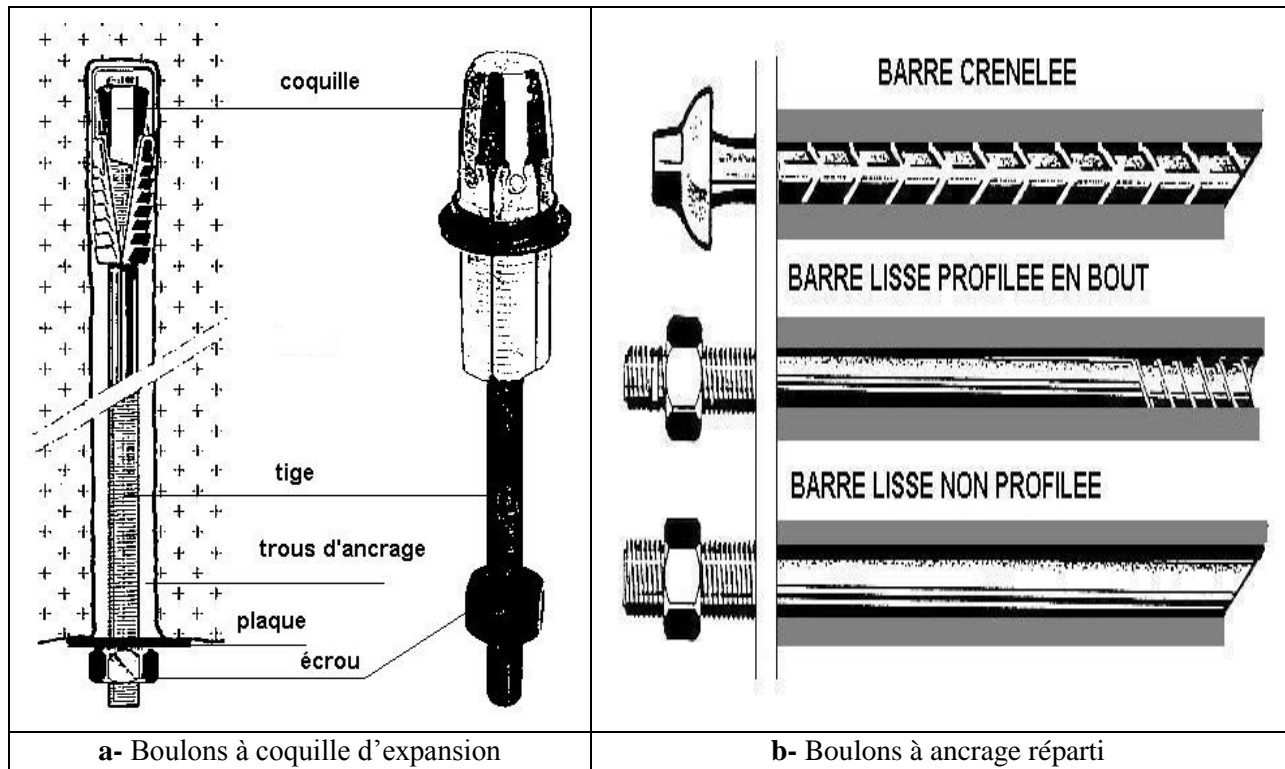
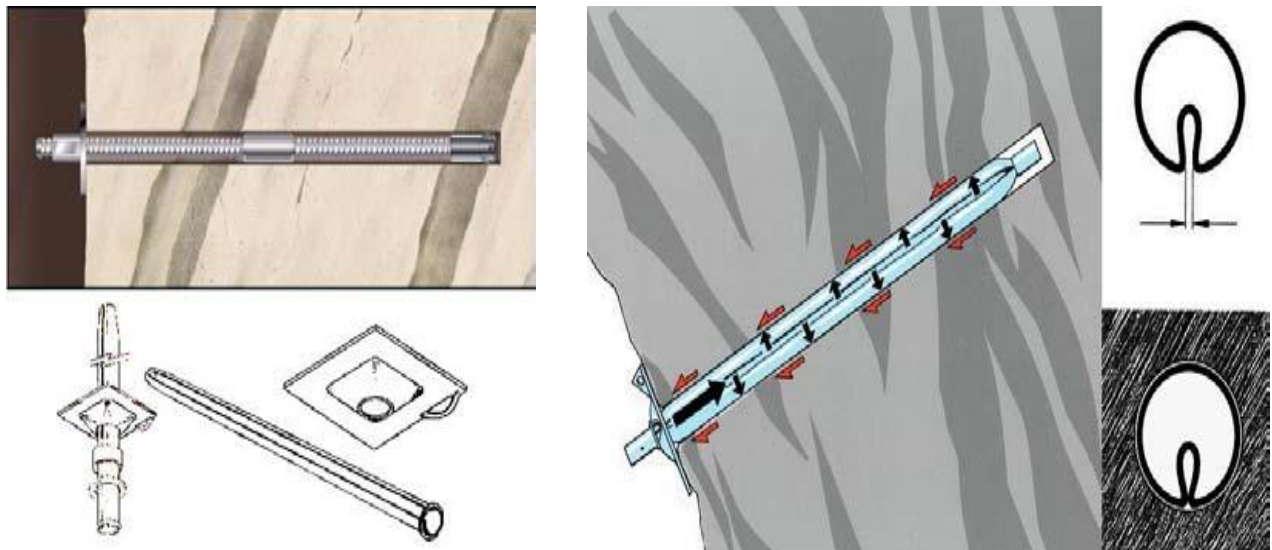


Figure 1.7 : Boulons à ancrage ponctuel et réparti (Purwodihardjo [2004])

➤ Les boulons à friction

Les boulons à friction sont le développement le plus récent de la technologie du boulonnage. Il s'agit de structures métalliques que l'on introduit dans un trou et dont la liaison avec le terrain est assurée par le frottement entre la roche et l'acier. Deux types de boulons fonctionnant selon ce principe, il s'agit des Split-set et des Swellex. Le Split-set est formé d'une tôle en acier, pliée sous la forme d'un tube et qui présente une ouverture sur toute sa longueur (diamètre : 39 ou 46 mm ; ouverture : 18 mm). La mise en place de ces boulons se fait en force dans un trou d'ancrage (diamètre : 36 ou 42 mm) à l'aide d'un marteau perceur. C'est lors de ce fonçage du boulon que des efforts radiaux au forage se développent et que la liaison entre le boulon et le terrain se crée. Sa longueur est limitée entre 0,9 à 3,6 m, en raison des efforts nécessaires à leur mise en place.

La fabrication d'un swellex (boulon expansif) démarre d'un tube mince en acier qui est aplati puis roulé de nouveau en forme de tube. Le diamètre de ce tube est alors nettement inférieur à celui du tube initial. Des manchons sont soudés à chaque extrémité et un trou d'injection est percé dans l'un des manchons jusqu'à l'intérieur du tube. La pose de ce type de boulons se fait de la façon suivante : on introduit le boulon dans le trou puis il est gonflé au moyen d'eau sous haute pression qui rentre dans le boulon au niveau du trou d'injection. Cette pression qui peut atteindre 30 MPa déplie le boulon et la plaque contre la paroi du trou. La longueur des boulons expansifs est comprise entre 1 et 8 m.



a- Split-set (d'après la société Ingersoll-Rand)

b- Swellex (d'après la société Atlas-Copco)

Figure 1.8 : Boulons à friction (Purwodihardjo [2004])

➤ Dérivés du boulonnage

Il s'agit de technologies diverses dérivées du boulonnage.

- **Les câbles** : Cette technique est semblable à la technique de l'ancrage réparti où la tige d'acier rigide est remplacée par un ou plusieurs câbles. La longueur des boulons peut atteindre 40 m. Ce type de boulonnage a été utilisé pour des cavités de grandes dimensions.
- **Boulons autoforeurs** : Ces boulons sont du type à ancrage réparti. Ils sont formés un fleuret fileté sur sa longueur à l'extrémité duquel est fixé un taillant. Après la foration, qui doit être rotopercutante, le fleuret est laissé en place et le taillant est perdu. En suite, un mortier est injecté pour effectuer le scellement. Il est possible de raccorder de nombreuses barres avec des manchons jusqu'à des longueurs de 15 ou 20 m.
- **Boulons à fente et coin** : Ces boulons se composent d'une tige d'acier, de diamètre 20 à 24 mm, fendue à une extrémité et filetée à l'autre extrémité. La longueur de la fente est de 150 mm environ. Dans la fente est inséré un coin qui est rentré dans la fente en

frappant à l'autre extrémité à l'aide d'un marteau pneumatique. Au cours de la frappe, le coin s'appuyant sur le fond du trou, pénètre dans la fente en l'élargissant et les deux arêtes viennent au contact du terrain formant ainsi l'ancrage.

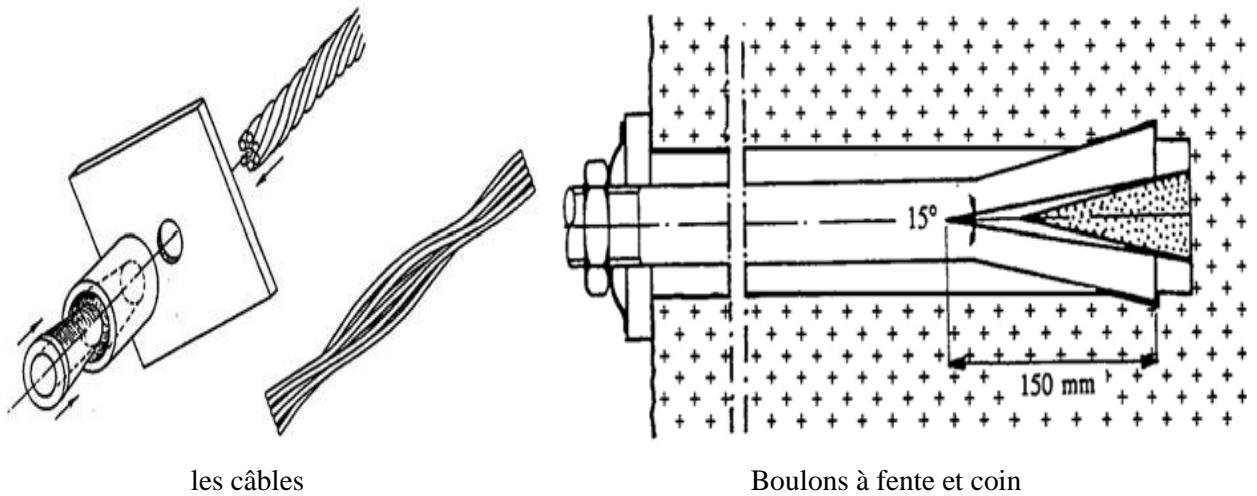


Figure 1.9 : Les câbles et Boulons à fente et coin (Fine [1998])

• **Boulons en fibre de verre :**

L'intérêt principal de ces tiges est de permettre d'exploiter un massif déjà boulonné sans dégrader les outils d'abattage. Ces tiges sont ancrées en utilisant des injections à haute pression, chimiques ou de béton. Normalement on les applique au front de taille du tunnel pour renforcer le terrain devant le front. Lunardi [2008] a proposé une méthode appelée l'approche de A.DE.CO- RS (Analyse des DEformations CONtrôlées en Roches et Sols). Il a utilisé des boulons en fibre de verre pour renforcer le front de taille du tunnel.

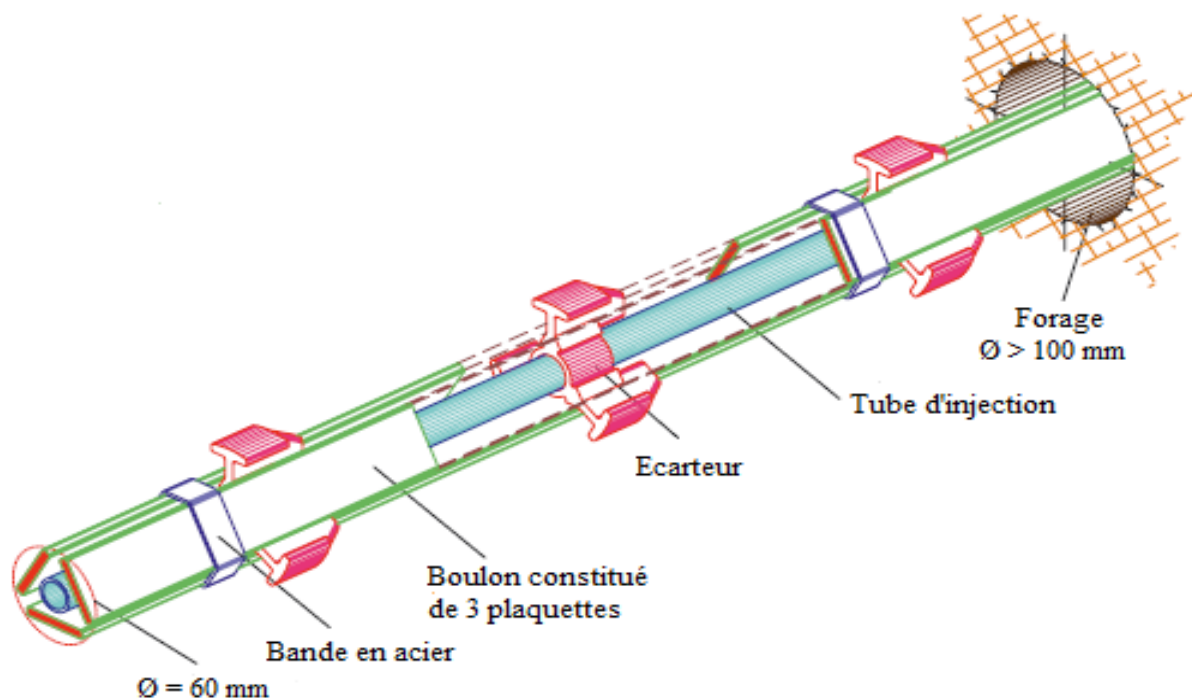


Figure 1.10 : Boulons en fibre de verre (Lunardi [2008])

1.3.3.4. Revêtement définitif

Le revêtement définitif des tunnels n'est, en principe, mis en place, que lorsque l'une des conditions suivantes se trouve réalisée :

- ou bien le rocher ne présente pas un aspect suffisamment régulier vis-à-vis des conditions d'exploitation du tunnel pour que son utilisation, même recouvert de béton projeté, puisse être envisagée ;
- ou bien, même si le rocher présente, temporairement, des conditions d'exploitation suffisantes, il peut être nécessaire de faire intervenir le comportement à long terme et de mettre en place, à ce titre, un revêtement définitif. Il est à noter que, dans le cas où l'on choisit le creusement mécanisé avec mise en place de voussoirs préfabriqués en béton, ce revêtement est très souvent considéré comme le revêtement définitif et ne saurait, dans ce cas, recevoir aucune couche intérieure.

➤ **Revêtement en béton coffré non-armé :**

C'est souvent la technique de revêtement la plus performante en termes de coût et de fonctionnalité, principalement dans le domaine routier. Pour les tunnels réalisés de manière séquentielle, le revêtement est exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement.

➤ **Revêtement en béton coffré armé :**

Les revêtements en **béton coffré armé** sont tout à fait exceptionnels en souterrain. Cette solution est adoptée lorsque le revêtement est supposé reprendre une charge hydrostatique importante dans le cas d'un étanchement total de l'ouvrage. Le revêtement peut également être armé lorsque suite à des convergences trop importantes, son épaisseur est insuffisante pour assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme.

Plutôt exceptionnel : on se contente parfois d'armer localement certaines zones du revêtement lorsque les calculs prévoient des contraintes de traction ou de cisaillement importantes. En général, seuls les ouvrages possédant un radier comportent des armatures : les zones les plus sollicitées se situent généralement en clé de voûte, en radier et à la liaison radier-piédroits.

➤ **Revêtement en béton projeté :**

Utilisé que dans les cas où ne se pose aucun problème lié à la stabilité de l'ouvrage, à son étanchéité et à son confort d'utilisation. Il n'est pas économiquement envisageable pour les ouvrages dont le dimensionnement impose des épaisseurs de béton supérieures à 15 ou 20 cm.

Il ne présente pas d'excellentes qualités esthétiques (des procédés de lissage du béton projeté sont toutefois apparus ces dernières années).

➤ **Revêtement en voussoirs préfabriqués :**

Ce type de revêtement assure à la fois une fonction de soutènement et de revêtement dans les ouvrages réalisés au tunnelier. Il s'agit en général de voussoirs préfabriqués en béton armé de 30 à 40 cm d'épaisseur, boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre voussoirs d'un même anneau et anneaux successifs. Dans la solution des voussoirs universels, ces voussoirs sont légèrement pincés par rapport à l'axe du tunnel, ce qui permet de suivre le tracé dans toutes les directions.

1.4. Conclusion

Les ouvrages souterrains sont des projets coûteux, leur réalisation nécessite la collaboration de plusieurs spécialistes dont le rôle est d'assurer chaque étape de projet. Grâce au progrès scientifique, les techniques et les méthodes de conception et de construction des ouvrages souterrains se sont beaucoup développées et améliorées au cours du temps. Néanmoins, le risque fait toujours partie de chaque étape d'un projet souterrain, le calcul, le choix de la méthode d'exécution, du soutènement convenable, et du revêtement nécessaire sont conçus en fonction des conditions topographiques, géologiques et géotechniques.

Ce chapitre présente une analyse des phénomènes d'instabilité rencontrés dans les ouvrages souterrains et des risques associés aux différents stades de la construction de ces derniers. Ainsi cette partie est également consacrée à la connaissance, des différentes techniques de creusement ainsi que des conditions dans lesquelles ces méthodes sont applicables.

Le soutènement et le revêtement du tunnel constituent des éléments essentiels du projet et de l'exécution des tunnels. Ils jouent un rôle important pour la stabilité du tunnel. De plus ils sont primordiaux pour assurer la sécurité du chantier tout au long de la construction du projet et pendant son service.

Chapitre 2 : Mouvements liés au creusement d'un tunnel

2.1. Introduction

La construction des tunnels est un procédé complexe générant de nombreux événements dans le sol. Au fur et à mesure de l'avancement du tunnel, la mise en place d'une structure rigide permet de limiter les mouvements dans le massif et en surface. Ces mouvements peuvent être très importants si le front de taille n'est pas suffisamment stable ou si le tunnel a une forte interaction avec des ouvrages existants. Tous ces procédés demandent une analyse très profonde et sophistiquée de ce type des ouvrages creusés en souterrain. Plusieurs approches sont ainsi utilisées pour chercher à étudier et prévoir l'évolution de ces mouvements dans le massif. Dans le présent chapitre, les différentes méthodes seront présentées par le biais d'exemple tirés de la littérature.

2.2. Description générale des mouvements de sol

L'introduction d'une cavité dans un terrain modifie l'état des contraintes dans le massif autour de la zone excavée. Il en résulte alors des mouvements au sein du massif. En fonction de l'intensité de cette perturbation, ces mouvements s'accompagnent en général d'un déplacement instantané du front de taille vers l'excavation ainsi que d'une convergence des parois du tunnel.

Toutes ces déformations commencent déjà bien à l'avant du front de taille, comme amplement décrit et démontré à l'aide de mesures in situ par Lunardi et Bindi [2004] et Lunardi [2008].

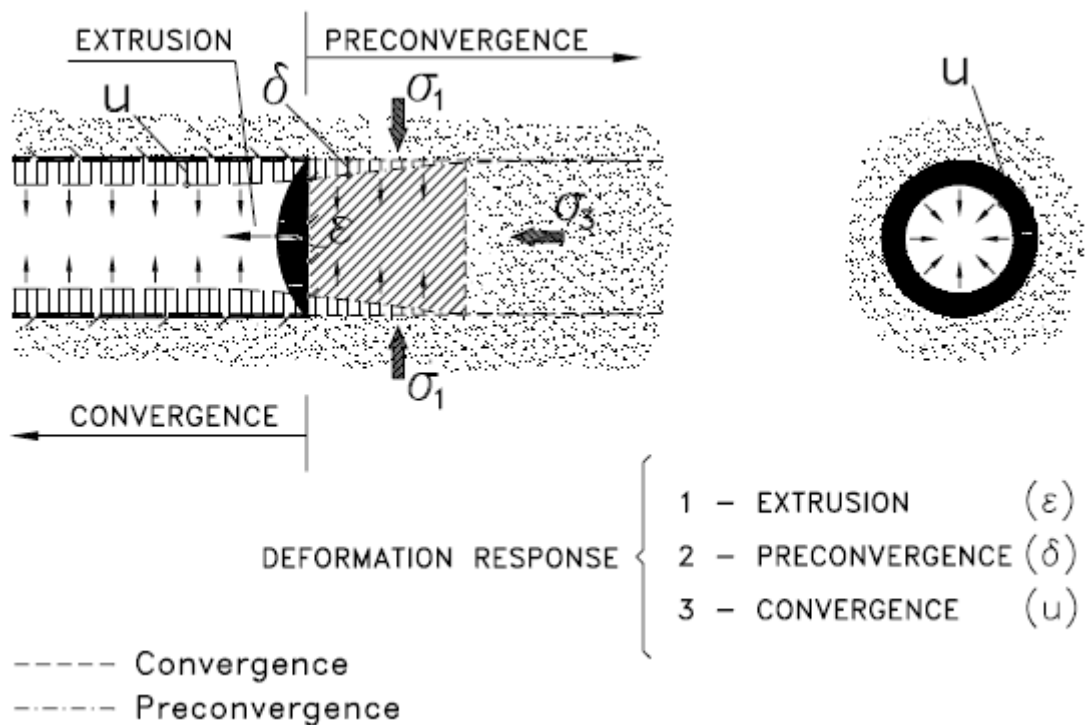


Figure 2.1 : Les trois composantes de la déformation dans le massif provoquée par le creusement d'un tunnel (Lunardi [2008])

2.2.1. Transmission des déplacements vers la surface

A partir de la périphérie de l'excavation, les déplacements se transmettent vers la surface, avec une amplitude et un décalage dans le temps dépendant des conditions géotechniques, géométriques et technologiques du projet. Représentée par Attewell [1987], Leblais et al [1995], la cuvette tridimensionnelle de tassement, peut causer des dommages importants aux ouvrages existants. A ce propos, Lunardi [2008] a proposé la méthode ADECO RS, visant à limiter les déformations en tunnel et les tassements en surface grâce à un contrôle rigoureux des déformations du noyau devant le front de taille. Les principes de cette théorie seront présentés dans le prochain chapitre.

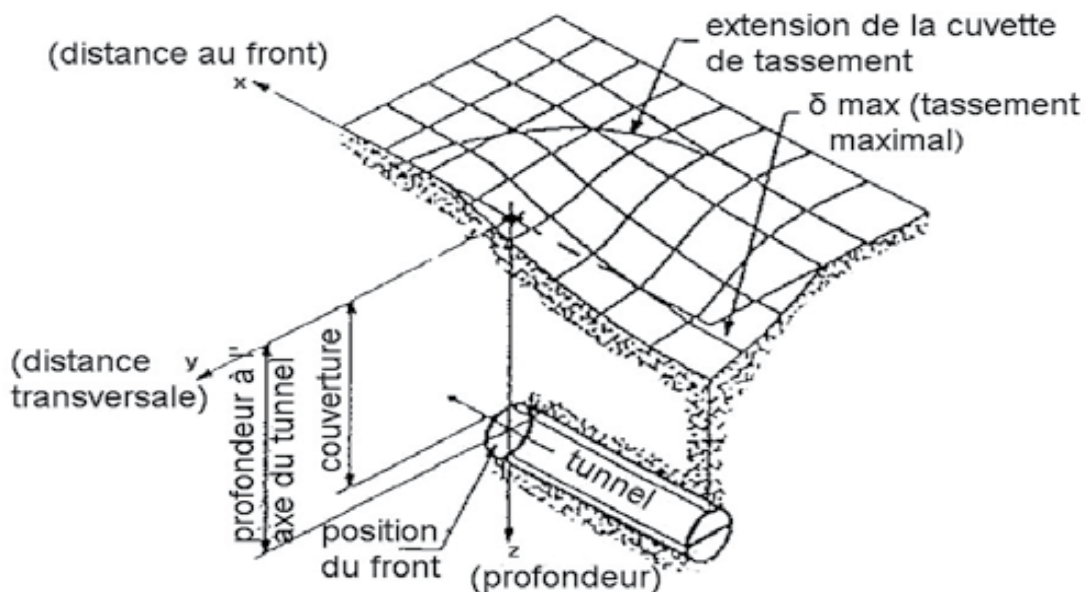


Figure 2.2 : Cuvette de tassement tridimensionnel (Leblais et al [1995])

Pour illustrer ce phénomène, deux mécanismes sont mis en évidence :

Le *mécanisme primaire* se déclenche avec le déconfinement du front. Il est caractérisé par la formation d'une zone de terrain en déformation au-dessus de la galerie. Lorsque le tunnel est assez profond (la hauteur est d'un ordre de 2,5 fois supérieure au diamètre c.à.d. $C/D > 2,5$), la transmission des effets du creusement vers la surface, au dessus de la zone supérieure, est généralement réduite.

Suite au précédent mécanisme, un *mécanisme secondaire* peut se déclencher lorsque le tunnel est assez proche de la surface ($C/D < 2,5$) et que le confinement n'est pas suffisant. Il en résulte la formation d'un bloc de terrain "rigide", limité par deux bandes de cisaillement simples ou multiples qui joignent le tunnel à la surface. Les déplacements en clé de voûte et en surface, au droit de la galerie, sont alors du même ordre.

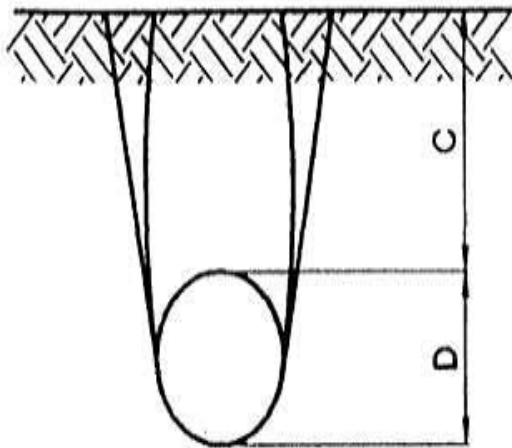


Figure 2.3.a : Mécanisme primaire (Pantet [1991])

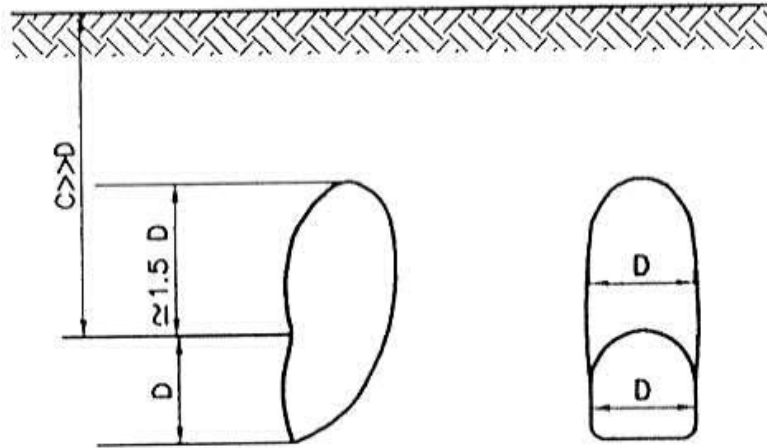
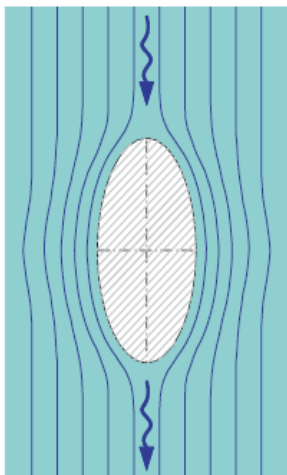


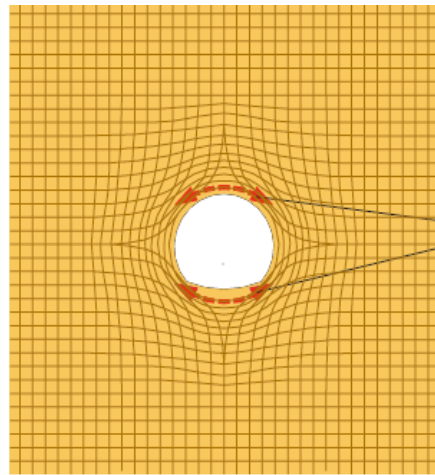
Figure 2.3.b : Mécanisme secondaire (Pantet [1991])

➤ **Effet de voûte :**

Il existe une apparente similitude des lignes d'écoulement dans le courant d'un fleuve déviées par le pilier d'un pont et les lignes d'écoulement du champ de contrainte dans une masse de roche déviées par l'ouverture d'une cavité créant ce qui ressemblerait à des canalisations autour d'elle pour ainsi créer une zone d'effort accru autour des murs de l'excavation (Lunardi [2008]). Donc les contraintes préexistantes sont déviées par l'ouverture de la cavité ; c'est la canalisation du flux de ces contraintes sur le contour de l'excavation qui est à l'origine de l'effet de voûte.



les lignes de l'écoulement dans le courant d'un fleuve autour d'une pile d'un pont



les lignes de l'écoulement dans le champ de contrainte du terrain autour d'une cavité

Effet de voûte

Figure 2.4 : Effet de voûte (Lunardi [2008])

Quand il a lieu, ce phénomène permet de garantir la tenue et la durée d'espaces vides dans le sous sol. Cet effet de voûte est fonction de l'état de contraintes du massif et des caractéristiques de résistance et de déformabilité du terrain. Il a été reporté (Dias [1999]) que l'effet de voûte se produit dans les 3 trois cas suivants :

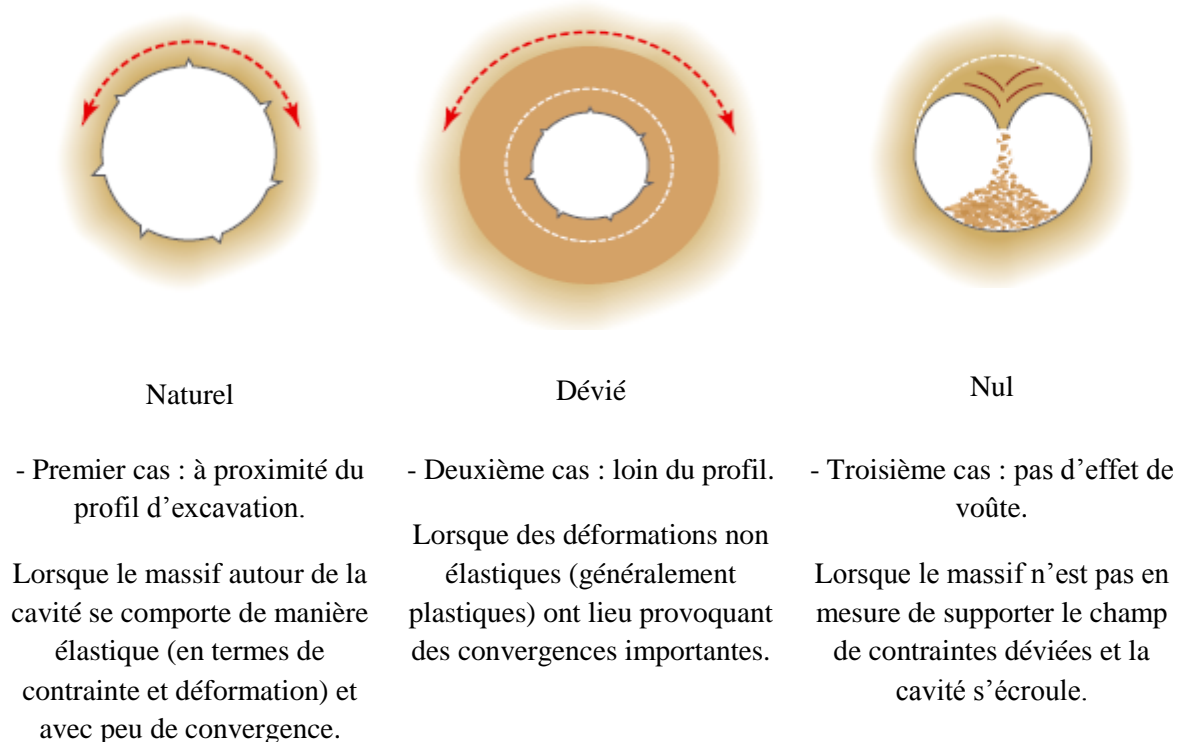


Figure 2.5 : les différents cas de l'effet de voûte (Lunardi [2008])

2.2.2. Mouvements horizontaux

Les déplacements horizontaux se produisent dans le massif de sol pendant le creusement du tunnel et peuvent être mesurés à l'aide d'un inclinomètre. Les mesures sont possibles dans deux directions perpendiculaires (longitudinale et transversale). La Figure 2.6 montre le déplacement avant le passage du front de taille. Dolzhenko [2002] a constaté que la déformation est très faible. Cependant il a remarqué une déformation latérale d'un millimètre vers l'extérieur au droit du tunnel. Le déplacement du terrain en dessous du tunnel est quasiment nul.

Après le passage du front de taille illustré par la coupe transversale du tube I.3 (Figure 2.7), Dolzhenko [2002] remarque un mouvement de sol dans le tube vers l'extérieur correspondant à 8 mm de déplacement dans la coupe transversale au niveau du tunnel et à 4 mm de déplacement dans la coupe longitudinale vers l'avant. Ce phénomène est lié au bétonnage du tunnel. Dans le tube I.1 le même effet apparaît plus tard.

La Figure 2.8 présente les déplacements pour la phase suivante qui correspond au bétonnage du tunnel en arrière de la jupe. Il observe un mouvement vers l'extérieur et vers l'avant dans les deux tubes. En effet, le bétonnage sous pression sollicite le terrain en compression radiale, de la même manière que le ferait un essai pressiométrique.

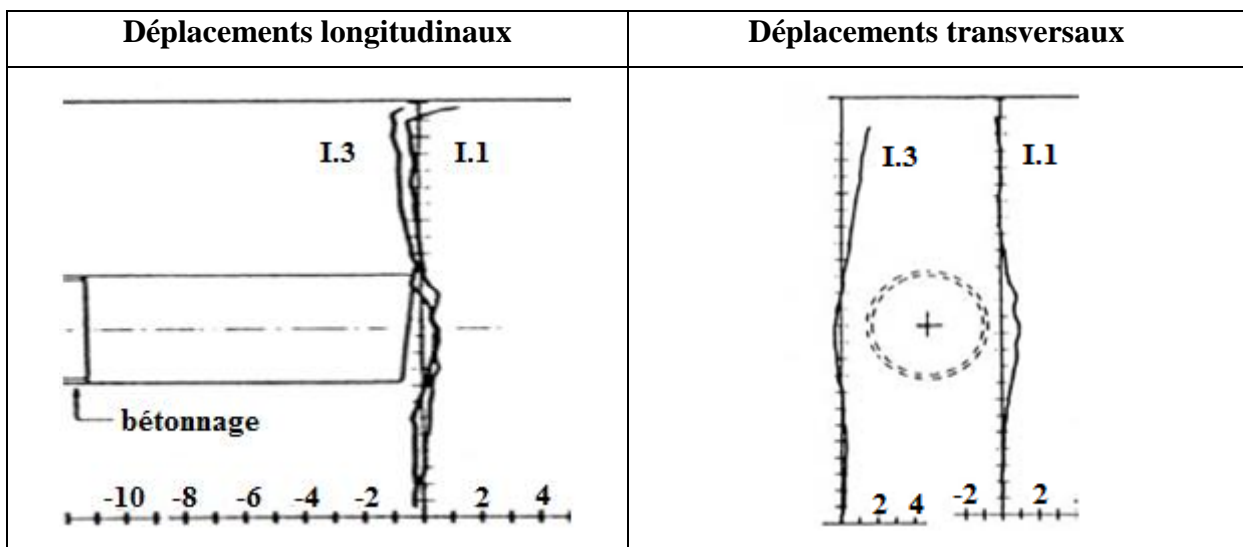


Figure 2.6 : Déplacements en avant du front

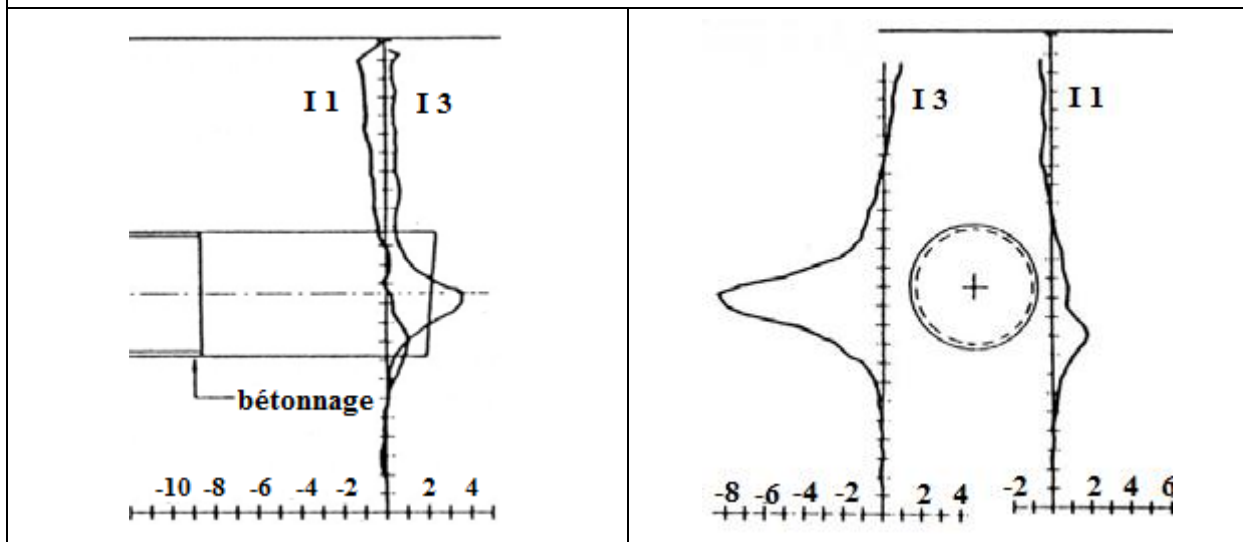


Figure 2.7 : Déplacements après le passage du front

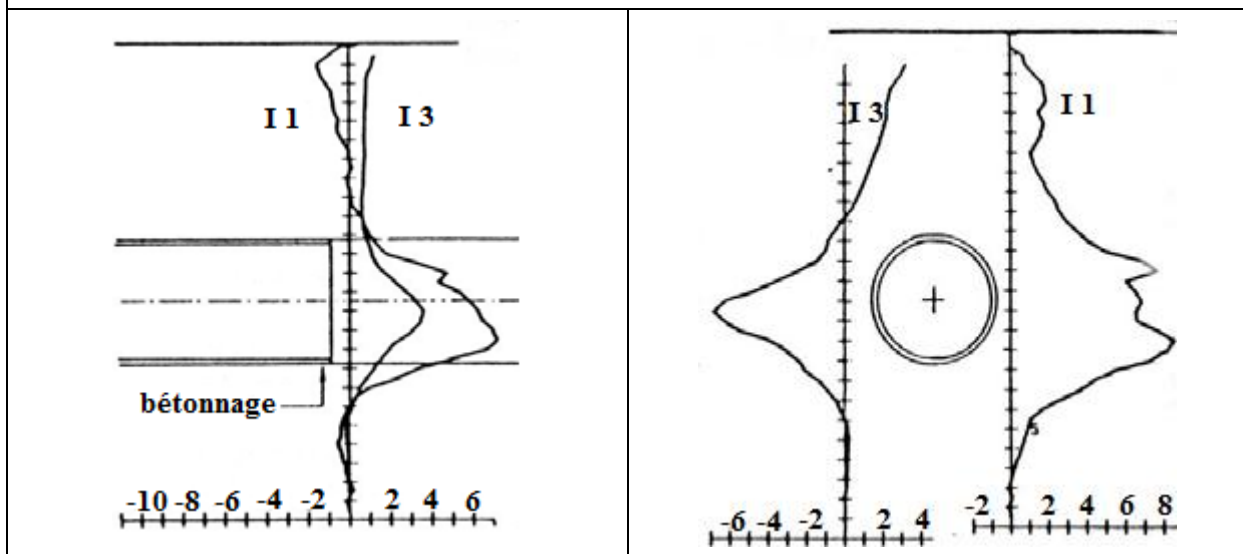


Figure 2.8 : Déplacements après le bétonnage

D'après une synthèse des résultats des travaux effectués en chantier (17 sites) Hansmire et Cording [1975] présentent une répartition des déplacements dans un massif du sol pendant le

creusement d'un tunnel. Les Figures ci-dessous montrent les lignes d'isovaleurs de distorsion (Figure 2.9) et de déformations volumiques (Figure 2.10) du chantier de métro de Washington D.C.

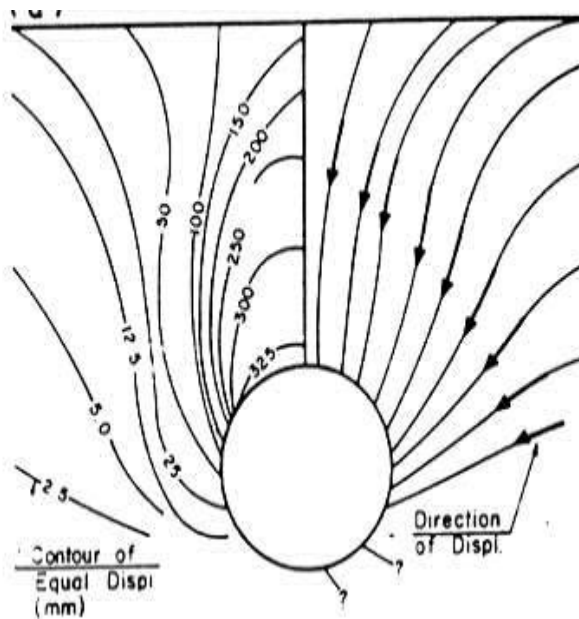


Figure 2.9 : Déplacements générés par le creusement du premier tunnel (Cording [1977])

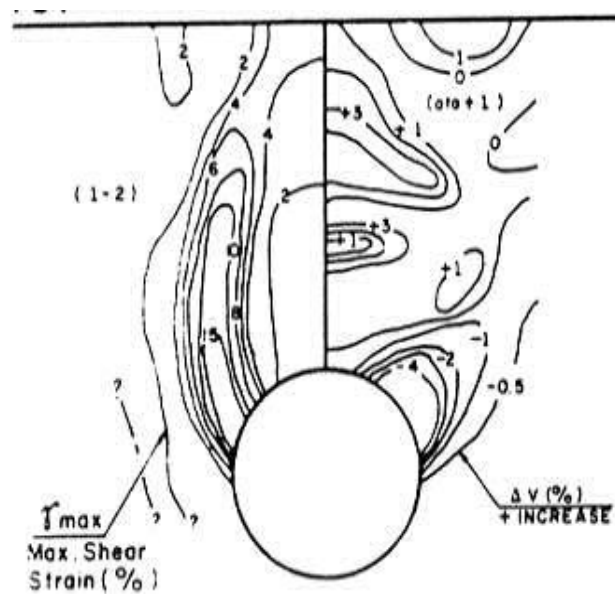


Figure 2.10 : Déformations de distorsion et volumiques (Cording [1977])

On note sur la Figure 2.9 la symétrie de la cuvette de tassement.

- Le déplacement vertical est maximal au dessus de la clé du tunnel
- le déplacement horizontal est maximal en surface.

Il est important de signaler que si la couverture du tunnel avait été insuffisante, les lignes de cisaillement auraient pu atteindre la surface et provoquer un phénomène de rupture en bloc.

Les phénomènes suivants ont également été mis en évidence (Figure 2.11) :

- en surface, apparition de zones de compression dans les deux zones latérales.
- une zone décompressée en forme de dôme au dessus de la clé du tunnel.
- deux zones de distorsion maximale débutant à 45° et se propageant verticalement.
- resserrement par compression aux reins de la cavité.

La distribution des déformations dans un massif de sol dépend de la hauteur de couverture du sol, si elle est insuffisante, 2 lignes de cisaillement se propagent jusqu'en surface. Ces résultats ont été confirmés par les essais obtenus sur des modèles réduits dans des sols différents. Mair [1981] a effectué des essais en centrifugeuse dans les milieux argileux et a constaté des mouvements radiaux autour du tunnel. Al Abram [1999] et Adachi [1985] ont travaillé sur des sols analogiques et constatent que plus la couverture du sol est grande et la valeur maximale du déplacement observée en surface est moins importante.

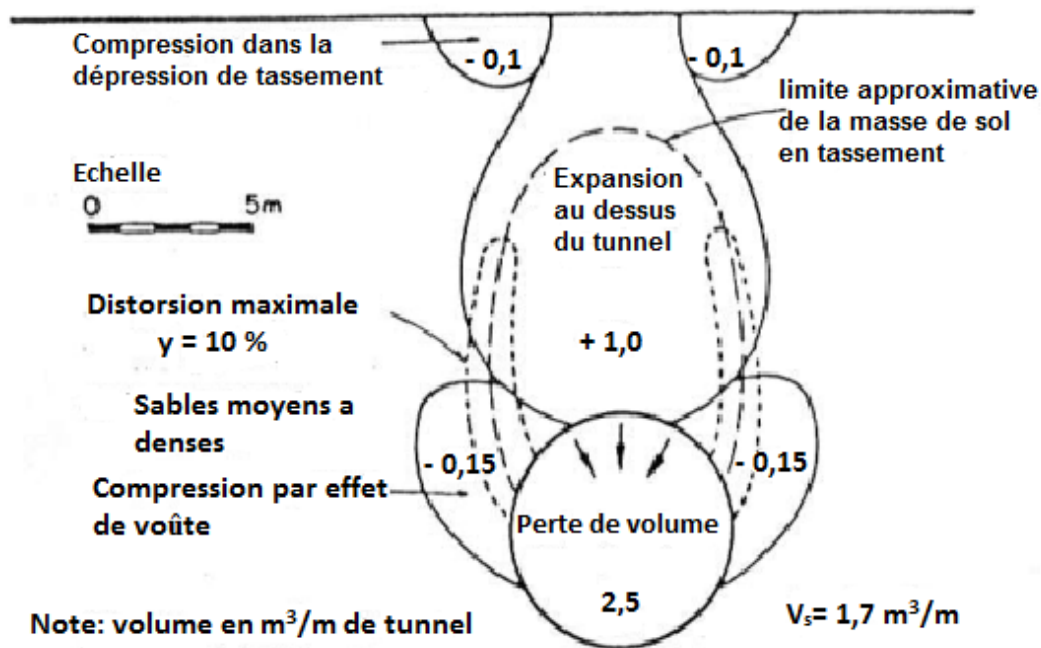


Figure 2.11 : Répartition des volumes de déplacement au sein du massif (Cording [1977])

2.3. Méthodes empiriques et semi-empiriques

Ces méthodes, en général, visent à estimer principalement les tassements en surface à partir d'un faible nombre de paramètres, tels que la profondeur du tunnel, son diamètre, la nature du massif et la perte de volume ou la convergence engendrée par l'excavation. Ces méthodes sont très efficaces si les paramètres observés in situ sont proches des hypothèses prises en compte dans les approches théoriques simplifiées.

2.3.1. Tassement dans le profil en travers

Des données importantes de mesures de tassements sont disponibles dans la littérature (Schmidt [1969], Peck [1969], Attewell [1977], Clough et Smith [1981], O'Reilly et New [1982], Rankin [1988]). Ces mesures ont montré que la distribution transversale des tassements en surface de tunnel peut bien être modélisée par une courbe de Gauss. La formulation analytique du tassement se présente sous la forme suivante :

$$S(x) = S_{max} \exp \frac{-x^2}{2i^2} \quad (2.1)$$

Où S_{max} est le tassement maximal au centre de la cuvette et i est l'abscisse du point d'inflexion de la cuvette de tassement, x représente l'abscisse par rapport à l'axe du tunnel. La cuvette de tassement est caractérisée par sa demi largeur $L_c = 2.5 \cdot i$ (figure 2.12) et son volume total $V_s = 2.5 \cdot i \cdot S_{max}$ qui évoluent au fur et à mesure des phases de creusement.

Plusieurs corrélations empiriques ont été proposées par les auteurs, reliant « i » aux paramètres géométriques de l'ouvrage (profondeur, diamètre, couverture) en fonction de la nature du sol. Ainsi, le tassement maximum S_{max} a été également déterminé en fonction des

données expérimentales, les différentes formules existantes dans la littérature de ces deux paramètres ont été présentées par Dolzhenko [2002] dans son mémoire de thèse.

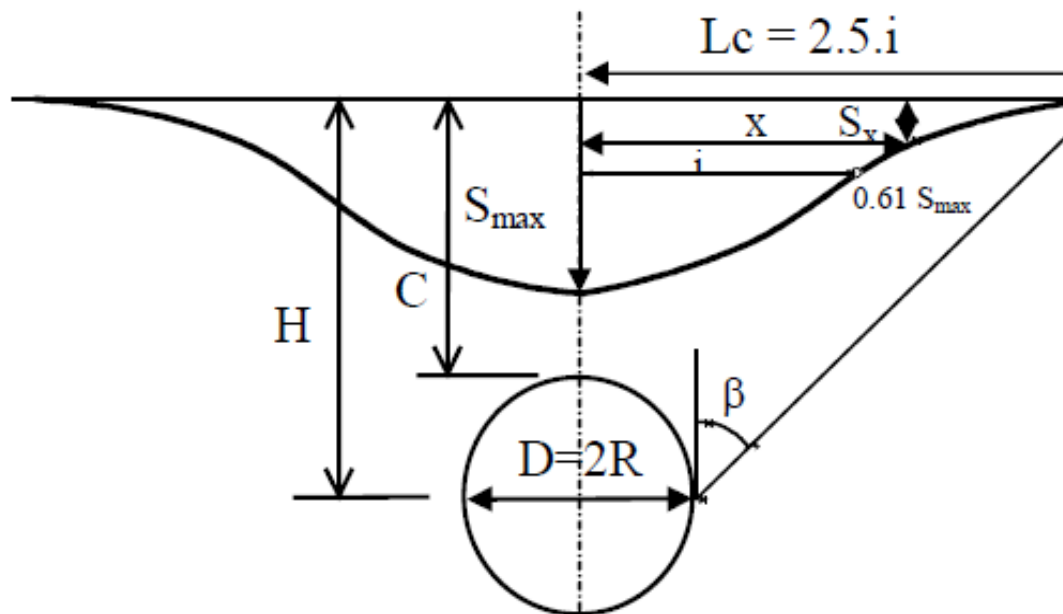


Figure 2.12 : Loi normalisé pour représenter la distribution transversale des tassements (Peck [1969])

Selby [1988] et New et O'Reilly [1991], ont corrélé la valeur de i à la profondeur du tunnel H , selon l'équation $i = K \cdot H$. Bilotta, Russo et Viggiani [2002] ont collecté environ 90 cas de mesures de profil transversal de tassements en terrain libre. Grâce à une optimisation aux moindres carrés des interpolations des mesures avec la courbe de Gauss, ils ont obtenus pour les différents cas les valeurs du paramètre i . De cette façon, ils ont pu ensuite étudier la variation de K et obtenir une valeur moyenne de 0.43. L'analyse a visé également la perte de volume par rapport au volume théorique excavé (V'). Des valeurs moyennes de V' ont été ainsi proposées en fonction de la technique d'excavation (TBM ou NATM).

Une étude similaire a été présentée récemment par Fillibeck et Vogt [2011]. En analysant plus de 300 mesures de tassements en profil en travers, ils proposent des relations reliant V' et i à la nature du sol, au module de déformation, à la profondeur du tunnel et à la technique d'excavation. Sur la base d'intervalles de confiance, ces valeurs peuvent ainsi être choisies afin de prévoir l'ordre de grandeur du tassement final maximum.

De nombreux autres auteurs, tels que Sagaseta et Moya [1980], Farmer [1977], Poupelloz [1984], Descoedres [1979], ont rédigé des formules empiriques d'estimation de la valeur du tassement maximal S_{max} en fonction de la géométrie de l'excavation et de coefficients à prendre en compte selon le type de terrain rencontré. En outre, Oteo et Sagaseta [1982], Atkinson [1977], Clough et Schmidt [1977] ont mis en corrélation le tassement maximum en surface avec celui en clé du tunnel. On renvoie au mémoire de Dias [1999] pour un récapitulatif complet de ces formules et des coefficients correspondants.

2.3.2. Tassement dans le profil en long

Les méthodes traditionnelles de prévision des tassements de surface se fondent historiquement sur la forme de la cuvette dans un profil en travers, tel que celui pris en compte dans les études citées ci-dessus. En réalité, la déformation en surface s'exprime en trois dimensions. Ainsi, il s'avère être très utile de réussir à prévoir, dans le cadre d'une méthode observationnelle sur chantier, le tassement en se basant sur les tassements observés en avant du front de taille.

Grasso et Pelizza [1994] ont analysé les tassements pendant la construction du tunnel « Doria » dans le tracé ferroviaire Voltri en Italie. Ils ont conclu qu'il est possible de représenter l'évolution des tassements en fonction de la distance au front à travers une équation exponentielle dépendant principalement de la hauteur de couverture.

Dubois et Jassionnesse [1997] ont étudié les mesures enregistrées lors de la réalisation du premier tube de Toulon. Sur la base de la méthode de Sagaseta [1987], ils suggèrent que le tassement d'un point donné, causé par l'excavation d'un tronçon de tunnel (source), est proportionnellement contrôlé par les déformations engendrées dans ce tronçon et inversement proportionnel au carré de la distance séparant la source du point analysé. Serratrice et Magnan [2002] ont également analysé les tassements enregistrés le long de l'axe du tunnel dans un tronçon du premier tube de Toulon (tube Nord). En s'appuyant sur l'approche de Loganathan & Poulos [1998], ils ont proposé les équations semi-empiriques suivantes :

$$S(x) = 0 \quad \text{pour } x > x_0 \quad (2.2)$$

$$S(x) = S_0 \cdot [1 - \exp(-A \cdot X^2) / (1 + X^2)] \quad \text{pour } x < x_0 \quad (2.3)$$

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

Dans ce cas l'axe x représente l'axe du tunnel, x_0 est la distance d'influence à l'avant du front, S_0 est le tassement maximum prévu, R et H sont respectivement le rayon et la profondeur du tunnel. Le paramètre « a » a été calibré sur les mesures in situ et fixé égal à 0,25. Une fois x_0 déterminé, il s'agit d'évaluer seulement S_0 en calant le modèle sur les premières mesures disponibles.

En multipliant la formule 2.3 avec celle du profil en travers du tassement proposée par Loganathan & Poulos, on peut également décrire l'évolution de la cuvette tridimensionnelle.

La deuxième méthode de prévision, dite des cuvettes instantanées, présente une corrélation expérimentale entre l'amplitude maximale du tassement au centre de la cuvette après 15 m d'excavation et la cuvette de tassement final. La distance de 15 mètres est retenue pour que les bruits de fond n'affectent pas les mesures. L'étude a montré qu'il est possible de prévoir le

tassement final si l'amplitude de la cuvette instantanée pour la dernière phase de tunnel excavée est connue.

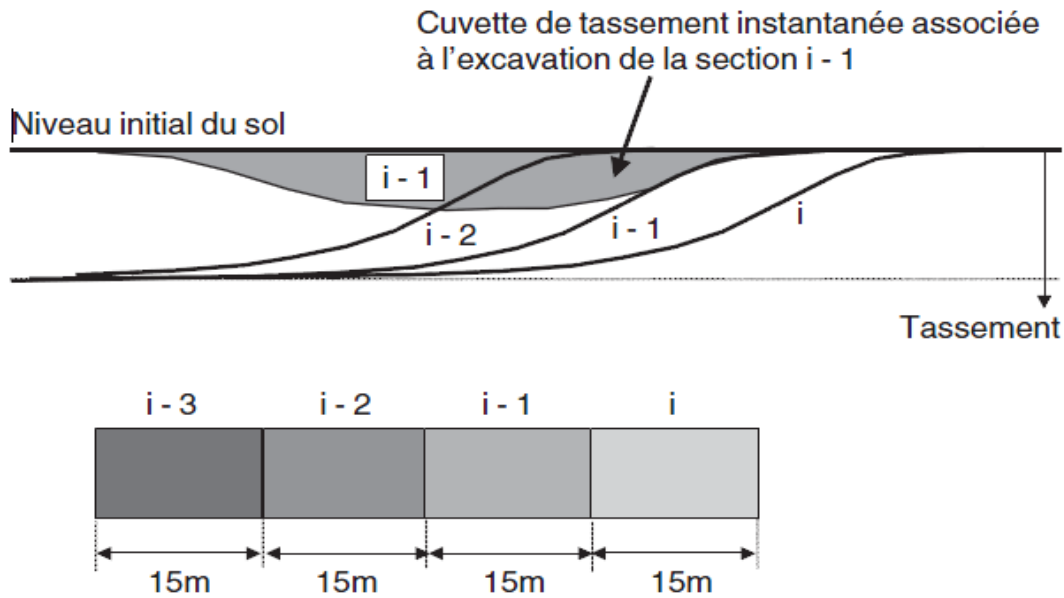


Figure 2.13 Principe de la méthode des cuvettes instantanées

2.3.3. Détermination empirique des volumes de sol en mouvement

Après l'excavation, les parois de la cavité se déforment et le sol a tendance de se déplacer vers le tunnel. « La perte de volume » ou V_t représente la différence entre le volume initial et le volume de sol après déformation (Figure 2.14). La perte de volume dépend de plusieurs paramètres : type de sol, présence d'eau, méthode de construction, rythme d'avancement du tunnel, diamètre et profondeur de la cavité. D'après la formule de Peck [1969] en connaissant les paramètres « i » et S_{max} le volume de la cuvette de tassement peut être déterminé par :

$$V_s = 2\pi \times i \times S_{max} \approx 2.5 \times i \times S_{max} \quad (2.4)$$

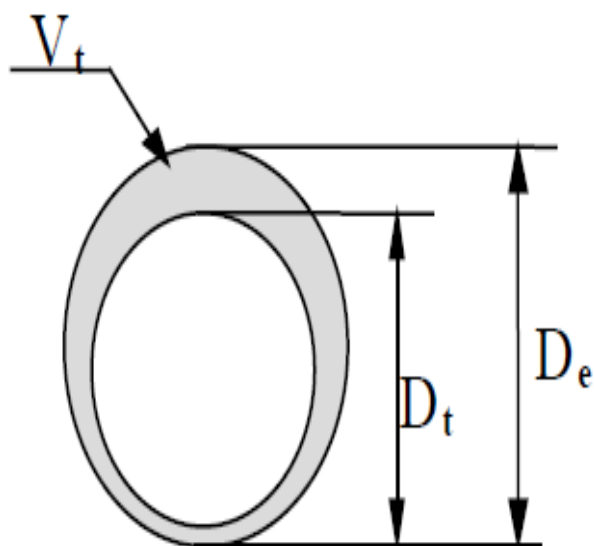


Figure 2.14 : Schéma du diamètre initial et final d'un tunnel excavé

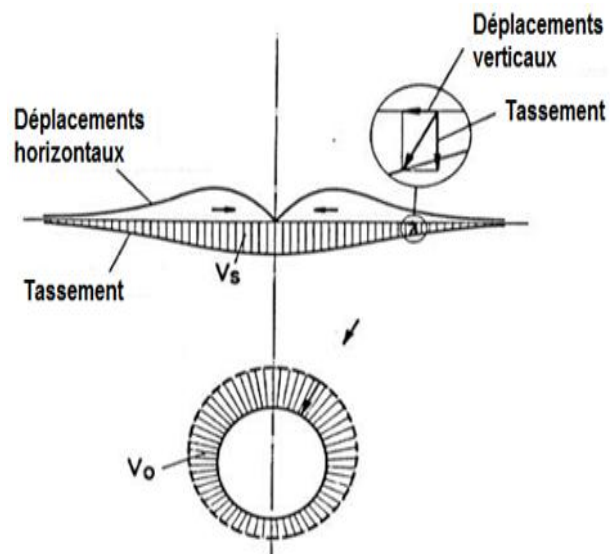


Figure 2-15 : Mouvements de sol consécutifs à une perte de volume (Uriel [1989]).

Ces tassements définissent un certain volume par mètre linéaire, noté V_s , correspondant à l'aire comprise entre le niveau initial de la surface du sol et le profil de tassement. De manière générale, pour les sols cohérents, en conditions non drainées, V_s et V_t sont égaux puisque les déformations se produisent à volume constant. Pour les sols non cohérents V_s peut être soit plus petit soit plus grand que V_t suivant qu'une consolidation se produise ou non. Il a été reporté Roisin [1995] qu'en général, pour les sols pulvérulents, V_t est supérieur à V_s et inversement pour les sols argileux.

Lee [1989] propose pour les ouvrages souterrains creusés à l'aide d'un bouclier, l'utilisation du "GAP 'parameter'" (paramètre de vide annulaire) en déformations planes. Ce paramètre tient compte non seulement la perte de sol due à une éventuelle surexcavation mais aussi à la variation de volume dans le sol remodelé. Il est défini comme suit:

$$GAP = 2\Delta + \delta + U \quad (2.5)$$

Avec :

Δ : déplacement radial dû à l'épaisseur de la jupe

δ : déplacement radial dû au vide annulaire entre le bouclier et le tunnel

U : déplacement radial dû à la consolidation de la zone perturbée autour du tunnel, au labourage par suite de prise de virage et à la perte de sol au front de taille.

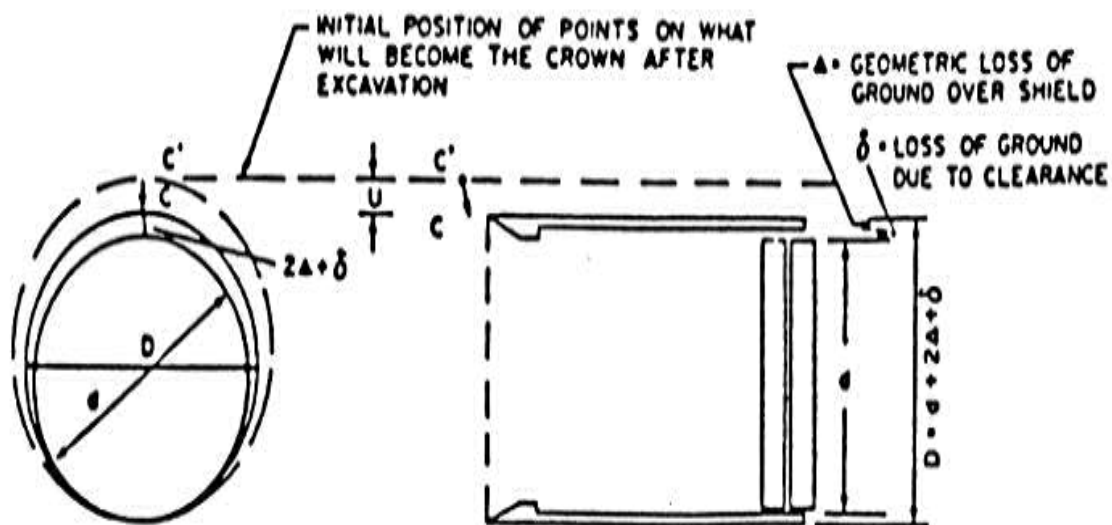


Figure 2.16 : Paramètre « GAP » (Lee & Rowe [1989]).

2.4. Méthodes analytiques

De nombreux auteurs se sont penchés sur le problème des tassements de surface en essayant d'y trouver des solutions analytiques reposant sur les principes généraux de la mécanique. Généralement, la donnée de départ est liée à la perte de volume au voisinage de l'excavation. Le calcul analytique est d'autant plus utile qu'il permet d'obtenir des ordres de grandeur et de réaliser les études paramétriques. On trouve dans la littérature de nombreuses

formules analytiques, basées sur des hypothèses simples visant à simplifier la modélisation du problème rencontré. Ces simplifications portent sur les paramètres suivants (Dias [1999]):

- la géométrie : le tunnel est supposé à section circulaire et d'axe horizontal.
- la stratigraphie : on ne prend en compte qu'une seule couche de terrain supposée homogène.
- la loi de comportement du sol : supposée élastique linéaire ou élasto-plastique (type Tresca ou, Mohr-Coulomb).
- l'état initial de contraintes est supposé isotrope et homogène.
- les conditions aux limites : le tunnel est supposé être creusé à grande profondeur ($H/R > 10$ afin que la variation de contrainte sur la hauteur de galerie soit supposée négligeable), le sol est considéré comme non pesant (hypothèse nécessaire afin d'utiliser la symétrie cylindrique), les formules sont exprimées dans le plan et dans le cadre des petites déformations.

2.4.1. Principales méthodes analytiques

Dias [1999] a cité les auteurs ayant développé les méthodes de calcul destinées à évaluer les mouvements dans le massif, sans entrer cependant dans le détail des équations. La plupart de ces méthodes utilisent les hypothèses susmentionnées.

Dans le cas d'un tunnel non revêtu à section circulaire (rayon R) creusé dans un massif homogène isotrope élastique, les déplacements (U) sont définis par la relation suivante :

$$U(r) = -\frac{1+\nu}{E} p \frac{R^2}{r} \quad (2.6)$$

L'intégration de la composante radiale le long du périmètre de la cavité donne la perte de sol (V_t) :

$$V_t = 2 \frac{1+\nu}{E} p \pi R^2 \quad (2.7)$$

Le tassement en surface (toujours pour un milieu élastique linéaire), en retenant deux hypothèses supplémentaires a été proposé Chapeau [1991]: $1/3 < \nu < 1/2$ et $0.5 < K_0 < 1$.

$$S = 2 \frac{\nu R^2}{E} \quad (2.8)$$

D'autres auteurs, considérons un milieu élastoplastique ont proposé une expression du champ de contrainte et de déplacement radial en définissant un rayon limite entre la zone élastique et la zone plastique (De Beer et Buttiens). Cependant pour un milieu élastique des formulations pour les déplacements horizontaux et verticaux en surface ont été proposés Panet [1969] et Poupelloz [1984]. Des expressions analytiques de la cuvette de surface dans un milieu élastique anisotrope ont également été proposées Berry [1977]. Cette méthode a été

étendue pour s'appliquer au cas de variation de profondeur pour les terrains meubles seulement.

2.4.1.1. La méthode convergence-confinement

L'intérêt de cette méthode est de substituer à un problème tridimensionnel un problème bidimensionnel en déformation plane de l'interaction terrain-soutènement (AFTES [2002]). Une démarche originale a été suggérée (Fenner [1938]), ensuite reprise par d'autres auteurs (cité par AFTES [2002]). La principale limitation de ces premières approches était de ne pas tenir compte des déformations du terrain qui interviennent avant la mise en place du soutènement. Pour pallier à cette dernière, une méthode, en utilisant une ligne caractéristique du « noyau », une notion de convergence au front a été proposée par Lombardi [1973], alors que d'autres (Panet et Guellec [1974]) ont proposé de prendre en compte les déformations qui interviennent avant la mise en place du soutènement par le truchement du taux de déconfinement.

La convergence des tunnels est la variation de la distance entre deux points situés sur la paroi des tunnels. Lorsque les deux points sont diamétralement opposés, la convergence peut, dans la plupart des cas, être assimilée à la somme des deux déplacements radiaux. La convergence est fonction de la distance x entre la section de mesure et le front de taille, du temps t qui s'est écoulé depuis le passage du front de taille au niveau de la section de mesure, de la distance non soutenue d derrière le front de taille et de la rigidité du soutènement K_s , soit de façon générale :

$$C = C\{x(t), t, d, K_s\} \quad (2.9)$$

2.4.1.2. Description

La méthode convergence-confinement est une méthode qui nous permet de revenir à un calcul bidimensionnel en déformation plane dans un plan perpendiculaire à l'axe du tunnel, en supposant que tout se passe comme si la convergence était due à la diminution d'une pression de soutènement fictive avec l'éloignement du front de taille de la section de calcul considérée. Cette pression fictive est appliquée aux parois de l'excavation et elle est définie comme suit:

$$\sigma_r = (1-\lambda) \sigma_0 \quad (2.10)$$

σ_0 est la contrainte naturelle dans le massif et λ est le taux de déconfinement qui simule l'excavation en croissant de 0 à 1. $\lambda = 0$ correspond à l'état initial en avant du front à une distance suffisante pour négliger son influence.

En faisant décroître le paramètre λ , le terrain est déconfiné et ce déconfinement provoque un déplacement u des parois de l'excavation donné par une relation qui représente la loi de convergence du massif :

$$f_m(\sigma_r, u) = 0 \quad (2.11)$$

Le comportement du soutènement lié à la contrainte s'exerçant à son intrados et au déplacement correspondant, est représenté par la relation suivante :

$$f_s(\sigma_r, u) = 0 \quad (2.12)$$

Le soutènement est mis en place à une certaine distance d du front de taille, appelée distance non soutenue, pour laquelle un déplacement du tunnel $u_d(d)$ s'est déjà produit. La valeur du taux de déconfinement, qui correspond au déplacement u_d , est λ_d . La relation précédente peut donc s'écrire :

$$f[\sigma_r, (u-u_d)] = 0 \quad (2.13)$$

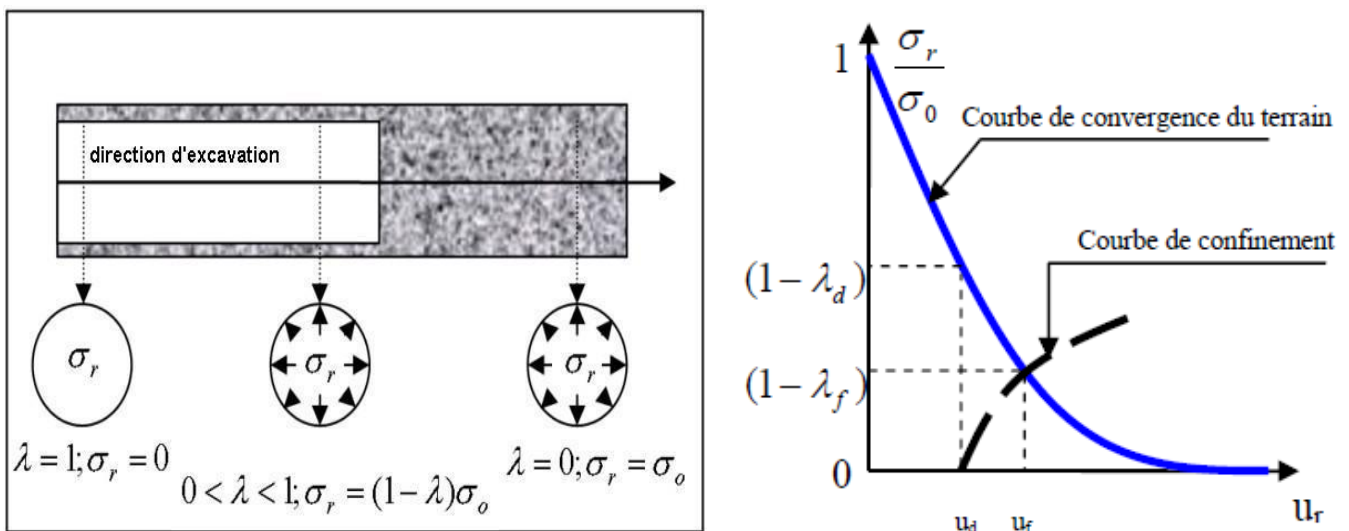
L'équilibre final qui résulte de l'interaction entre le terrain et le soutènement est donné par la solution du système des équations (2.11) et (2.13)

La notion de taux de déconfinement est essentielle dans cette méthode et la détermination de sa valeur λ_d au moment de la mise en place du soutènement en constitue la principale difficulté.

En effet, pour un tunnel soutenu, le déplacement radial d'un point de l'intrados ($u(x)$) dépend en toute rigueur de sa distance au front de taille (d), mais aussi de la rigidité du soutènement (K_s). Les équations s'écrivent alors sous la forme suivante:

$$(1-\lambda_f)\sigma_o = f(u_f) \quad \text{pour la courbe de convergence} \quad (2.14)$$

$$(1-\lambda_f)\sigma_o = K_s(u_f - u_r(d, K_s)) \quad \text{pour la courbe de confinement} \quad (2.15)$$



a. Pression fictive au voisinage du front taille

b. Graphique convergence-confinement

Figure 2.17. Principe de la méthode convergence-confinement

Les hypothèses introduites dans les méthodes analytiques en font des outils au domaine d'application très restreint. Cependant, Dans les cas de chantier de tunnel, ou elles peuvent être appliquées, elles constituent pour les concepteurs des outils efficaces qui permettent d'obtenir des ordres de grandeur et d'effectuer des études paramétriques au stade de l'avant

projet. Toutes ces méthodes s'intéressent à une coupe transversale du creusement d'un tunnel et ne peuvent fournir de résultats valables sur la déformation tridimensionnelle du front de taille.

2.5. Méthodes numérique

Les moyens de calcul, en matériel et en logiciel étant devenus très accessibles, beaucoup de chercheurs et d'ingénieurs utilisent actuellement les méthodes numériques pour l'étude des ouvrages souterrains. Les codes de calcul numérique disponibles dans le domaine de la géotechnique sont construits sur la base des éléments finis, des différences finies, ou encore des éléments distincts.

Les méthodes numériques permettent d'obtenir le champ des déplacements et des contraintes en tout point du massif autour de l'excavation et de traiter une large gamme de problèmes qui sont difficiles voire impossibles à résoudre avec d'autres méthodes. L'avantage incontestable des méthodes numériques est d'aborder des problèmes théoriques analytiquement insolubles en les remplaçant par une solution numérique approchée.

2.5.1. Méthodes numériques appliquées aux tunnels

Dans le cas d'ouvrages souterrains, l'objectif est de modéliser le déconfinement provoqué par le creusement des tunnels afin de déterminer les champs de déplacements et de contraintes au sein du massif et de prendre en compte les facteurs suivants :

- géométrie complexe (interaction de tunnels, tunnels non circulaires, ... etc.)
- forces de gravité
- prise en compte de l'eau interstitielle
- interaction sol/structure
- comportement non-linéaire du sol et du soutènement
- anisotropie des terrains et de l'état de contraintes initial
- charges de surface etc...

2.5.2.1. La modélisation bidimensionnelle

La majorité des modèles numériques sont bidimensionnelles parce qu'elles présentent l'avantage d'être plus rapides. Afin de simuler le creusement d'un tunnel trois types de modèles bidimensionnels peuvent être adoptés (Figure 2.18) :

- le modèle transversal, où le tunnel est supposé infiniment long dans la direction de son axe.
- le modèle longitudinal, où le tunnel est considéré comme une excavation de longueur infinie.

- le modèle axisymétrique, où l'axe du tunnel est considéré comme un axe de symétrie de révolution du modèle.

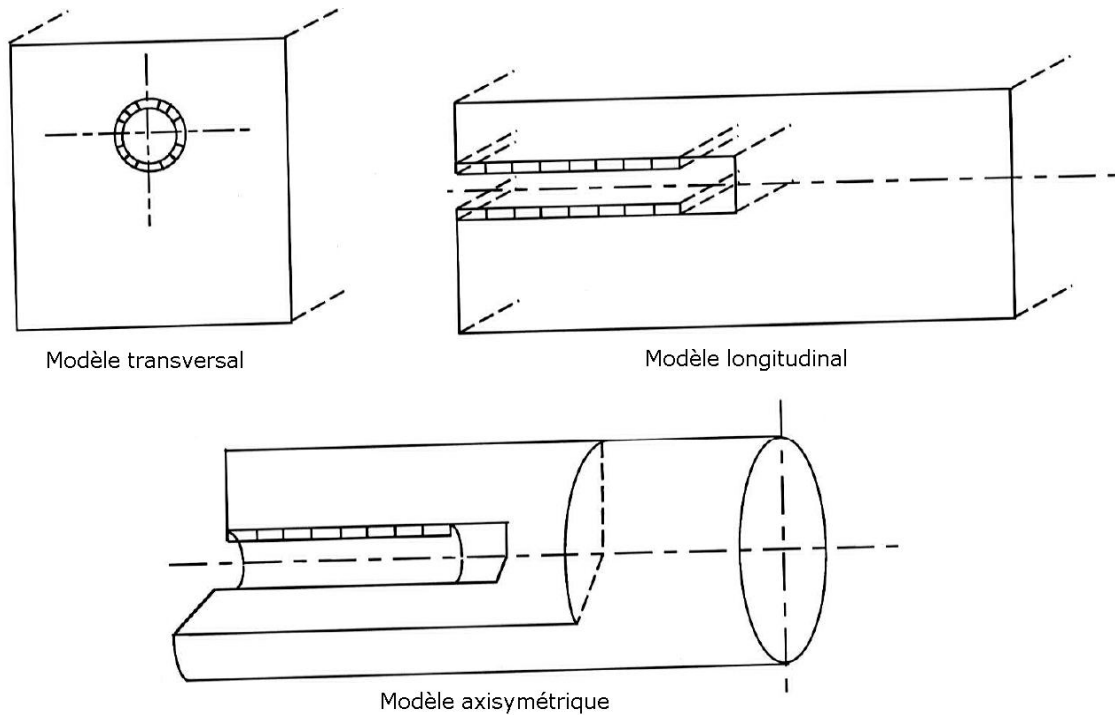


Figure 2.18 : Possibilités de modélisation de tunnels en bidimensionnel.

Différentes méthodes qui prennent en compte des effets 3D dans des calculs 2D ont été étudiées pour pouvoir simuler les effets tridimensionnels du creusement de tunnels à savoir : la méthode convergence-confinement (Panet and Guenot [1982]; Bernat [1996]; Hejazi et al [2008]), la méthode du remplissage du vide annulaire ; Gap method (Rowe et al [1983]), la méthode du ramollissement progressif (Swoboda [1979]), la méthode du calcul des disques (Schikora et Ostermeier [1988]), la méthode de perte de volume ; radier fixe (Vermeer and Brinkgreve [1993]), la méthode du revêtement de rigidité fluctuante (HME) (Powell et al [1997]), la méthode de réduction du volume contrôlé (Addenbrooke et al [1997]; Jenck and Dias [2003] ; Hejazi et al [2008] ; Ngoc-Anh Do et al [2014]), la méthode de la pression d'injection (Möller and Vermeer [2008]) et la méthode de la pression d'injection modifiée (Surarak [2010]).

Serratrice [2004] a réalisé des calculs 2D en déformations planes pour un tunnel circulaire non revêtu, creusé à faible profondeur dans un matériau élastoplastique de type Mohr-Coulomb. En se basant sur les résultats numériques, il propose une expression (équations 2.16) pour l'estimation du tassement final (S_0). Cette formule a le mérite de distinguer les composantes élastiques et plastiques de la déformation. Le confinement λ est ici pris comme une donnée. Finalement, S_0 est donné comme fonction de R , H , γ , E , ν , c , φ , K_0 , et λ . Les paramètres fondamentaux restent E , c et λ .

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda < \alpha & S_0 = S_{0e} = \gamma R^2 \lambda (3 - \nu) \left(K_0 - \left(\frac{H}{R} - 1 \right)^{1/4} \right) / E \\ \text{Si } \lambda \geq \alpha & S_0 = S_{0e} + S_{0p} = S_{0e} \cdot \left(1 + \left((\lambda - \alpha) / \beta \right)^3 \right) \end{cases} \quad (2.16)$$

Avec $\mu = c / \gamma H + 1 - \tan(\Pi/4 - \phi/2) / 3$ $\alpha = \mu / 3$ $\beta = 3\mu$

Karakus [2007], par le biais d'un calcul 2D, aux mesures de la cuvette transversale de tassements, enregistrées sur le chantier du Heathrow Express tunnel à Londres (NATM) conclut que le meilleur calage avec l'allure de la cuvette est obtenu grâce à la méthode convergence-confinement avec la modélisation du soutènement par des éléments barres. Le principe de cette méthode est que le champ des contraintes initiales dans le massif est dans une première étape réduit d'un certain taux de déconfinement λ , qui, dans une deuxième phase, est complètement relâché au moment de la mise en place du soutènement. La validité des résultats de cette méthode se base ainsi sur le choix de la valeur de λ .

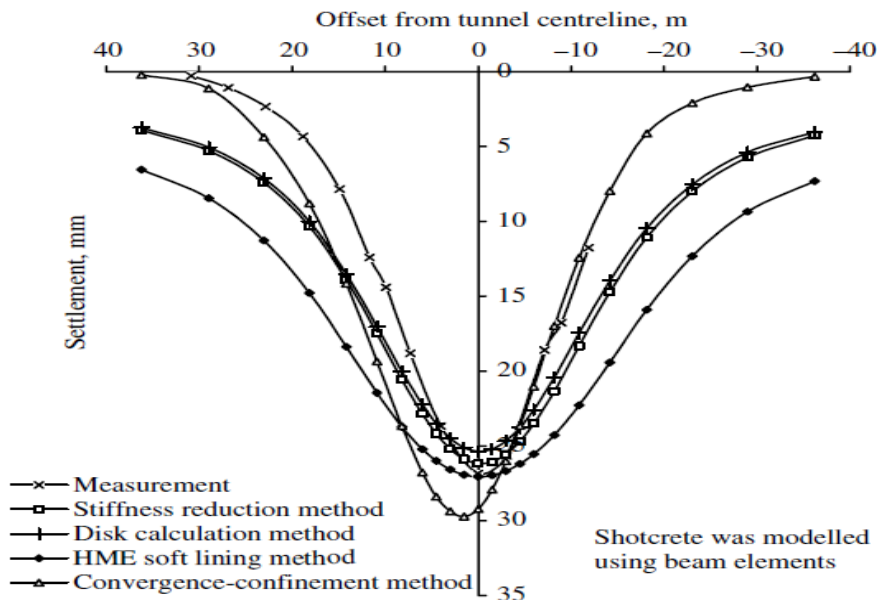


Figure 2.19 Comparaison entre les différentes méthodes de prévisions des tassements et les mesures in situ (Karakus [2006]).

Möller et Vermeer [2008] ont eux aussi mis en évidence les limites de l'approche bidimensionnelle par méthode convergence-confinement. Le calage des calculs 2D, simulant le creusement d'un tunnel réel à Stuttgart, montre en effet qu'il est nécessaire d'utiliser des taux de déconfinement différents selon que l'on souhaite estimer les tassements de sol ou les contraintes dans le soutènement. Ceci est attribué aux limitations de cette méthode qui n'est pas capable de représenter dans toute sa complexité le phénomène tridimensionnel du chargement du soutènement.

Svoboda et Mašín [2010a] ont appliqué une analyse inverse au creusement de trois tunnels de Dobrovského (République Tchèque) simulés par la méthode convergence-confinement, en la comparant avec une approche numérique tridimensionnelle complète. Ils ont recouru au code d'optimisation UCODE afin de caler le profil en travers des tassements de surface obtenus par les analyses numériques 2D sur ceux obtenus par les analyses 3D. L'étude a permis de fournir les valeurs de taux de déconfinement optimales à la pose du soutènement λd . Ils ont constaté que la valeur optimale de λ ne semble pas être trop influencée par la valeur de K_0 et par le module en grandes déformations du massif. En revanche, le taux de déconfinement résulte être strictement lié à la géométrie et à l'amplitude de l'excavation.

Hejazi [2010] a réalisé une série de calculs 2D basée sur la méthode de réduction du volume contrôlé et la méthode convergence-confinement pour étudier l'impact de la perte de volume du tunnel sur les tassements du sol. Il a montré que l'influence du choix d'un modèle de comportement sur la simulation du creusement d'un ouvrage souterrain dans de l'argile surconsolidée est prépondérante. L'utilisation d'un modèle prenant en compte la non-linéarité et la rigidité du sol en très petites déformations améliore sensiblement la prédiction des déplacements autour de l'ouvrage.

2.5.2.2. Modélisation tridimensionnelle

Les mouvements du sol pendant le creusement d'un tunnel se manifestent non seulement au front de taille mais aussi en avant et en arrière, de cet effet le creusement d'un tunnel est clairement un problème tridimensionnel.

Lee et Rowe [1991] ont effectué des analyses numériques tridimensionnelles pour estimer les mouvements de terrain autour du tunnel de Thunder Bay en Ontario (Canada) creusé par tunnelier. Pour simuler l'avancement du creusement, ils ont adopté la méthode de vide annulaire (Gap method). Le comportement du sol supposé non-drainé est élastoplastique (critère de Tresca). Les résultats numériques obtenus concordent bien avec les mesures enregistrés tant au niveau des tassements longitudinaux que des déplacements horizontaux.

Grant & Taylor [1999] ont réalisé des simulations tridimensionnelles à l'aide d'un code basé sur des éléments finis afin de valider avec les résultats observés lors d'essais sur modèle réduit dans un appareil centrifugeuse. Le modèle de comportement du sol développé par Stallebrass & Taylor [1997] a été implanté dans un code de calcul CRISP (Critical State Program). Ils observèrent un bon accord avec les résultats sur le modèle physique.

Tang et al. [2000] ont étudié l'influence de la longueur libre non-soutenue au-devant du tunnel Heathrow trial (Londres) lors d'une analyse tridimensionnelle sur les mouvements du sol en surface. Le comportement de l'argile a été représenté par une loi constitutive élasto-

plastique anisotrope et la longueur non-soutenue était de 5 m et de 10 m. Cette étude a permis de montrer l'effet important de l'emplacement du soutènement sur la réduction des tassements.

Bourgeois [2002] a réalisé une modélisation de creusement de tunnel en éléments finis très complète, en l'occurrence le tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon. Son modèle tridimensionnel est constitué d'un ensemble complexe de voûtes emboîtées, et le phasage du modèle respecte au mieux la réalité, à savoir une succession de phases : réalisation de la saignée des prévoûtes, coulage de la prévoûte, excavation du terrain sur 3 mètres, coulage du radier etc. Les résultats de cette étude confirment que les cuvettes transversales le long du creusement normalisées à leur valeur maximale se superposent très bien, hormis un léger soulèvement du terrain loin de l'axe et relativement plus important pour les cuvettes de faible tassement. Par ailleurs, sur les dernières phases d'excavation, les cuvettes longitudinales se superposent très bien par translation, et avancent donc identiquement avec la progression du front. Il a pu donc représenter la cuvette 3D au moyen d'une expression analytique relativement simple.

Möller et Vermeer [2006a] ont conduit une étude par éléments finis en vue d'évaluer les mouvements induits par une excavation séquentielle en simulant le creusement réel du tunnel de Steinhaldenfeld à Stuttgart. Les essais in-situ et en laboratoire montraient que le type de sol traversé par le tunnel est de marne surconsolidée. Pour ce type de sol, une loi de comportement HS-Small possédant une rigidité plus élevée en très petites déformations a été retenue pour mieux reproduire ces différentes caractéristiques. Ils mettent en évidence qu'un meilleur calage sur le profil en long des tassements de surface sera obtenu, sauf si le coefficient de sur-consolidation (OCR) est égale à 2. Dans le cas d'un sol normalement consolidé (OCR = 1), le profil du tassement calculé est relativement large.

Une analyse 3D des mouvements induits par une excavation mécanisée dans un sol mou est effectuée par Mroueh et Shahrour [2008]. Leur modèle est basé sur l'extrapolation de l'approche convergence-confinement à la construction du tunnel 3D. Ils utilisent deux paramètres (L_{dec} et α_{dec}) qui représentent la longueur de tunnel non-soutenu et le déconfinement partiel du sol sur cette longueur. Il est proposé de prendre une longueur L_{dec} égale au diamètre du tunnel, tandis que le paramètre α_{dec} est déterminé par calage sur des formules empiriques et ajusté par comparaison avec des tassements enregistrés en projet réel. En dépit de sa simplicité (figure 2.20), le modèle fournit des résultats convaincants en termes de tassements de surface. L'influence des paramètres de déconfinement sur l'étendue des zones de plastification montre que cette étendue augmente avec L_{dec} et α_{dec} .

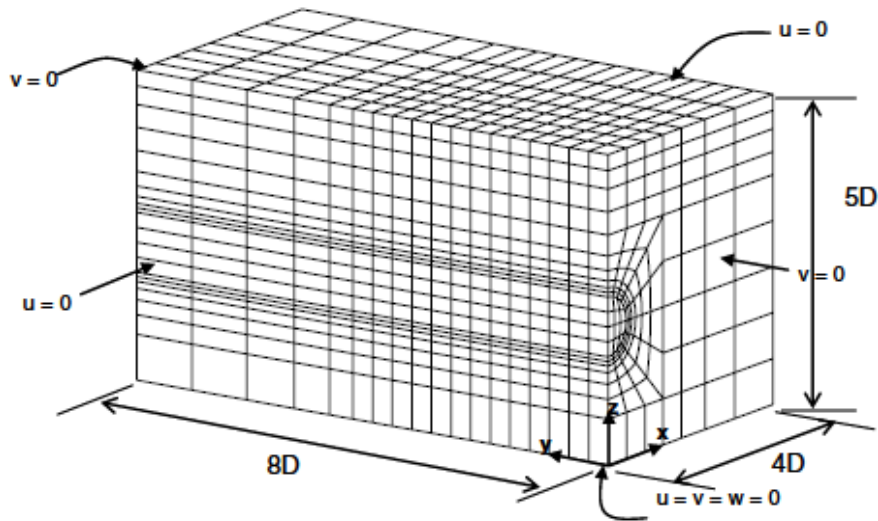


Figure 2.20 : Modèle numérique 3D simplifié (Mroueh et Shahrour [2008])

Une analyse des tassements induits par une excavation mécanisée dans un sol sableux est effectuée par Migliazza et al [2009], en comparant des méthodes analytiques, empiriques, et numériques. Les tassements obtenus par ces trois techniques sont comparés à des mesures réalisées in situ, lors de l'excavation du métro de Milan. Il apparaît qu'une correspondance optimale apparaît entre les résultats numériques et expérimentaux (figure 2.21), conduisant les auteurs à affirmer que la simulation elasto-plastique en 3D est l'outil idéal pour la prévision de ces phénomènes.

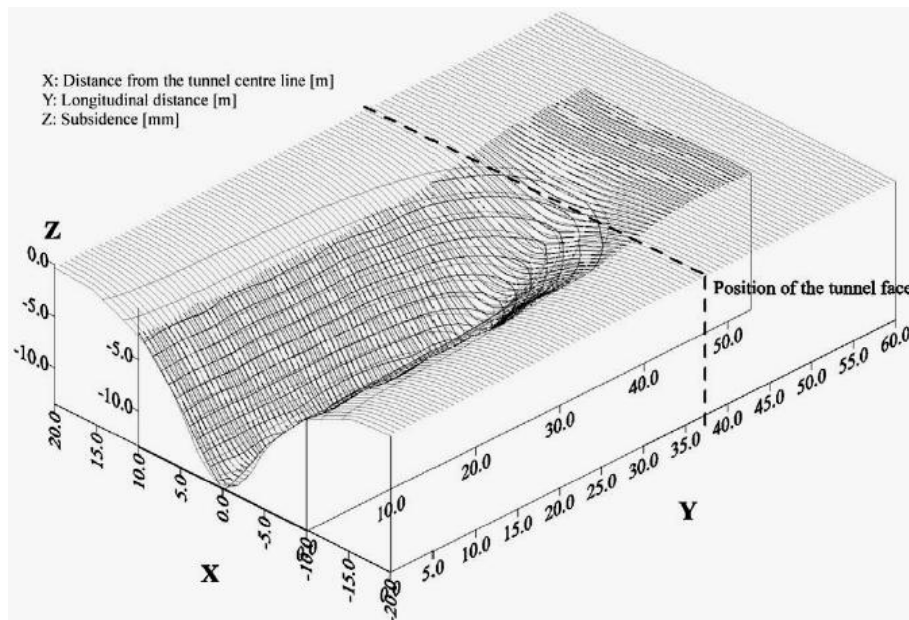


Figure 2.21 : Comparaison de tassements mesurés et calculés (Migliazza et al [2009])

Svoboda et Mašín [2011] ont comparé les résultats obtenus par la modélisation 3D du tunnel de Dobrovského (République Tchèque) et les mesures enregistrées successivement sur le chantier. La modélisation tridimensionnelle, a fournit une bonne prévision des tassements

de surface et en profondeur. Seulement un écart apparaît au niveau des déplacements horizontaux à la profondeur du tunnel. La surestimation de ces mouvements dans l'approche numérique est dans ce cas attribuée aux limites du modèle de comportement utilisé (modèle hypoplasique).

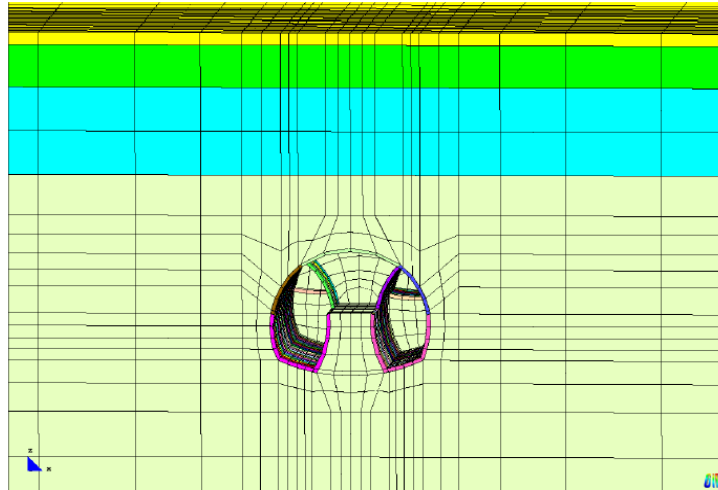


Figure 2.22 Modèle numérique 3D du tunnel de Dobrovského prenant en compte le phasage de l'excavation selon la méthode NATM (Svoboda et Mašín [2011])

Do et al [2014], Zhao et al [2014], Liu et al [2014], Manh et al [2015] essaient de construire un modèle 3D multi-phases qui modélise l'avancement du tunnelier dans le sol, prenant en compte toutes les composantes et les procédures qui peuvent intervenir (la pression de confinement appliquée au front de taille, mise en place du revêtement et injection du coulis, l'effet de la consolidation du coulis après le passage du bouclier etc.). Leurs études visent à connaître : l'ampleur des déplacements en surface après le passage du bouclier, les efforts engendrés dans le revêtement, l'étendu de la zone plastique, etc.

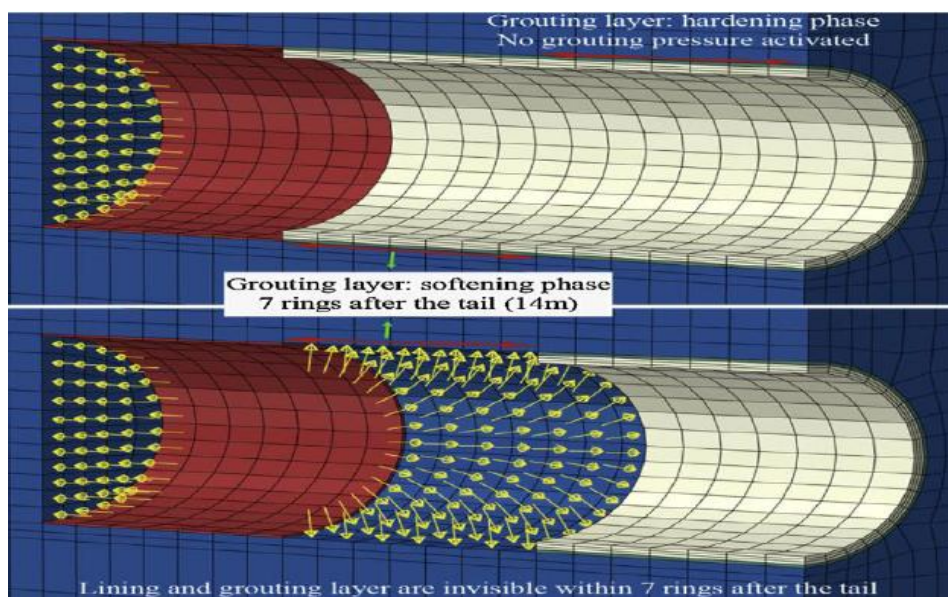


Figure 2.23 : Etapes de la simulation numérique de l'excavation de tunnel par tunnelier (Liu et al [2014]).

Ils sont parvenus à la conclusion que seule la modélisation 3D qui peut apporter des résultats convaincants à moins que toute la complexité des phénomènes d'interaction entre le sol et les éléments du tunnelier ait été prise en considération.

Gilleron [2016] propose une méthode de prévision des tassements pour des tunnels creusés par la méthode conventionnelle avec pré-soutènements, cette méthode est basée sur des modèles en éléments finis tridimensionnels avec CESAR-LCPC. Il a évalué la stabilité du front à partir de l'analyse des contraintes calculées avec un modèle élastique linéaire. cette méthode de prévision des tassements, associée au cadre de l'analyse de risques, a permis de proposer une solution de pré-soutènements adaptée qui garantit un faible niveau de risque quelle que soit la nature du bâti en surface.

2.6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons étudié les mouvements de sol créés par le creusement d'un tunnel, qui sont le fait d'un processus complexe lié à la nature du sol et au processus de creusement. Les mouvements dans le sol sont liés aux différentes phases de construction, donc la connaissance de ces phases permet de contrôler et de limiter les mouvements de sol qui peuvent affecter les ouvrages existants. Il est nécessaire de savoir par avance la norme du tassement en surface, pour cela nous avons étudié les méthodes de prévision des tassements: analytiques, empiriques et semi-empiriques et numériques.

Les méthodes analytiques sont basées sur les approches analytiques simplifiées, telles que celles basées sur l'approche convergence-confinement, sont des outils d'analyse utiles mais souvent limités par les conditions aux limites et les hypothèses faites sur le massif restrictives.

La méthode numérique de leurs coté constituent un outil puissant susceptible de prendre en compte les hétérogénéités du sol et des conditions aux limites complexes. L'approche bidimensionnelle est plus utilisée de part sa relative simplicité (possibilité d'implanter une loi de comportement assez complexe, facilité et la rapidité d'exploitation des résultats de calcul). Mais, la représentation de la modélisation des étapes de creusement en deux dimensions fait de cette approche une simplification par rapport à la réalité. Seule l'approche tridimensionnelle est capable de traiter le problème dans toute sa complexité. Cependant, cette technique n'est pas assez développée aujourd'hui à cause de la complexité du maillage, le temps de calcul, et du manque de codes de calcul fiables pour pouvoir largement appliquer cette méthode de prédiction.

En conclusion, toutes ces différentes approches, même celle numérique, constituent néanmoins une simplification du phénomène réel et demandent donc à être confrontées aux observations enregistrées in situ.

Chapitre 3 : Techniques de pré-soutènement dans le creusement des tunnels

3.1. Introduction

Les tunnels sont indispensables pour la réalisation des grandes infrastructures linéaires, pour franchir les obstacles naturels : rivières, collines, montagnes. Le besoin d'infrastructures routières et ferrées rapides à l'échelle continentale accroît cette demande. En Effet le creusement des tunnels dans les sols meubles a fortement progressé avec le développement des boucliers pressurisés qui assurent simultanément la stabilité provisoire du front et de l'excavation, puis la mise en place du revêtement définitif, tout en maintenant les mouvements du sol dans des limites acceptables.

Ces techniques souvent inadaptées ou coûteuses dans les sols durs ou les roches tendres, alors que l'excavation et le sol ne sont pas stables. L'utilisation des techniques de creusement traditionnelles doit alors être complétée par des mesures visant à confiner le front et mettre en place le plus rapidement possible le soutènement. Ceci peut être réalisé, au moins partiellement, par la technique du pré-soutènement qui consiste à mettre en place en avant du front, un soutènement périphérique, soit à l'aide de renforcements formant une voûte parapluie, soit par une prévoûte obtenue en sciant une saignée périphérique remplie au fur et à mesure de béton projeté.

Le pré-soutènement insuffisant soit pour assurer la stabilité du front, soit pour maintenir les tassements à un niveau acceptable, il peut être associé à des techniques de renforcement du massif en avant du front par clouage. Créant un noyau de sol renforcé ayant des caractéristiques de résistance et de raideur supérieures au terrain en place, on peut ainsi assurer la stabilité mais également limiter les pertes de sol liées à l'extrusion du front.

Or, la construction des tunnels sous faible couverture fait également ressortir l'intérêt de la sécurité et la stabilité du front, il a été constaté que l'effet de voûte dans ce cas n'est pas assez efficace et n'est pas en mesure de supporter le champ de contraintes déviées.

De diverses méthodes de renforcement et de stabilisation pour excaver des tunnels sous faible couverture ont été développées et qui peuvent répondre à des exigences rigoureuses de construction de ce type de tunnels.

3.2. Renforcement des tunnels

3.2.1. Aspect général du renforcement du noyau

La réalisation des ouvrages en souterrains se fait par élimination du matériau d'un site dont les caractéristiques ne sont pas faciles à évaluer, déjà soumis dans la nature à des états de contrainte. Les actions d'excavation et de construction modifient d'une manière irréversible ce milieu et amorcent des réactions et des changements trop importants de l'état de contraintes et de déplacements du massif avant creusement.

Dès lors, la réussite de la réalisation d'un ouvrage en souterrain ne peut pas se passer de la connaissance :

- du milieu à l'intérieur duquel nous opérons,
- de l'action que nous effectuons pour réaliser l'excavation,
- de la réaction prévue à la suite de l'excavation.

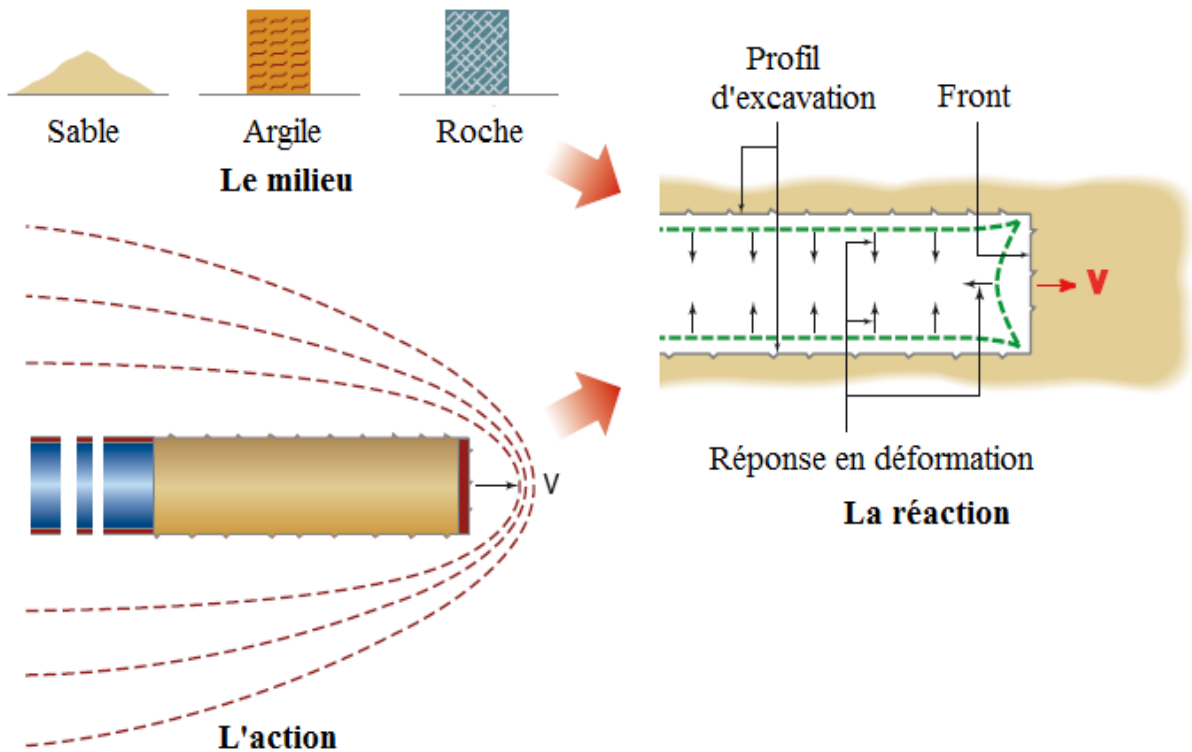


Figure 3.1 : Paramètres importants pour réussir un ouvrage en souterrain (Lunardi [2008])

- **Le milieu :** le milieu ou le terrain qui est dans la pratique le matériau de construction du projecteur des tunnels. Il est discontinu, non homogène, anisotrope donc c'est un matériau assez inhabituel si nous le comparons aux milieux traditionnels du génie civil. En surface, il présente des caractéristiques assez variées, mais qui dépendent exclusivement de sa nature intrinsèque (consistance naturelle). En profondeur, ces caractéristiques se modifient également en fonction de l'importance des contraintes qui s'exercent sur lui (consistance acquise). Au cours de l'avancement, Trois zones peuvent être identifiées (figure 3.2).

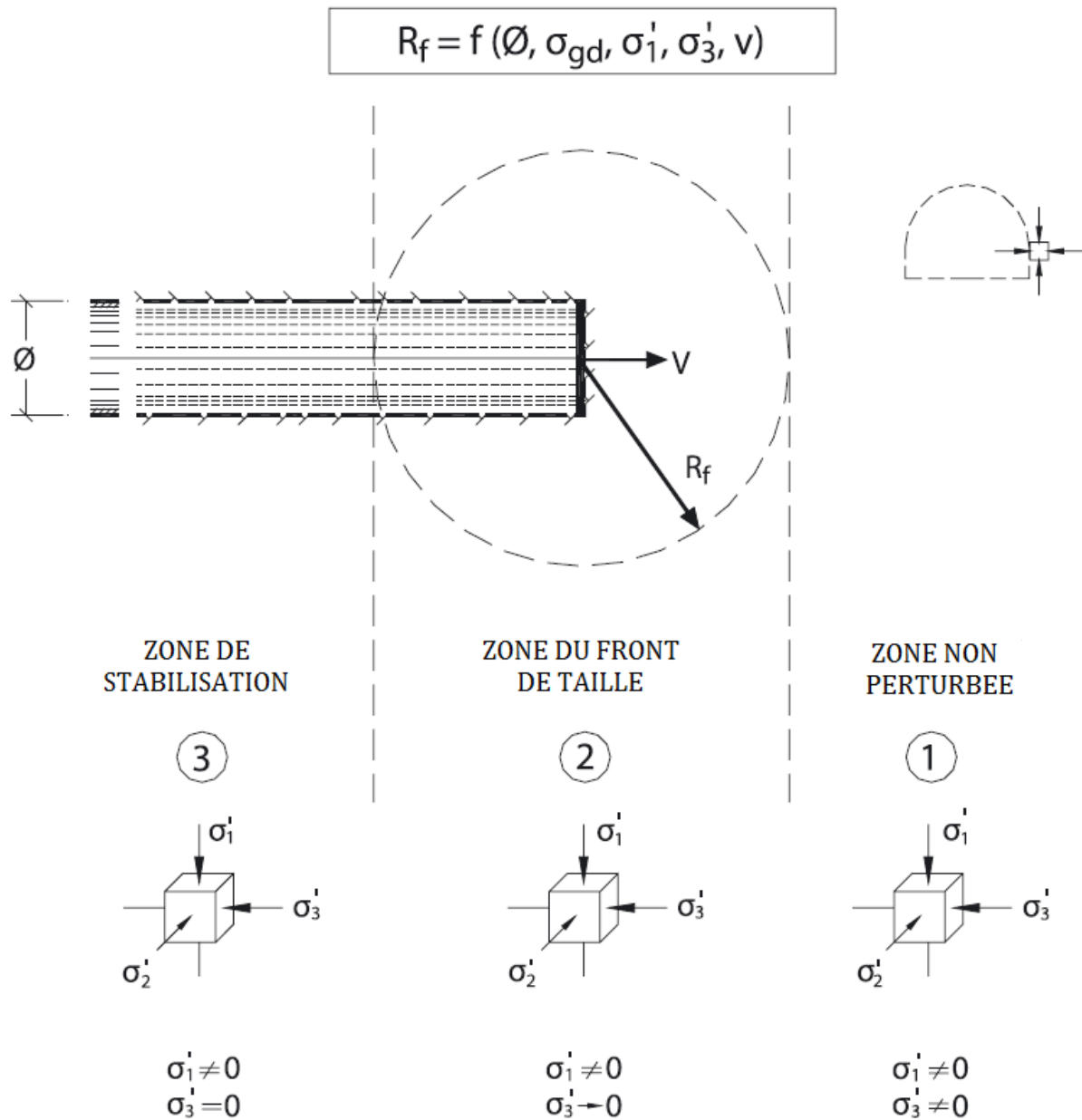


Figure 3.2 : Avancement du front de taille et zones caractéristique (Lunardi [2008])

- **L'action :** elle s'exprime par l'avancement du front à l'intérieur du milieu, Il s'agit donc d'un phénomène strictement dynamique. Nous pouvons imaginer l'avancement d'un tunnel comme un disque (le front) qui procède à une certaine vitesse (V) à l'intérieur du massif, laissant derrière lui le vide. Au cours de l'excavation d'un tunnel, l'avancement du front de taille provoque une perturbation dans le terrain qui se propage longitudinalement et transversalement en altérant le champ de contraintes préexistant dans le milieu.

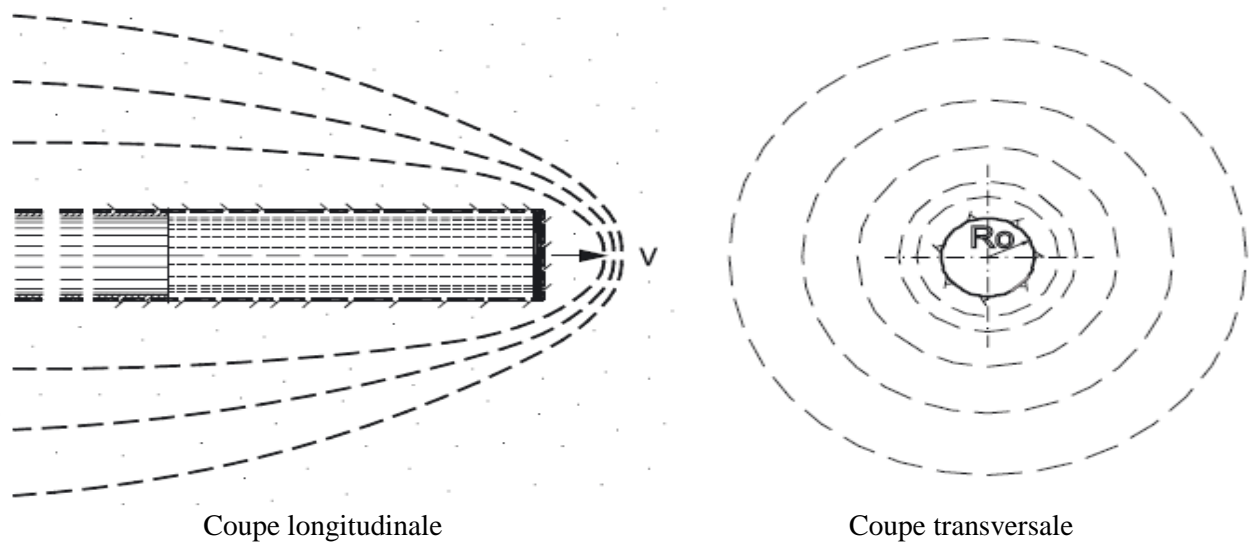


Figure 3.3 : Action de l'avancement du front de taille sur le milieu (Lunardi [2008])

➤ **La réaction :** la réaction est la réponse en déformation du milieu à l'action d'excavation. Elle se produit en amont du front, dans le cadre de la zone perturbée à la suite des surtensions qui se sont créées dans le milieu au contour de la cavité, et se manifeste avant par des phénomènes d'extrusion sur le front de taille et après, en aval du front-même, par des phénomènes de convergence au contour de la cavité.

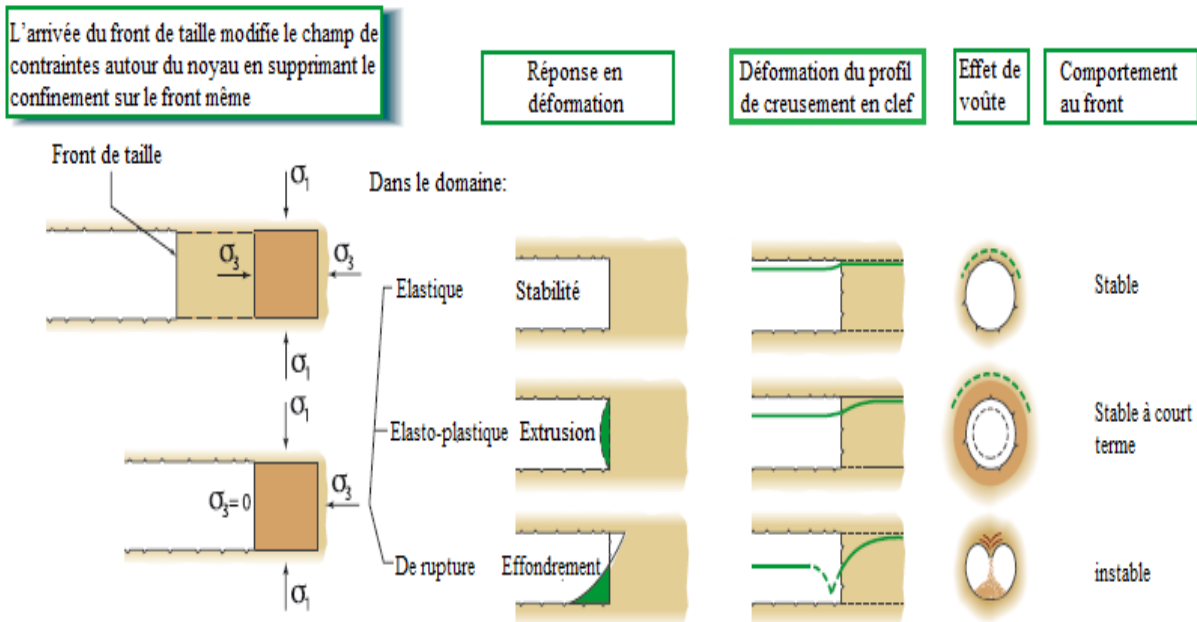


Figure 3.4 : Comportement du noyau d'avancement en fonction de l'état de contrainte (Lunardi [2008]).

Selon Lunardi [1998] l'extension de cette zone est délimitée par un rayon d'influence R_f en avant du front de taille et par R_c en aval du front. En première approximation, ils peuvent être assimilés au rayon de plastification R_p (si celle-ci a lieu). A l'intérieur du volume délimité par R_p , les caractéristiques de résistance et de déformation diminuent jusqu'aux valeurs

résiduelles et cette chute peut être accompagnée d'un phénomène de foisonnement (ou dilatance) selon le champ de contraintes initial et le type de terrain rencontré. Si l'état de contraintes dans lequel se situe le massif environnant est élasto-plastique, il s'avère nécessaire de mettre en œuvre un ou plusieurs renforcements permettant de limiter les déformations élasto-plastiques et de créer artificiellement l'effet de voûte pour garantir la sécurité de l'ouvrage à court et à long terme.

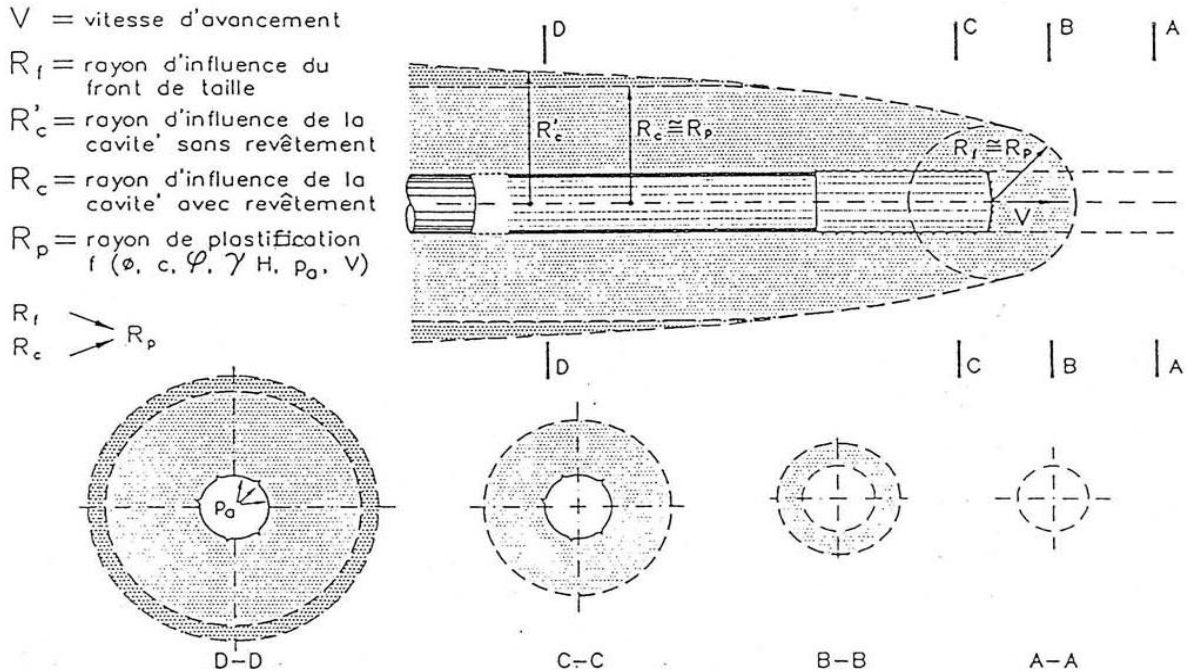


Figure 3.5 : Perturbation dans le terrain engendrée par l'avancement du front (Lunardi [1998]).

Lunardi [2008) a mis le point sur les deux types d'intervention en but de limiter les déformations (figure 3.6):

- Si l'état de contrainte est moyenne ou faibles, et les déformations provoquées ne sont pas importantes, les mesures de confinement sont suffisantes.
- Lorsque l'état de contrainte est élevé et les mesures de confinement ne garantissent pas la stabilité de la cavité, l'action de pré-confinement est requise.

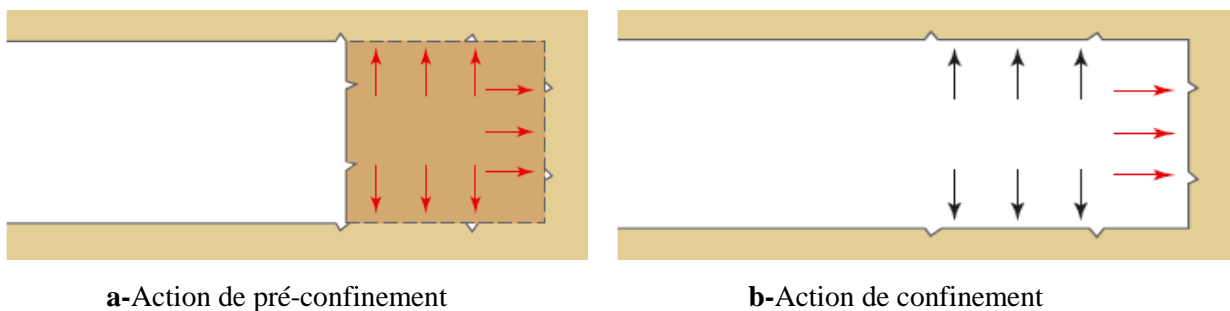


Figure 3.6 : Actions de confinement et, de pré-confinement (Lunardi [2008]).

Il précise qu'il est nécessaire de maîtriser les phénomènes de déformation dès leur développement en avant du front de taille et définit les termes suivants :

- le noyau d'avancement qui constitue le volume de terrain se situant en avant du front, dont la forme est pratiquement cylindrique et ses dimensions transversales et longitudinales sont de l'ordre du diamètre.

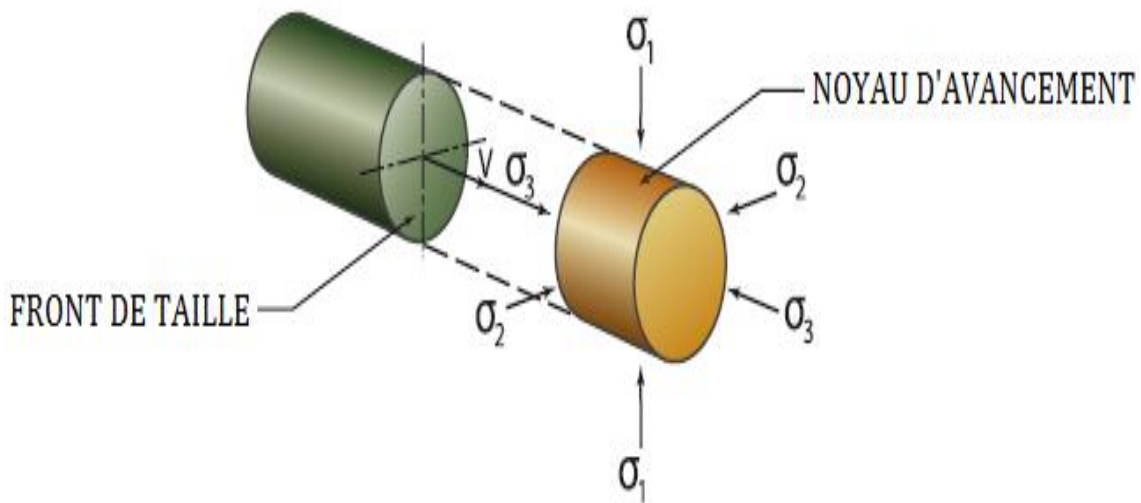


Figure 3.7 : Noyau d'avancement (Lunardi [2008]).

- l'extrusion qui est la composante principale du déplacement qui se manifeste au niveau de la surface délimitée par le front de taille longitudinalement à l'axe du tunnel.
- la pré-convergence de la cavité qui correspond à la courbe de convergence en avant du front de taille.

3.3.2. Description de la méthode ADECO-RS

L'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols (ADECO-RS) représente une nouvelle procédure de conception et de construction dont la qualité s'est définitivement révélée dans les excavations de tunnels dans des conditions de tension et de déformation particulièrement difficiles où l'application d'autres méthodes telles que la Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM, New Austrian Tunnelling Method) n'avait produit que des résultats décevants. Du fait qu'elle part de la simple observation que le problème statique d'un tunnel en phase de taille est absolument tridimensionnel et ne peut se réduire à un simple schéma plan, l'analyse des déformations contrôlées aboutit en fait sur la base des résultats de plus de 25 ans de recherches aux conclusions suivantes :

- La stabilité d'un tunnel dépend de la formation d'un 'effet de voûte' dans le terrain autour de l'excavation.
- la formation de 'l'effet de voûte' est signalée par le type et par l'importance de la réponse en déformation (déjà détaillé au chapitre 2).
- la réponse en déformation s'identifie dans l'extrusion du noyau qui donne lieu à la pré-convergence et à la convergence de la cavité.

- la réponse en déformation est conditionnée par la rigidité du noyau.
- la stabilité d'un tunnel se poursuit à travers des actions de pré-confinement de la cavité ainsi qu'à travers un simple confinement.

Les caractéristiques particulières de l'approche conceptuelle ADECO-RS (Lunardi [2006]) sont les suivants :

-La référence à un nouveau type d'encadrement des ouvrages souterrains qui reposent sur un seul paramètre commun à toutes les excavations tel que le comportement de tension et de déformation du système front de taille-noyau d'avancement et qui est à même-grâce à l'introduction du concept de préconfinement de la cavité et des « système de conservation », d'offrir une réponse à toutes les situations géologico-géomécaniques possibles.

-La distinction nette entre la phase de la conception et celle de la construction d'un ouvrage souterrain est fondamentale pour programmer le temps et les coûts d'exécution dans la mesure où elle mène à une mise en place correcte du manuel de conception, du cahier des charges de construction et du manuel de contrôle de la qualité.

La phase de la conception comprend notamment :

- une phase de reconnaissance au cours de laquelle en fonction des terrains concernés par le tunnel, le projeteur procède à la caractérisation du milieu en termes de mécanique des roches et des sols, indispensable pour faire l'analyse des équilibres naturels préexistants et pour pouvoir opérer correctement lors de la phase de diagnostic qui suit.
- une phase de diagnostic au cours de laquelle, sur la base des éléments recueillis lors de la phase précédente, le concepteur est appelé à faire -théoriquement- des prévisions fiables concernant la réponse en déformation du milieu à l'action de l'excavation. L'analyse combinée de la réponse en déformation du système front de taille-noyau d'avancement nous permet de déduire quel sera le comportement du futur tunnel pour parvenir enfin à le subdiviser en tronçons à comportement en déformation homogène dans le cadre de trois catégories de comportement fondamentales (voir figure 3.4).
- une phase de thérapie, et lors de cette phase il s'est révélé tout à fait nécessaire d'intervenir d'une manière déterminante en amont du front, pour anticiper et pour bloquer à leur naissance les phénomènes de déformation ainsi que pour éviter de devoir fouiller plus tard dans un terrain déjà effondré et totalement altéré incapable d'opposer quelque résistance.

2.2.3. Boulonnage des tunnels : historique

Le clouage des sols et des roches est une technique pratique et économique (Schlosser [1997]) pour le renforcement des sols et des roches en place. Le principe qui consiste à

renforcer le terrain autour d'une excavation souterraine à l'aide de barres beaucoup plus raides que le massif environnant est très ancien mais l'origine du clouage peut être trouvée aux Etats Unis comme technique de soutènement dans les mines dès 1947 (emploi de boulons à ancrage ponctuel). L'usage de boulons à scellement réparti selon « la méthode autrichienne (NATM) » dans les terrains rocheux quant à lui date des années 60. Cependant l'idée d'appliquer le boulonnage au front de taille du tunnel s'est développée dans les années 80 et sa première utilisation concerne un des tunnels de la ligne ferroviaire Grande Vitesse Rome-Florence, en Italie, en 1988. Les boulons utilisés sont en fibre de verre. Depuis, de nombreux tunnels, notamment français et italiens, ont été creusés à front ouvert en utilisant cette technique, comme le montre le Tableau 3.1

pays	année	projet
Italie	1988	HST Link Roma-Fiorenze (5 Tunnels, Lunardi [1992])
Italie	1989	Targia – Siracusa (Tunnel de Siracuse)
France	1990-1991	HST Link (Tunnel de la Galaure)
Espagne	1991	Tunnel de Madrid
Italie	1991	Caserta-Foggia (Tunnel San Vitale, Lunardi [1992])
Italie	1993	Ancona - Bari (Tunnel Vasto)
Grèce	1995	Metro Athens (plusieurs tunnels)
Portugal	1995-1997	Métro de Lisbonne
France	1995-1999	Tunnel de Toulon
Liban	1996-1997	Tunnel hydraulique de Haret
Colombie	1996-1997	Tunnel routier Carretera Bogota
France	1996-1998	Tunnel de Tartaiguille
Italie	1996	Ligne ferroviaire Bologne-Florence (9 Tunnels)
Algérie	2007-2014	Tunnel T4 Autoroute Est-Ouest Algérie

Tableau 3.1 : Exemples de chantiers de tunnel ayant utilisé le boulonnage frontal

3.3. Pratique du boulonnage en tunnel

3.3.1. Technique de boulonnage

Deux matériaux sont utilisés pour la fabrication de boulons : l'acier ou la fibre de verre, le premier étant utilisé pour le boulonnage radial des tunnels alors que le second est associé au boulonnage frontal.

On s'intéresse ici uniquement aux boulons frontaux en résine de polyester renforcé de fibres de verre qui sont à ancrage réparti. Il en existe plusieurs types sur le marché, Certains sont constitués d'un tube nervuré en fibre de verre servant également de tube d'injection du mortier de scellement (VTR) alors que d'autres sont constitués d'éléments triangulaire en fibre de verre associés à un tube d'injection en PVC.

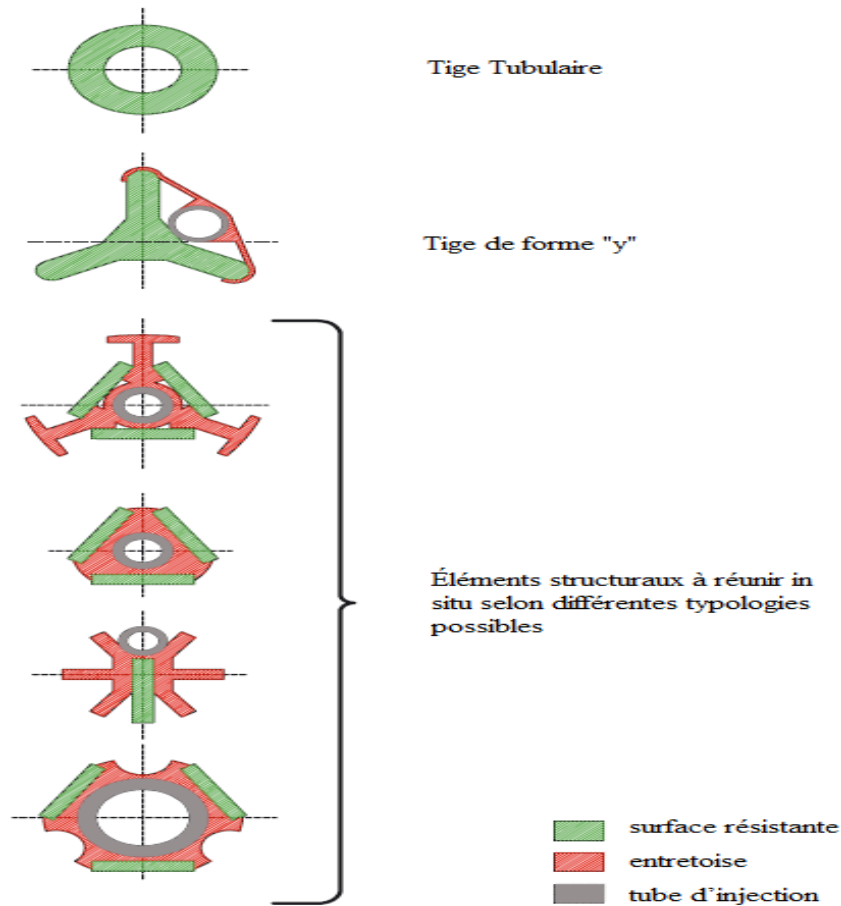


Figure 3.8 : Types d'éléments structuraux de fibre de verre (Lunardi [2008])

Les différents éléments formant un boulon sont assemblés sur chantier et leur longueur est généralement comprise entre 10 et 25 mètres. Ils sont placés à l'intérieur d'un forage frontal horizontal d'environ 10 cm de diamètre (Figure 3.9) réalisé à l'aide d'une foreuse puis scellés au terrain par l'injection de mortier de ciment ou de résine dans le tube d'injection.



Figure 3.9: Mise en place des boulons en fibre de verre (Tunnel T4 –Algérie-)

L'opération est renouvelée plus ou moins fréquemment et entièrement selon les chantiers. Ainsi, pour la traversée souterraine de Toulon, les boulons sont renouvelés partiellement tous les trois mètres (Figure 3.10a) : c'est un cycle court. Alors que pour le tunnel de Tartaignille (France) les boulons sont renouvelés entièrement lorsqu'ils atteignent une longueur minimale d'une douzaine de mètres (Figure 3.10b) : c'est un cycle long. Dans les deux cas, la densité de renforcement décroît à l'avant du front.

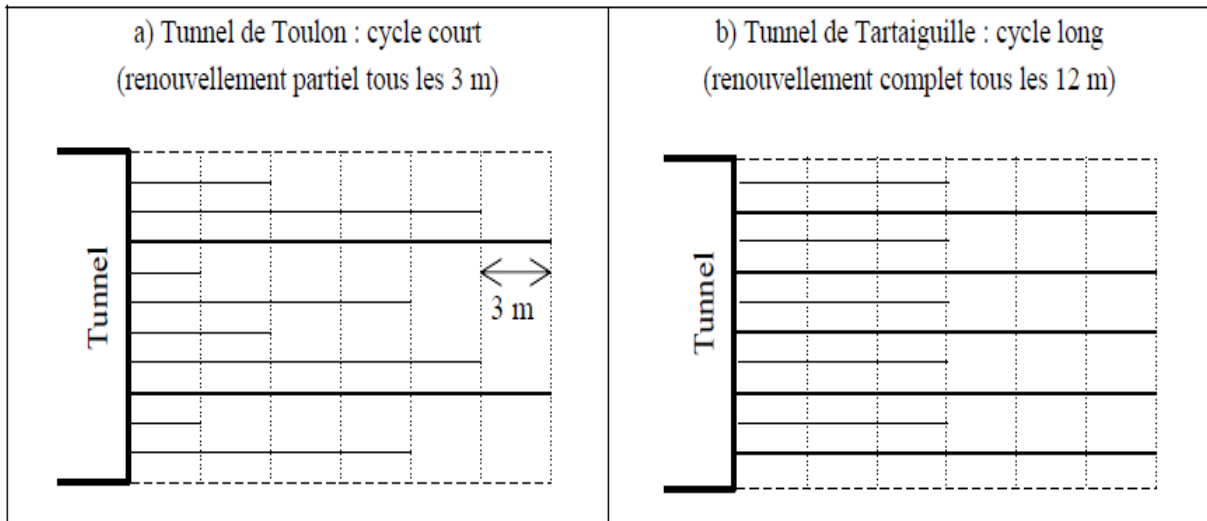


Figure 3.10 : Deux types de cycles de boulonnage du front : court ou long (Trompille [2003])

L'un des avantages majeurs de cette technique est que, de part la légèreté du matériel requis pour la mise en place des boulons en fibre de verre, leur nombre et leurs dimensions peuvent être adaptée localement en fonction des conditions géologiques du terrain.

3.3.2. Caractéristiques des boulons en fibre de verre

Les boulons en fibre de verre sont des boulons frontaux légers en matériaux composite de fibre de verre et de résine polyesters à ancrage réparti sont scellés dans des forages de grande longueur. Il en existe plusieurs types, dont l'état de surface doit permettre une bonne adhérence avec le scellement. Les différents éléments formant un boulon sont assemblés sur chantier et sont continûment scellés dans les forages horizontaux de longueur généralement compris entre 10 et 25 mètres. Du point de vue mécanique, elles présentent une forte résistance à la traction (de 200 à 800 kN) mais peuvent être facilement détruites lors du terrassement de la phase suivante.

3.3.3. Caractéristiques du scellement

Les produits de scellement doivent garantir des caractéristiques d'interface suffisamment élevées pour mobiliser l'effort admissible dans un boulon sur quelques mètres au niveau de la liaison sol/coulis ou coulis/boulon. Ils permettent d'assurer le transfert de charge entre le sol et le boulon. La résistance au cisaillement dans les inclusions est faible, néanmoins le

scellement qui constitue une gaine rigide autour du boulon après durcissement apporte une certaine résistance au cisaillement et en flexion supplémentaire qu'il est difficile de quantifier.

Deux types de scellement existent : au coulis de ciment et à la résine. Pour des raisons économiques, l'usage des coulis de ciment est plus courant que celui des résines (polyuréthane etc.), même si celles-ci assurent des cadences d'avancement plus grandes et un meilleur remplissage du forage (gonflement) et un scellement plus fiable en présence d'eau (Jassionnesse [1998]).

3.3.4. Comportement à l'arrachement

Les essais d'arrachement sont effectués afin de tester la capacité du scellement. Ils permettent également, lorsque les boulons sont équipés de jauges de déformation, de déterminer la loi de comportement de l'interface sol/inclusion. Greuell [1993] récapitule les différents comportements de l'ancrage suivant diverses natures de massif. Pour une roche à forte résistance en compression (longueur de scellement supérieure à 0,5 m) deux types de comportement sont présentés suivant la surface de l'inclusion (Revue de la société de l'industrie minière [1992]) :

- rupture de la barre pour une tige crénelée
- descellement de l'interface barre/scellement (résine ou ciment) pour une tige lisse sollicitée à sa limite élastique.

Pour une roche plus tendre (dolomite), on observe une rupture de l'ancrage.

Les travaux expérimentaux et théoriques de Farmer [1975] ont permis d'obtenir des connaissances supplémentaires sur la répartition des contraintes le long du boulon et son mode de fonctionnement lors d'un essai d'arrachement. Des barres instrumentées ont été scellées dans du calcaire et une comparaison entre les résultats expérimentaux (cisaillement le long du boulon) et la théorie est effectuée. La modélisation repose sur les hypothèses suivantes :

- comportement élastique du boulon et du scellement
- module d'élasticité de la roche nettement supérieur à celui du scellement.

Il abouti à la conclusion que la théorie et l'expérience sont proches pour de faibles tractions (20 kN). Pour les fortes valeurs de traction, on note expérimentalement un palier en paroi. Il y a une amorce de descellement et c'est donc le frottement résine/calcaire qui est mesuré. Les différences avec la simulation proviennent du fait que les hypothèses de départ ne tiennent pas compte de ce type de comportement.

3.4. Dimensionnement du boulonnage frontal

3.4.1. Approche physique

Les études expérimentales menées à l'aide d'un modèle réduit (sous gravité terrestre ou sous forte gravité) sont nombreuses. La plupart effectuent des essais in situ en grandeur réelle afin de tester l'influence des différents paramètres qui les caractérisent (longueur, densité des boulons etc.) dans les mêmes conditions et type de sol. Souvent les résultats sont dans un deuxième temps comparés à ceux obtenus par modélisation numérique.

Al Hallak [1999] a réalisé des essais en centrifugeuse sur un modèle physique de tunnel creusé à faible profondeur et renforcé par des inclusions longitudinales. Les essais ont montré que la mise en place des boulons (densité 0,5 boulons/m²) à l'avant du front de taille améliore considérablement la stabilité du front, car la pression limite de soutènement est deux fois plus faible que dans le cas sans renforcements. De plus les boulons limitent les étendues horizontale et verticale des zones de rupture en avant du front.

Egger et al [1999] se sont intéressés à la stabilité du front de taille d'un tunnel creusé dans des roches tendres et renforcé par des inclusions horizontales en fibre de verre, en utilisant un modèle réduit tridimensionnel à l'échelle 1:20 sous gravité terrestre. Le terrain est un mélange de sable calcaire fin et sec et de glycérol (0.5 % en teneur massique). Le front de taille est renforcé par des inclusions en fibre de verre linéaires, modélisées par des tiges de fil d'étain enrobé de grains de sable grossier d'un millimètre de diamètre. Huit essais ont été réalisés en faisant varier la couverture au dessus du tunnel ainsi que la densité de boulonnage.

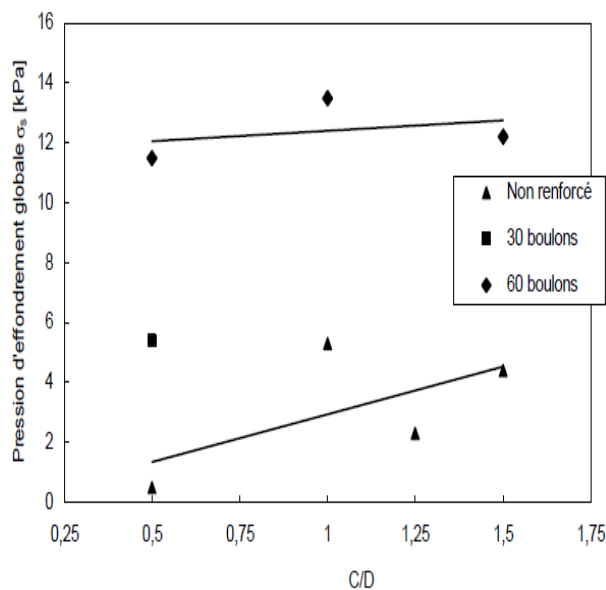


Figure 3. 11: Surcharge de rupture en fonction de la couverture normalisée (Egger [1999])

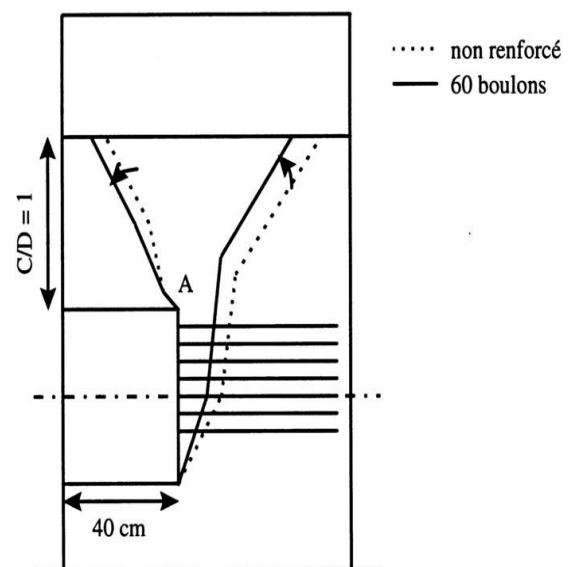


Figure 3. 12 : Surface de rupture (Egger [1999])

Les résultats obtenus ont montré l'effet stabilisant du boulonnage (Figure 3.11), et ceci même pour un niveau de renforcement relativement faible par rapport aux pratiques courantes sur chantiers. De plus, les boulons permettent de réduire le volume de sol instable, comme le montre la Figure 3.12.

Kamata et Mashimo [2003] ont étudié l'influence de la longueur des boulons au front sur la stabilité d'un tunnel à faible profondeur ($C/D=1$) dans du sable. Les essais en centrifugeuse ont mis en évidence que la longueur minimale des boulons pour garantir la stabilité du front est égale à $0,5 D$. Ce résultat a été ensuite confirmé à l'aide d'une simulation numérique.

Trompille [2003] a mené une modélisation expérimentale en utilisant le modèle réduit conçu au Laboratoire GéoMatériaux de l'E.N.T.P.E. Huit essais ont été réalisés : quatre avec boulons et quatre sans afin d'évaluer l'apport du boulonnage frontal sur le comportement du terrain autour du tunnel. Pour modéliser le sol, elle a choisit un mélange composé en masse à 85 % de sable fin et à 15 % de kaolin. Le sable fin est un mélange de deux types de sable commercialisés par la société Sika (Hostun, France) : 25 % de sable fin dénommé S22 et 75 % de sable fin dénommé Sikaisol. Or pour modéliser les boulons en fibre de verre et leur scellement, un matériau identique à celui utilisé par Egger et al [1999] a été employé ; il s'agit de fil d'étain de 0.5 mm de diamètre encollé de grains de sable dont le diamètre est compris entre 0.8 et 1 mm, les grains de sable jouant le rôle de scellement. Pour le dernier essai, le fil d'étain a été remplacé par une tige en PVC d'un millimètre de diamètre afin d'étudier l'influence de la résistance à la traction des boulons.



Figure 3.13 : Vue de face du modèle réduit de tunnel (E.N.T.P.E.)

Cette étude expérimentale montre que:

- Durant la phase de terrassement du tunnel, les déplacements internes devant le front, au centre, sont réduits par un facteur trois grâce à la présence des boulons. Concernant les tassements en surface et les contraintes internes, les valeurs enregistrées sont du même ordre de grandeur que la précision des capteurs.
- Durant la phase de chargement en surface, les déplacements internes devant le front sont considérablement réduits grâce à la présence des boulons. Concernant l'extrusion du front, l'apport du boulonnage est moins évident à montrer, du fait des nombreuses chutes locales qui viennent perturber les mesures. Le chargement surfacique de rupture est quasiment deux fois plus important en présence de boulons.

Yoo et Shin [2003] ont également effectué une série d'essais en laboratoire sur modèle réduit en vue d'étudier l'influence de la longueur et de la densité des boulons mis en place à l'avant du front sur l'extrusion et les tassements en surface. Leur modèle est constitué d'une boîte en acier (longueur 1,2 m, largeur 0,5 m, hauteur 1 m) remplie de sable fin. Le diamètre du tunnel est de 184 mm, et le soutènement a été représenté par une plaque épaisse circulaire en Plexiglas de 8 mm d'épaisseur. Des barres en bois de 3 mm d'épaisseur ont été utilisées pour simuler les boulons de renforcement. En faisant varier le nombre (N) et la longueur (L) des boulons de 18 - 54 et 0.3 D - 1.0 D respectivement, ils ont pu conclure que la longueur minimale des boulons pour garantir la stabilité du front est égale à 0,5 D. En outre, les vecteurs de déplacements à l'avant du front sont largement réduits (Fig. 3.14).

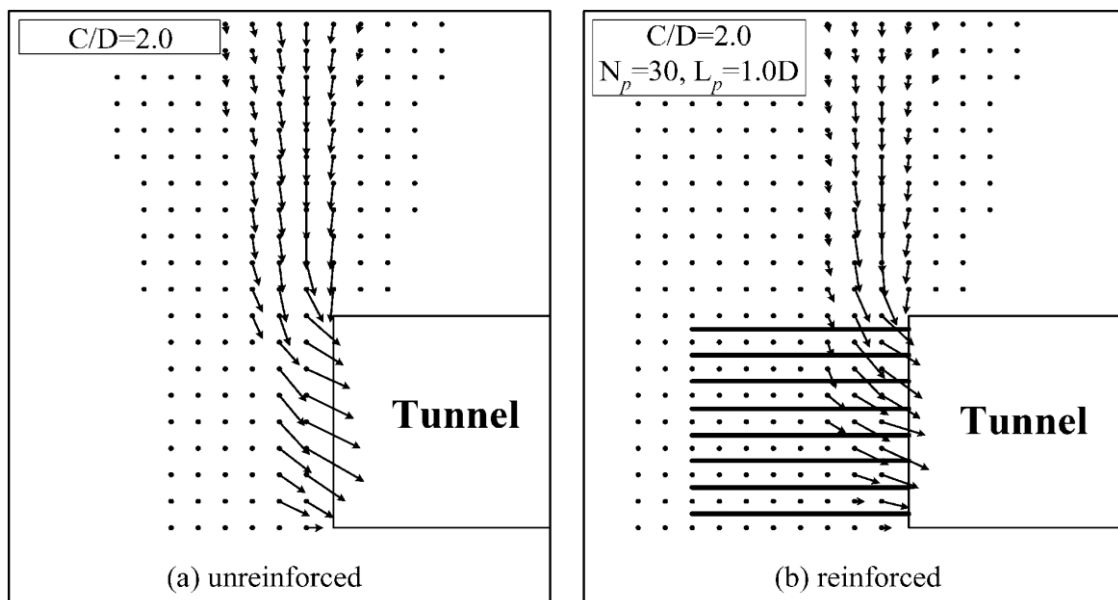


Figure 3.14 : Influence du boulonnage sur les mouvements produits à l'avant du front (Yoo et Shin [2003]).

Shin et al [2007] ont analysées l'influence du boulonnage au front sur la réaction du massif à partir d'une série d'essais en laboratoire à grande échelle (Fig. 3.15). Les résultats ont démontré que le boulonnage au front engendre une diminution de l'extrusion. En ce qui concerne la longueur des boulons, l'influence positive sur la diminution des mouvements est visible jusqu'à une longueur $L=1-1,5 D$, puis elle devient négligeable.



Figure 3.15 : Modèle réduit à grande échelle (Shin et al [2007])

3.4.2. Approche en stabilité

3.4.2.1. Analyse type équilibre limite

Plusieurs auteurs (Anagnostou et Serafeimidis [2007]; Perazzelli et Anagnostou [2011-2013]; Oreste et Dias [2012] ; Paternesi et al [2017]) ont utilisé la méthode d'équilibre limite pour étudier l'apport du boulonnage sur la stabilité du front. Ces approches peuvent fournir le coefficient de sécurité et la pression limite nécessaire vis-à-vis de la rupture.

Sur la base du mécanisme de Horn [1961], Anagnostou et Serafeimidis [2007] ont présenté une méthode de dimensionnement du boulonnage au front dans un massif hétérogène divisé en plusieurs couches. La densité du boulonnage nécessaire à maintenir le front de taille stable est déterminée à partir d'un calcul itératif. Dans le cas d'un massif homogène et uniformément renforcé, ils présentent aussi des abaques qui relient la densité de boulonnage nécessaire, et la cohésion critique, avec l'angle de frottement du sol et les dimensions du front de taille pour que celui-ci soit stable. Ils ont conclu que le front peut rester stable si la cohésion est supérieure à une valeur seuil d'environ $0.2 H$, et considèrent qu'une densité de $1,5$ boulons/m² est suffisante dans le cas où les boulons sont renouvelés tous les 9 m. Par

contre, l'effet de la profondeur de la couverture semble négligeable. Par ailleurs, dans des sols cohérents, la stabilité du front augmente avec la profondeur du tunnel.

Une étude similaire a été réalisée par Oreste [2009] toujours par le biais de la méthode de l'équilibre limite et sur la base du mécanisme de Horn. Dans ce cas aussi, à l'aide d'une procédure itérative, il a tracé des tableaux qui mettent en relation le facteur de sécurité (F_s) au front de taille en fonction du nombre de boulons et de leur longueur. Une fois choisi le F_s voulu, le dimensionnement du boulonnage en résulte simplement (figure 3.16).

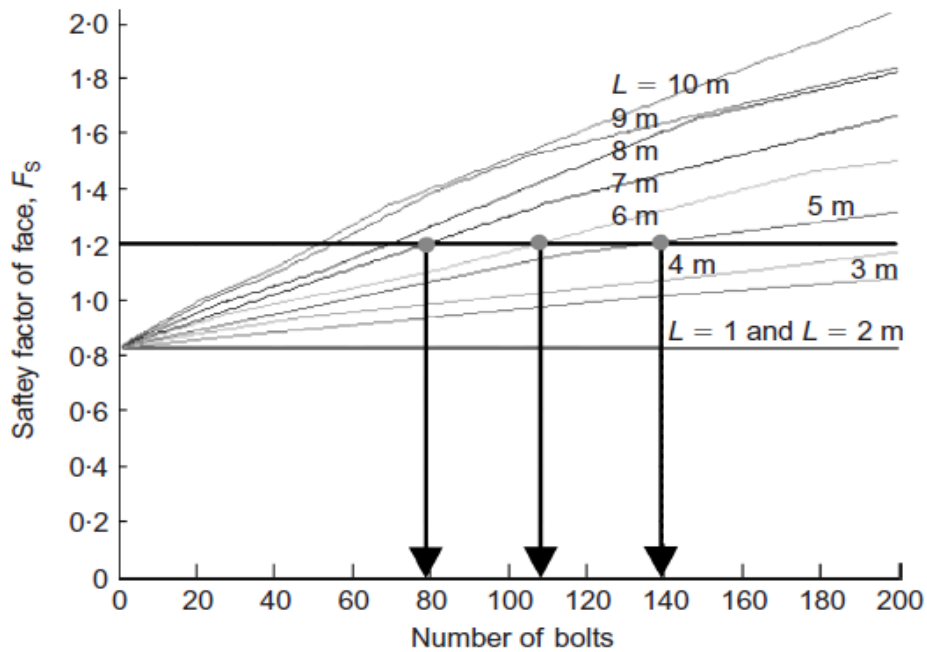


Figure 3.16 Procédure de la détermination du nombre et de la longueur des boulons en fonction du F_s voulu (Oreste [2009])

Cette méthode a été testée sur deux cas réels de tunnel en Italie où, même si le boulonnage au front était mis en place, un effondrement s'est produit. La méthode a montré comment ce phénomène s'est vérifié à cause d'un dimensionnement incorrect du préconfinement au front auquel correspondait un facteur de sécurité inférieur à l'unité.

Oreste et Dias [2012] ont présenté une nouvelle procédure pour analyser le renforcement du front de taille par des boulons en fibre de verre dans les tunnels peu profonds. La procédure est toujours basée sur la méthode d'équilibre limite, qui offre une évaluation détaillée de l'interaction entre chaque élément du renforcement et du massif environnant. Sur la base des résultats du facteur de sécurité, il est possible de déterminer la longueur des boulons appropriés et leur nombre. Cette méthode a été appliquée aux deux cas réels (le tunnel de Toulon Tube Nord, et celui de Pech Brunet, France). Ils ont constaté que les boulons dont la longueur est inférieure à 5 m influent sur le facteur de sécurité en raison du fait que l'interface entre la surface latérale de boulon/sol peut facilement se briser et donc réduire la

contribution du système de renforcement. Par contre, si la longueur est supérieure à $1,5R$ (R est le rayon du tunnel) ; l'efficacité du renforcement est la même que celle d'une longueur infinie (Fig 3.17).

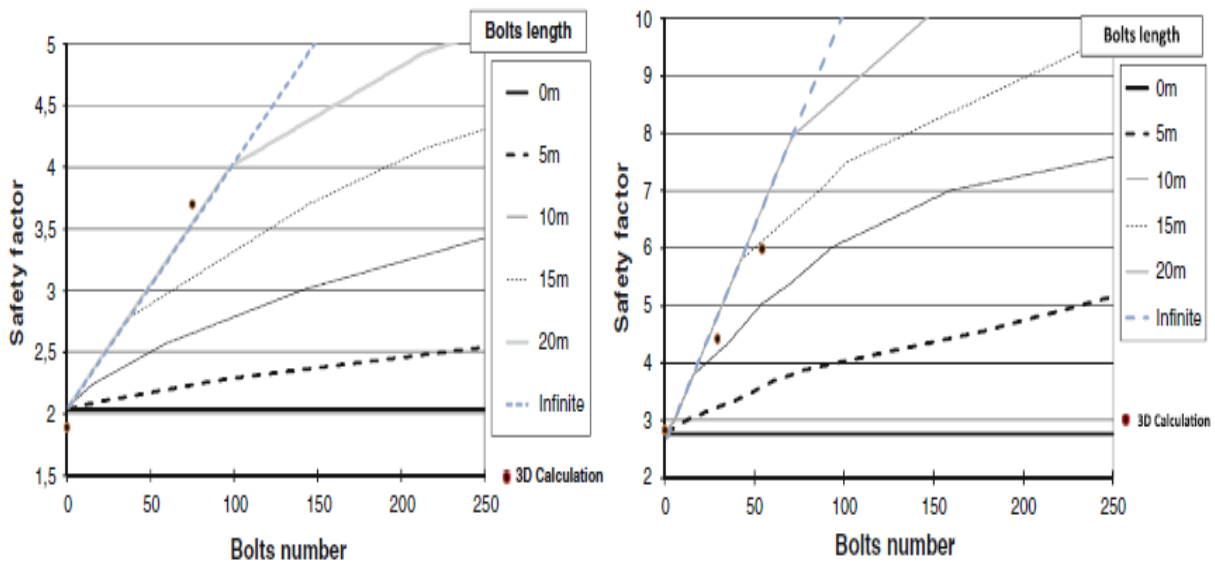


Figure 3.17 : Le coefficient de sécurité en fonction du nombre de boulons :a) tunnel de Toulon. b) tunnel de Pech Brunet (Oreste et Dias [2012]).

Paternesi et al [2017], ont évalué la stabilité du front de taille d'un tunnel dans les deux cas sans et avec renforcement sur la base du mécanisme de Horn [1961]. Le facteur de sécurité dans le cas d'une cohésion égale à 20 kPa et un front non renforcé varie de 0,4 à 0,8

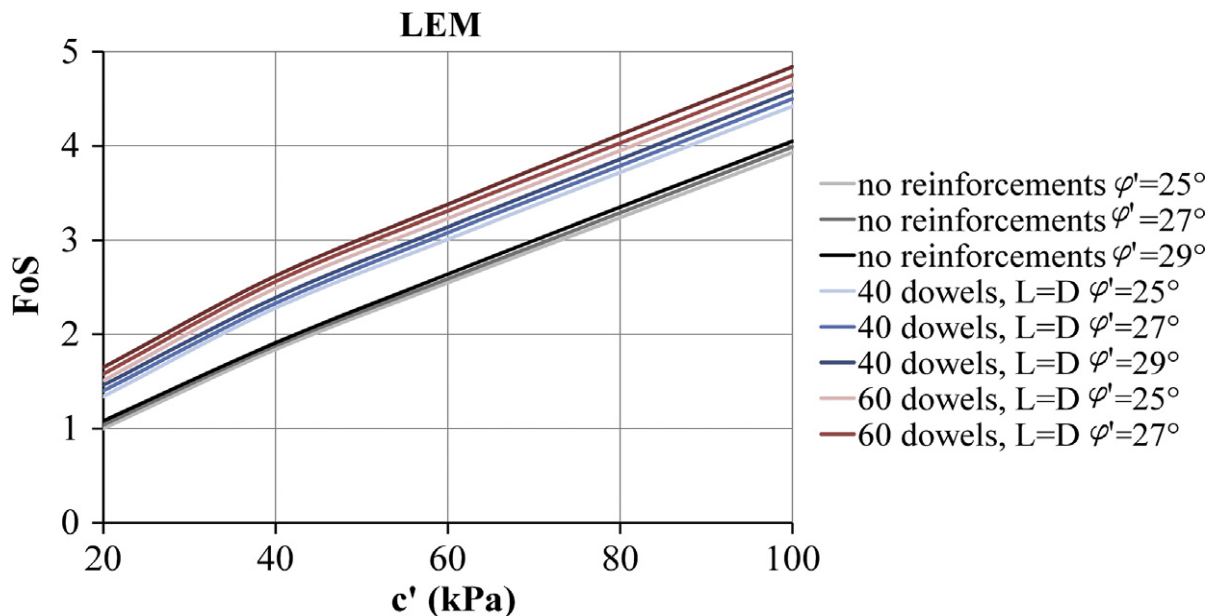


Figure 3.18 : Le coefficient de sécurité en fonction du renforcement frontal de tunnel de (Paternesi et al [2017]).

3.4.2.2. Calcul à la rupture

Ces approches visent à vérifier la stabilité globale de l'ouvrage et fournissent un facteur de sécurité vis à vis de la rupture. Elles ne permettent pas d'évaluer l'état de déformations du

massif. Le boulonnage est de manière générale pris en compte par sa résistance à la traction et au cisaillement à l'intersection avec la surface de rupture dans le massif.

Leca [1997] introduit les inclusions dans les approches cinématiques déjà développées en milieu homogène, sous la forme d'un terme supplémentaire dans l'évaluation de la puissance résistante maximale du massif, la contribution individuelle de chaque boulon dépendant du frottement mobilisable à l'interface (Fig. 3.19).

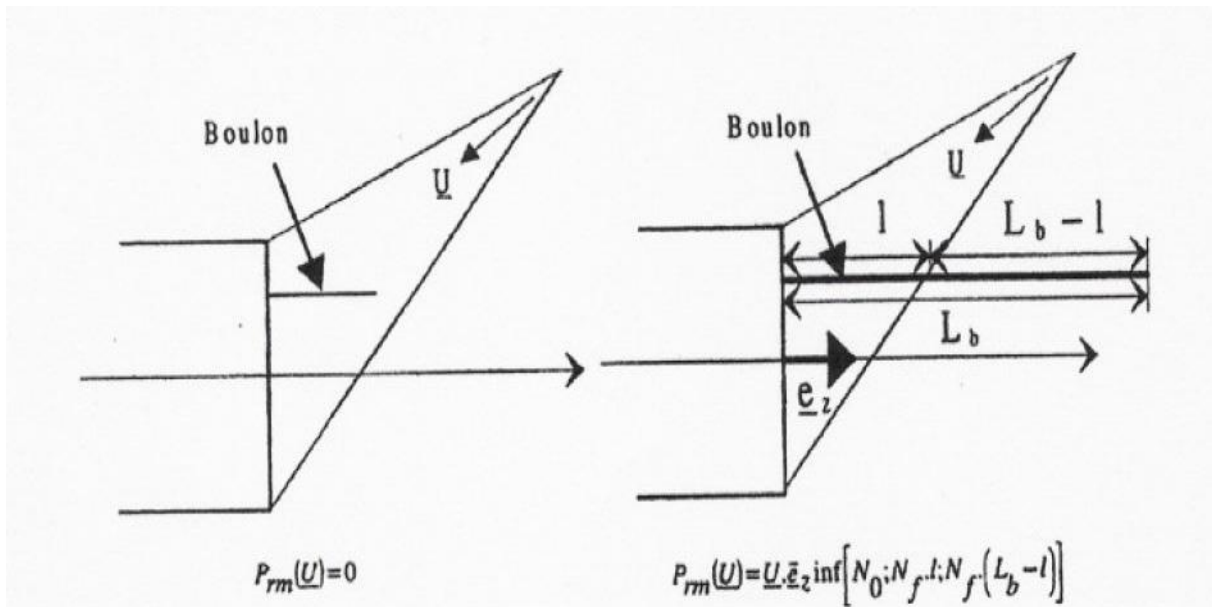


Figure 3.19 : Prise en compte de l'effet des boulons sur la surface de rupture (Leca [1997])

Subrin [2002] propose en milieu purement cohérent et cohérent-frottant un mécanisme tridimensionnel basé sur la rotation d'un bloc rigide défini à partir de spirales logarithmiques, les boulons étant introduits par leur effet ponctuel sur les surfaces de rupture (Figure 3.20).

La mise en œuvre des approches statique et cinématique en milieu purement cohérent est menée avec l'hypothèse de l'adhérence parfaite entre les constituants. Il apparaît dans ces conditions que le renforcement ne modifie pas la géométrie critique des mécanismes de rupture étudiés, et peut être appréhendé comme une pression de confinement égale à sa contribution en traction homogénéisée. En milieu cohérent-frottant, l'introduction des boulons dans le mécanisme original proposé a été envisagée. La prise en compte plus réaliste d'une limite d'adhérence à l'interface réduit la traction dans les boulons sur les surfaces de cisaillement et donc leur contribution à la puissance résistante maximale.

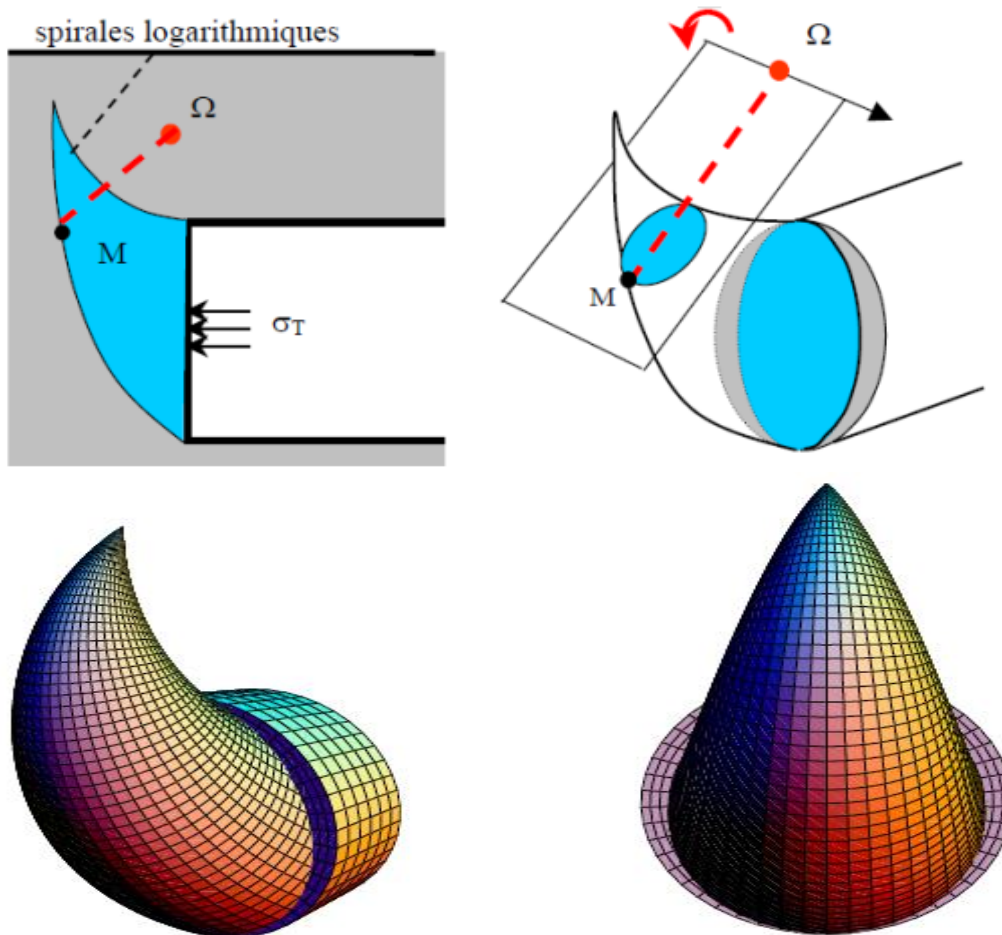


Figure 3.20 Mécanisme de rupture tridimensionnel (Subrin [2002])

3.4.3. Approche en déformation

3.4.3.1. modèle analytique

Dans les approches analytiques, la méthode d'homogénéisation est souvent utilisée. Elle consiste à remplacer la structure hétérogène (sol avec les boulons) par un milieu homogène équivalent, en prenant en compte l'anisotropie induite par le renforcement aussi bien du point de vue de la déformabilité que de la résistance. La méthode de l'homogénéisation est généralement appliquée aux structures renforcées de manière périodique et dont la densité du renforcement puisse être considérée homogène à l'échelle macroscopique. De nombreux auteurs se sont penchés sur la méthode de l'homogénéisation (De Buhan [1989, 1990], Bernaud [1995], Greuell [1993], Pastor [1989], Jassionnesse [1998], Boutin [1999]).

En s'inspirant des travaux réalisés par Greuell [1993] sur le renforcement radial d'un tunnel en symétrie cylindrique, Jassionnesse & Dubois [1996], puis Wong et al [1997] ont développés différents modèles analytiques en symétrie sphérique sur le renforcement longitudinal d'un tunnel. L'hypothèse d'une pression fictive décroissante à l'intérieur d'une cavité sphérique permet de simuler l'avancement du front et s'inspire largement de la méthode "convergence-confinement". Les boulons frontaux sont disposés

perpendiculairement au front (Figure 3.21). Différents modèles ont été envisagés suivant le critère de plasticité du sol (Tresca ou de Mohr-Coulomb), radoucissant ou non, le type d'interface sol/boulon (à adhérence parfaite ou à limite finie) et suivant la longueur des boulons (finie ou infinie) (Subrin [1997], Wong et al [2000] etc.).

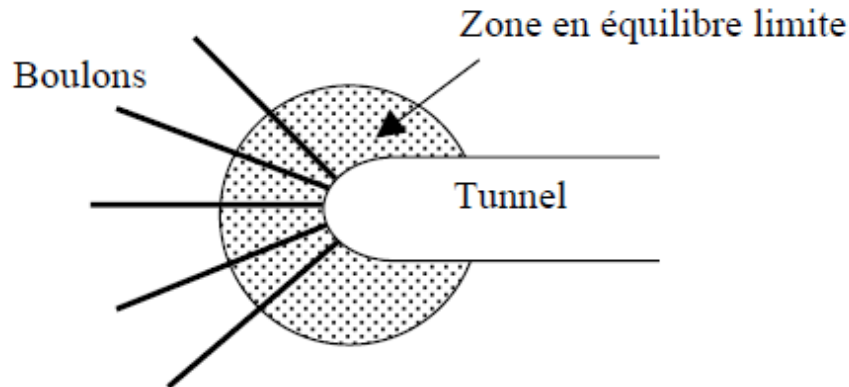


Figure 3.21 : Représentation schématique du tunnel boulonné frontalement en modélisation sphérique

Successivement le phénomène de descellement pouvant se produire à l'interface sol-boulon a été pris en compte par Trompille [2003] et Wong et al [2004]. Formulée dans le cadre de l'hypothèse de l'adhérence parfaite entre le sol et les boulons les champs de déplacement des deux matériaux étant supposés identiques, la traction dans le boulon est maximale en paroi puisque les déplacements y sont les plus importants. Or, dans la réalité, la traction en paroi est nécessairement nulle puisqu'il n'y a pas de plaque d'ancrage. L'efficacité des boulons est donc surestimée (Dias [1999]). Dans le cas d'une limite d'adhérence, la traction dans le boulon atteint son maximum à une certaine distance de la paroi, notée x et appelé par la suite rayon de descellement. La traction en paroi est correctement estimée puisqu'elle est nulle.

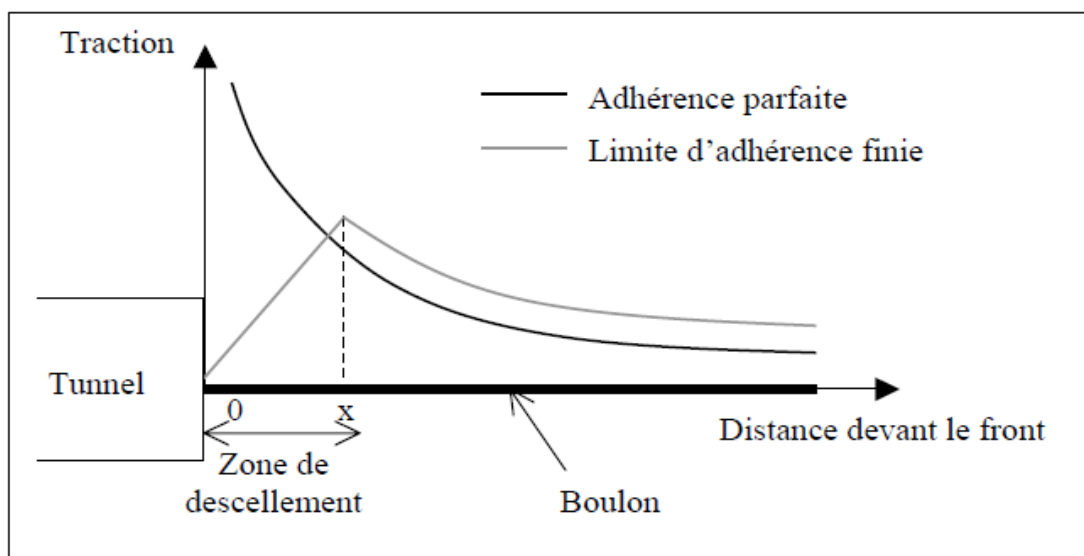


Figure 3.22 Répartition de la traction le long d'un boulon dans le cas de l'adhérence parfaite et non Parfaite (Trompille [2003])

3.4.4. Calculs numérique

Trois types de modélisation du renforcement par boulonnage des tunnels peuvent être utilisés dans un calcul numérique : des approches simplifiées, l'homogénéisation et la modélisation complète du terrain, des inclusions et de leur interaction.

3.4.4.1. Approches simplifiées (modèle numérique)

Ces approches ne prennent pas en compte directement le boulonnage, mais tentent de simplifier l'apport de renforcement du boulonnage par l'utilisation d'un paramètre généralement difficile à quantifier. Il est intéressant de noter que les approches existantes sont généralement applicables pour des tunnels à grande profondeur et un champ de contraintes isotrope en configuration axisymétrique. Quatre méthodes principales existent :

- l'augmentation du module élastique du noyau d'avancement.
- l'augmentation de la cohésion du sol dans le noyau.
- l'augmentation de l'angle de frottement et de la cohésion du noyau.
- l'application d'une pression au front de taille.

Lunardi [1989] propose de prendre en compte l'effet des éléments de renforcement comme une augmentation du module de déformation du noyau (reliant cette valeur au nombre de boulons, à la cohésion et à l'angle de frottement du massif de sol) et il utilise l'approche numérique de Lombardi [1979].

Les études de Muir [1979], Egger [1978], de Buhan et al. [1989], Graso et al. [1991], Pelizza et al. [1994] se sont intéressées également à déterminer l'apport du renforcement en termes de résistance. Elles ont conclu que la résistance à la traction du renforcement donne au matériau composite une cohésion augmentée fonction de la cohésion du terrain et de la résistance à la traction des inclusions, provenant de la mobilisation du frottement entre le sol et le renforcement. On peut citer une approche qui a été proposée par Egger [1978]. Cette approche se traduit dans le plan de Mohr-Coulomb par le schéma présenté sur la Figure 3.23. Si c est la cohésion initiale du terrain, l'apport des boulons aboutit à une cohésion améliorée : $c^* = c + \Delta c$. Le critère de Mohr-Coulomb s'écrit :

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \varphi - c^* \cos \varphi = 0 \quad (3.1)$$

L'action des boulons est prise en compte sous la forme d'une contrainte de confinement supplémentaire. Le critère devient alors :

$$\frac{\sigma_1 - (\sigma_3 + \Delta\sigma_3)}{2} - \frac{\sigma_1 + (\sigma_3 + \Delta\sigma_3)}{2} \sin \varphi - c^* \cos \varphi = 0 \quad (3.2)$$

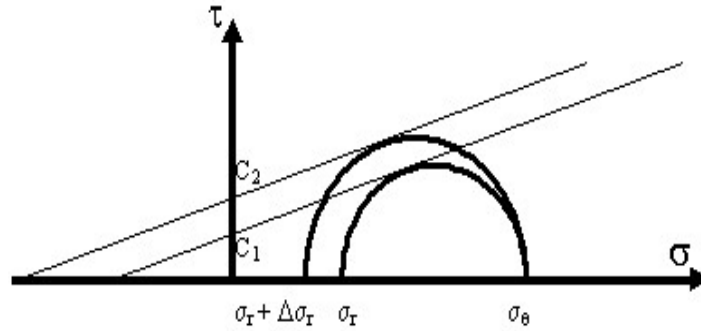


Figure 3.23 : La présence des boulons dans le plan de Mohr-Coulomb

La translation du critère vers le haut se traduit par une augmentation de la cohésion qui est définie par :

$$C^* = C + \frac{1+\sin\varphi}{2\cos\varphi} \Delta\sigma_r \quad (3.3)$$

$\Delta\sigma_r$ est calculé à partir de la valeur minimale entre la résistance à la traction et la résistance à l'arrachement du boulon.

$$\Delta\sigma_r = \min (R_{\text{traction}}, R_{\text{arrachement}}) \cdot a_r \quad (3.4)$$

Où $a_r = \frac{1}{p_f b_f}$ Pour le boulonnage au front de taille

$a_r = \frac{1}{(p_r \times b_r) \left(R + \frac{L_r}{2} \right)}$ Pour le boulonnage radial

Grasso et al. [1991] ont proposé une approche similaire en utilisant l'amélioration fictive de la cohésion qui est définie par la relation suivante :

$$\Delta c = \frac{\Delta\sigma_r}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3.5)$$

où $\Delta\sigma_r = \frac{n \cdot T_b}{S}$

n est le nombre de boulons et S est la surface représentative d'un section de tunnel boulonné.

Indraratna & Kaiser [1988,1990] ont réalisé des calculs axisymétriques en simulant la roche renforcée avec des propriétés géomécaniques améliorées (C_{renf} et φ_{renf}). Ces caractéristiques sont reliées à la densité de boulonnage par le coefficient $\beta = \pi d \lambda a / S_L S_T$

avec : d : diamètre du boulon,

λ : coefficient de frottement entre le sol et la roche,

a : rayon du tunnel,

S_L, S_T : représentant respectivement la distance longitudinale et transversale entre les boulons et qui sont définies de la manière suivante.

$$\sin \varphi_{\text{renf}} = \frac{\beta (1+\sin\varphi) + 2\sin\varphi}{\beta (1+\sin\varphi) + 2} \quad (3.6)$$

$$C_{\text{renf}} = \frac{2c\cos\varphi(1-\sin\varphi_{\text{renf}})(1+\beta)}{2\cos\varphi_{\text{renf}}(1-\sin\varphi)} \quad (3.7)$$

Peila [1994,1995] a proposé une approche simple pour évaluer le renforcement sur le front de taille du tunnel, il s'agit de déterminer la pression de confinement que le renforcement doit exercer suite à sa mise en tension, pour conserver la stabilité du massif. Cette pression est calculée de la manière suivante :

$$P_{\text{front}} = \min \left\{ \frac{n \cdot A \cdot \sigma_{adm}}{S}; \frac{n \cdot S_l \cdot \tau_{adm}}{S} \right\} \quad (3.8)$$

Avec :

- n nombre de boulons
- A Section d'un boulon
- σ_{adm} Contrainte maximale admissible en traction dans un boulon
- S surface excavée
- τ_{ad} Contrainte maximale de cisaillement admissible à l'interface boulon/terrain
- S_l Surface latérale totale d'ancrage

Si la liaison entre le terrain et le boulon est supposée parfaite, le nombre de boulons s'obtient par l'Équation 3.9:

$$n = \frac{P_{\text{front}} \cdot S}{A \cdot \sigma_{adm}} \quad (3.9)$$

3.4.4.2. Homogénéisation

L'intérêt principal de la mise en œuvre d'un module d'homogénéisation réside dans le fait que l'on puisse prendre en compte, dans une configuration axisymétrique, le boulonnage longitudinal et radial ce qui permet d'éviter le recours au calcul tridimensionnel.

De nombreux auteurs se sont intéressés à la mise en œuvre d'un module d'homogénéisation dans un code de calcul. Dias [1999] a proposé un modèle de comportement homogénéisé de l'ensemble sol/clou qu'il a implanté dans le code de calcul Flac2D, permettant ainsi de traiter des configurations axisymétriques complexes. La possibilité d'un glissement entre le clou et le sol à proximité des parements est également envisagée. La confrontation homogénéisation – Calcul tridimensionnel effectuée sur la simulation du creusement de tunnels axisymétriques avec front renforcé a montré une très bonne concordance en termes d'extrusion et de convergence.

Bernaud et al [2009] ont formulé une loi constitutive élasto-plastique anisotrope pour un massif renforcé par boulonnage au front de taille et radiale aussi. Cette loi a été ensuite implémentée dans un code numérique aux éléments finis. Ceci leur a permis de réduire considérablement les temps de calculs par rapport aux modèles réalisés en prenant compte chaque boulon scellé dans le massif individuellement. Les résultats ont montré que la densité

du boulonnage a une influence majeure sur la réaction du massif par rapport à la longueur des boulons.

3.4.4.3. Modélisation complète du terrain, des inclusions et de leur interaction

Dans cette technique, les deux composantes (massif et boulonnage) sont discrétisées puis assemblées par l'intermédiaire d'éléments d'interface. Les boulons peuvent être soit représentés par des éléments de massif (Chaoui [1992], Ho & Smith [1993]) soit par des éléments barre. Les apports de ces approches sont multiples car elles permettent notamment la prise en compte du déplacement relatif sol/boulon par l'intermédiaire d'éléments d'interface et le calcul des efforts mobilisés dans le renforcement. L'utilisation de ces méthodes contribue à une meilleure estimation de la contribution du renforcement à la limitation des déformations puisqu'elles sont les plus aptes à modéliser la complexité des phénomènes en jeu. Deux types d'analyses sont possibles : en déformations planes (ou bidimensionnel) ou en configuration tridimensionnelle.

➤ Modèles bidimensionnels

Un calcul en déformations planes n'est à priori acceptable que pour des éléments de renforcement bidimensionnels (nappe géotextile, treillis métallique) qui sont continus dans leur plan à l'échelle de l'ouvrage. Dans le cas de renforcement de type boulons, les nappes de renforcement discontinues dans un plan horizontal sont prises en compte comme des éléments continus de type plaque ou coque. Deux grands types de méthodes en déformations planes existent pour modéliser les massifs renforcés par des boulons.

La première consiste à remplacer une nappe discontinue de clous par une nappe continue, dont les propriétés macroscopiques sont équivalentes à celles de la nappe réelle en formulant quelques hypothèses rappelées par Chaoui [1992], Unterreiner [1994] pour un massif renforcé par des clous. Le matériau composite « sol + boulons » est remplacé par une plaque homogène de propriétés différentes de celles du sol et, du boulon.

Une deuxième approche consiste à étudier la section où la continuité du sol n'est pas rompue en modélisant l'influence des clous sur cette section de sol.

Al Hallak [1999] montre dans la comparaison de simulations bidimensionnelles avec des essais en centrifugeuse que l'approche bidimensionnelle surestime l'effet du renforcement sur la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

Par le moyen de la méthode des éléments distincts (MED), Funatsu et al [2008] ont mené une analyse bidimensionnelle en coupe transversale et longitudinale afin d'étudier l'influence

du soutènement et du renforcement sur la stabilité d'un tunnel à faible profondeur dans du sable. Quatre calculs ont été effectués dont deux concernent le renforcement du noyau par deux systèmes de pré-soutènements, le boulonnage au front et la voûte parapluie. La figure 3.24 montre les distributions des particules, et les vecteurs de déplacement dans le cas de deux tunnels qui se font face. En l'absence de renforcement (premier cas), on voit clairement que les deux fronts se sont complètement effondrés. Par contre, le renforcement par boulonnage permet de maintenir stable le front même s'il n'est pas renforcé de l'autre côté.

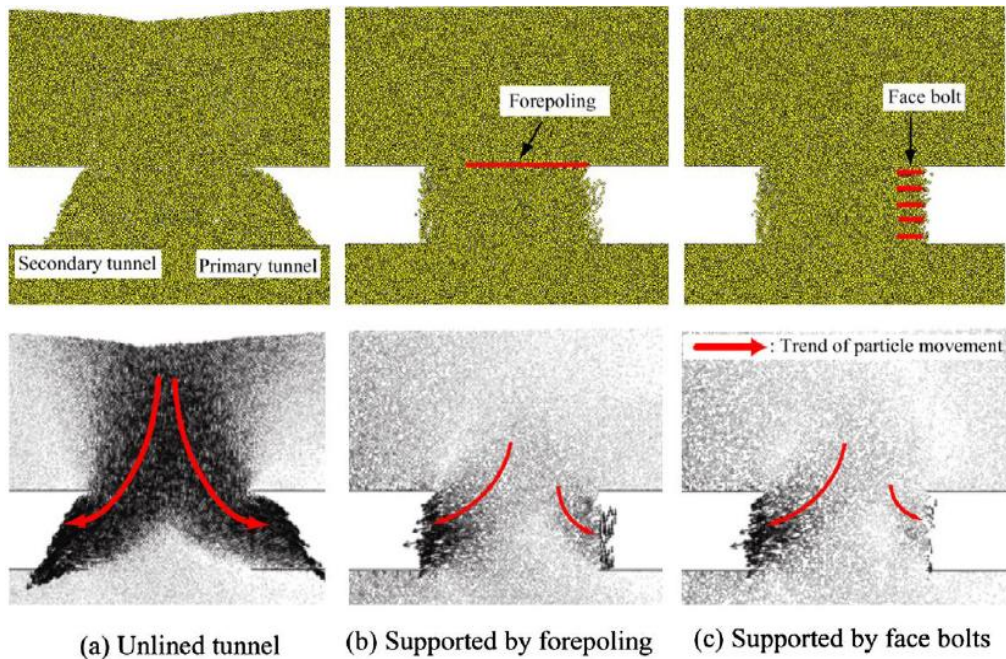


Figure 3.24 : Distributions des particules, et les vecteurs déplacements engendrés par l'excavation de deux tunnels (Funatsu et al [2008]).

➤ Modèles tridimensionnels

Pour surmonter les difficultés rencontrées avec les modèles numériques, le calcul tridimensionnel nous permet de présenter une vraie géométrie des tunnels qui n'est plus simplement circulaire comme dans le cas de la méthode de convergence-confinement, méthode de ligne caractéristique, axisymétrique (méthode d'éléments finis et méthode des différences finis) ainsi de prendre en compte la complexité du système sol/boulons.

Peila [1994] a étudié le comportement d'un front de taille de tunnel renforcé par du boulonnage en fibre de verre avec des simulations tridimensionnelles. Les phénomènes de déformation calculés sont en accord avec les observations de Broms&Bennemark [1967] et avec les résultats de simulations tridimensionnelles (Giani [1986], Lee [1990]). L'effet du renforcement correspond à une réduction des déformations au front.

Al Hallak [1999] a pris en compte le renforcement par boulonnage dans une approche 3D en utilisant le code de calcul CESAR-LCPC. Les conclusions de cette étude expérimentale sont :

- le renforcement par boulonnage permet de réduire la pression limite de soutènement, les déplacements au front et les tassements en surface.
- les boulons limitent l'étendue horizontale et verticale des zones de rupture en avant du front.
- la longueur utile des boulons est au plus deux fois la distance entre le front et la surface de rupture développée en avant de celui-ci.

Trompille [2003] rapporte que Dias [1999] a implanté un modèle de comportement homogénéisé dans le code de calcul FLAC 3D, en considérant le terrain élastique parfaitement plastique obéissant au critère de Mohr-Coulomb et sa règle d'écoulement associée. L'érouissage macroscopique induit par la non-simultanéité des chargements pour les deux matériaux est pris en compte, ainsi qu'un éventuel glissement de type rigide-plastique à l'interface sol/inclusion.

Par le biais d'une analyse numérique 3D, Yoo et Shin [2003] ont présentés une étude paramétrique concernant les caractéristiques du boulonnage (longueur, densité, rigidité) et la profondeur du tunnel. La mise en place d'un boulonnage frontal, même avec une densité faible, conduit à une réduction de l'extrusion, des tassements de surface et des zones plastiques (figure 3.25). Cependant, les inclusions doivent avoir une longueur minimale de 0,5 D pour être efficaces. Le rapport C/D (couverture sur diamètre du tunnel) ne semble pas influencer ces résultats, en revanche la valeur du K_0 joue un rôle significatif.

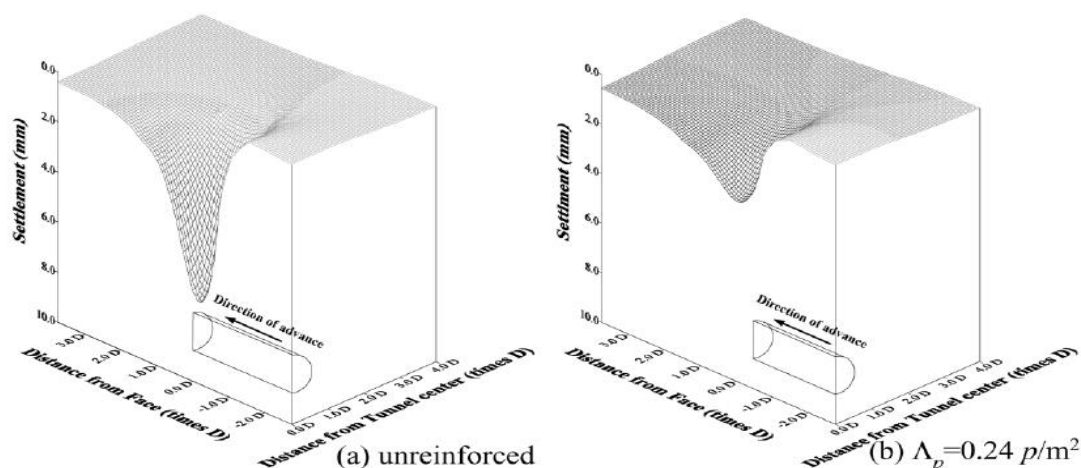


Figure 3.25 : Influence du boulonnage sur les tassements (Yoo et Shin [2003]).

Une valeur minimale de la longueur des boulons égale au rayon du tunnel a été également déterminée par Schweiger et Mayer [2004] à la suite d'une analyse tridimensionnelle sur la stabilité du front de taille. En s'intéressant toujours à la longueur minimale des inclusions, Kavvadas et Prountzopoulos [2009] concluent qu'elle dépend principalement de l'angle du frottement du sol et moins de la cohésion, de la profondeur du tunnel et de la densité du boulonnage.

En dépit de grand nombre de recherches qui ont conduit à des informations plus utiles sur le comportement de ces éléments de renforcements, on peut notamment citer l'étude numérique détaillée de Janin [2012]. Celui-ci il a utilisé la méthode des éléments finis (Plaxis 2D/3D) pour étudier l'influence du renforcement du front de taille par boulonnage sur la réaction du massif encaissant. Le boulonnage au front et la distance du retard de radier ont montré avoir un rôle prépondérant sur la réduction des mouvements dans le massif. Après avoir effectué une rétro-analyse numérique bidimensionnelle pour obtenir des indications concernant les paramètres de calcul qui permettent de simuler correctement le processus d'excavation, il a mis en évidence que seule l'analyse numérique tridimensionnelle qui permet d'obtenir des résultats satisfaisants.

Oreste [2013] a également conduit une analyse paramétrique avec la méthode des différences finies pour étudier l'influence du renforcement du front d'un tunnel profond ayant une forme circulaire creusé dans deux types de massif. Les caractéristiques mécaniques (c et E) du deuxième massif sont presque deux fois supérieures à celles du premier. Une attention particulière a été portée sur l'effort maximal des boulons et le déplacement axial du front engendré lors du creusement. La figure 3.26 représente pour les deux types du massif les efforts maximaux de traction sur l'ensemble des boulons (ces valeurs atteignent son maximum à $0,5 R$ devant le front). La zone colorée correspond au niveau des efforts qu'ils ne devraient pas atteindre, parce que cela peut augmenter le risque de rupture des boulons. Il a en particulier mis en évidence que la diminution de rayon du tunnel et l'amélioration des caractéristiques mécaniques de massif encaissant conduisent à une diminution importante des efforts de boulons.

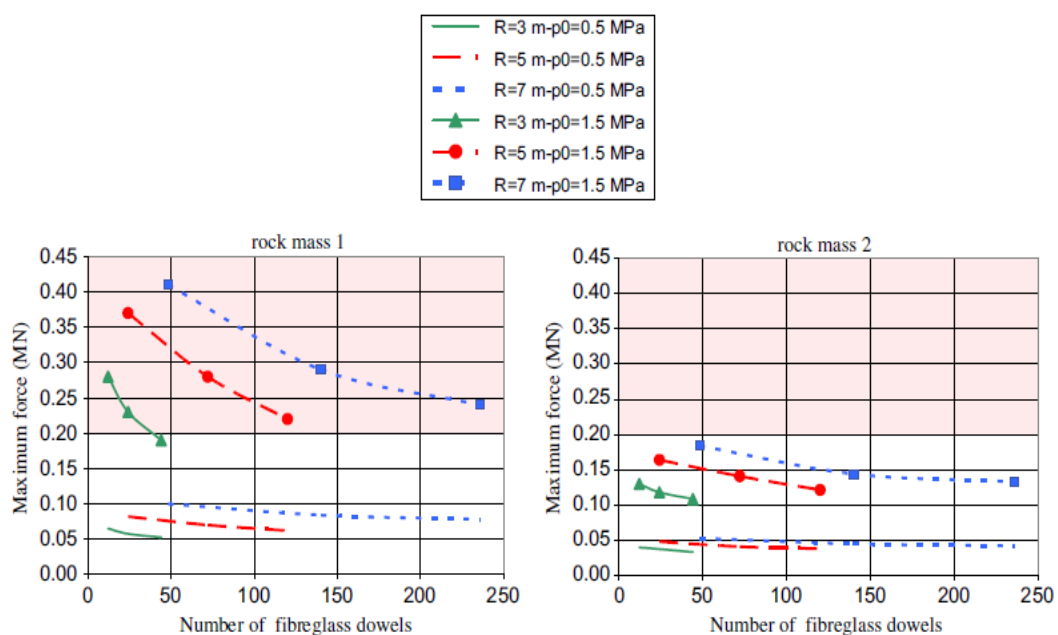


Figure 3.26 : Force axiale maximale en fonction de nombre de boulons (Oreste [2013]).

Li et al [2015] 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.

Dans le cadre d'une étude numérique du comportement de noyau d'avancement d'un tunnel renforcé par boulonnage, deux approches ont été envisagées et confrontées par Kitchah [2017]. Une approche bidimensionnelle basée sur la méthode convergence-confinement, et une approche tridimensionnelle qui prend en compte la modélisation complète des phénomènes d'interaction entre les différents éléments du tunnel Sud de Toulon en France. Les résultats finaux montrent que l'analyse numérique 3D avec une discrétisation complète des inclusions semble incontestablement l'approche la plus fiable.

On peut aussi citer les travaux de Paternesi et al [2017] qui proposent une analyse numérique 3D de la stabilité du front de taille d'un tunnel avec et sans renforcement. La modélisation a été menée avec des boulons d'une longueur égale au diamètre du tunnel et pour un nombre de 40 boulons. Les résultats révèlent une diminution remarquable d'extrusion aussi bien que des tassements en surface. En particulier, l'extrusion au niveau du front présente une réduction de 25% et le tassement maximum en surface de 48%. Ces résultats s'avèrent que le contrôle des déformations du noyau d'avancement est une stratégie efficace pour réduire les phénomènes d'affaissement.

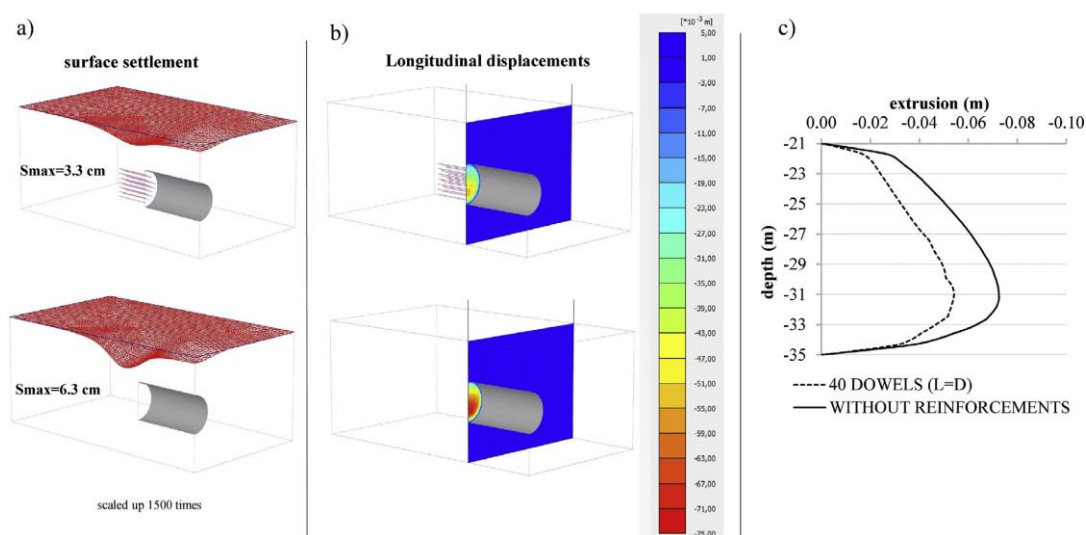


Figure 3.27 : Effet du renforcement sur l'extrusion et le tassement en surface (Paternesi et al [2017]).

3.5. Le pré-soutènement des tunnels creusés sous faible couverture

Lors de la réalisation des tunnels sous faible couverture creusés par la méthode NATM, on peut s'attendre à des importants tassements en surface, déplacements en clé de voûte et

convergence des parois qui vont être enregistrés (Ying Cui et al [2017]). Le recours aux méthodes de pré-renforcement du terrain de couverture avant le creusement par des dispositifs de pré-soutènement à savoir : le clouage vertical (pre-nailing), la technique FRSP (Foot Reinforcement Side Pile) et la stabilisation superficielle ou profonde du terrain constitue la couverture est donc inévitable en vue de limiter ses déformations et d'améliorer sa stabilité.

3.5.1. Technique de renforcement des tunnels sous faible couverture

Parmi les problèmes les plus courants dans la réalisation des tunnels sous faible couverture est le risque d'effondrement au niveau front du tunnel immédiatement après le creusement c-à-d avant la mise en place du soutènement. Pour surmonter ces difficultés rencontrées, plusieurs méthodes de pré-soutènement et de renforcement ont été étudiées.

La méthode de pré-soutènement par clouage a été étudiée par D.H. Seo et al [2014]. Il a présenté le principe mécanique de cette méthode, ainsi qu'il a mené une étude paramétrique des différents facteurs de conception sur un modèle réduit accompagnée par une analyse numérique. Les résultats de la modélisation numérique tridimensionnelle ont montrés que le pré-soutènement par clouage réduit la déformation du sol d'environ 50%. Ainsi ils concluent que cette technique est utile pour réduire les tassements en surface et améliorer la stabilité du front de taille d'un tunnel creusé sous faible couverture dans des terrains médiocres.

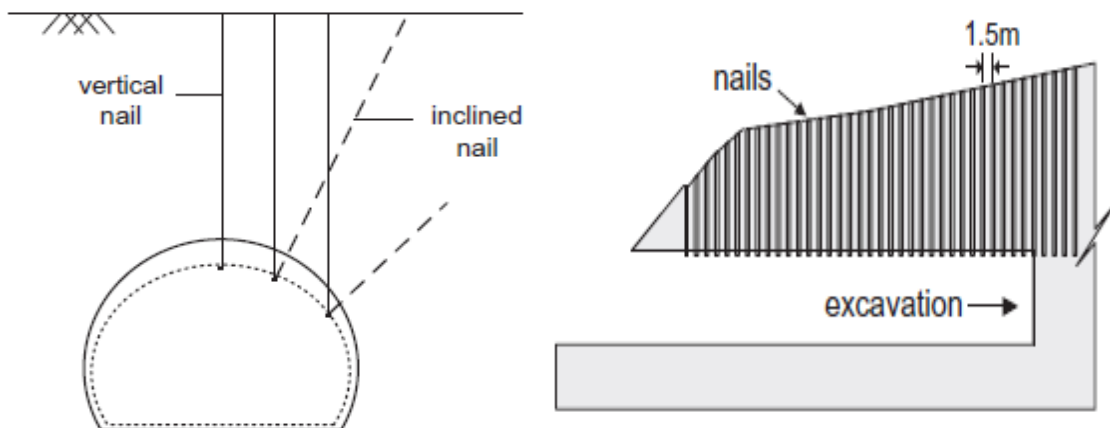


Figure 3.28 : Pré-soutènement des tunnels par clouage (D.H. Seo et al [2014]).

Kishida et al [2016] ont menés une modélisation expérimentale et une simulation numérique pour évaluer l'influence de la technique de stabilisation du terrain de couverture sur la stabilité d'un tunnel creusé sous faible couverture. Les résultats des essais expérimentaux ont montré que la méthode d'amélioration du terrain de couverture empêche les tassements du terrain et peut augmenter la stabilité au niveau du front de taille des tunnels. Ainsi la largeur et la hauteur du terrain stabilisé ont une importante influence sur l'efficacité de cette méthode d'amélioration. Ces conclusions ont été confirmées par le travail numérique.

Par conséquent, l'avantage de la méthode d'amélioration a été présenté comme trois issues, à savoir, effet du renforcement au cisaillement, effet de la redistribution de la pression de terre et effet de renforcement du terrain.

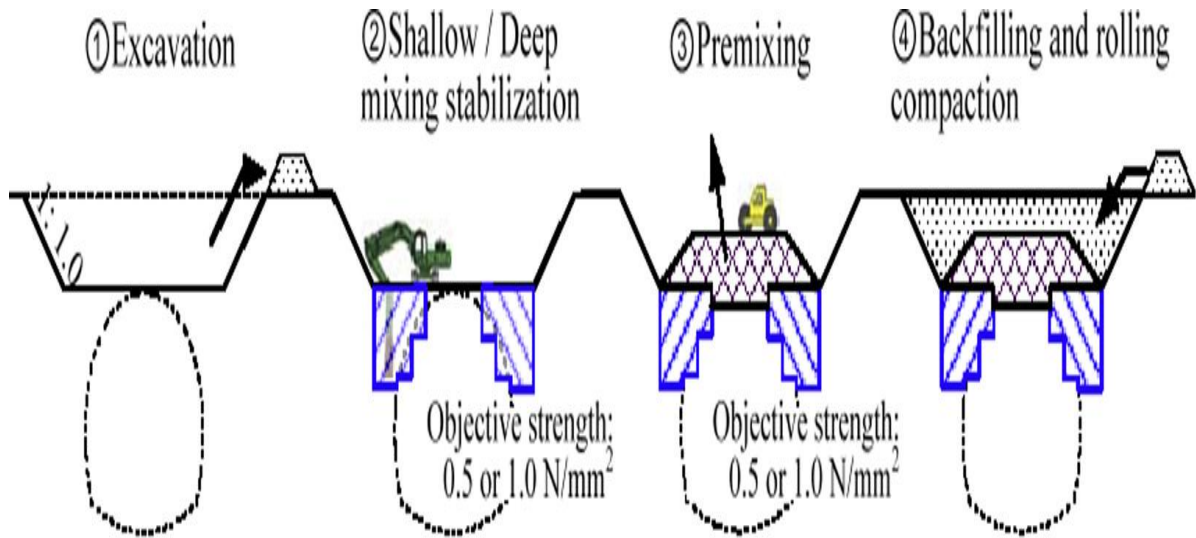


Figure 3.29 : Technique de stabilisation du terrain de couverture (Kishida et al [2016]).

Un modèle réduit de type système de « trappe » a été conçu dans le cadre de la construction d'un tunnel établie sur un cas réel dans le but de présenter le mécanisme de l'effet de la technique FRSP (Foot Reinforcement Side Pile) sur les mouvements de terrain autour d'un tunnel creusé sous faible couverture par Ying Cui et al [2017].

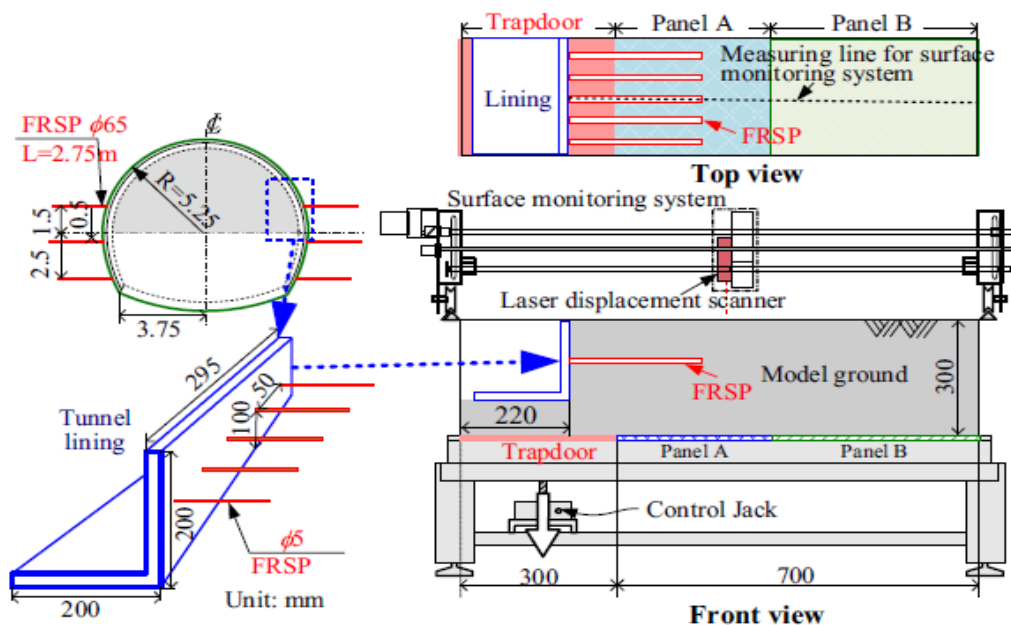


Figure 3.30 : Modèle réduit de la technique FRSP (Ying Cui et al [2017]).

Les résultats expérimentaux et numériques ont indiqués que le FRSP peut empêcher les tassement en surface pendant la creusement du tunnel. L'avantage du FRSP peut être classé par catégorie à savoir un effet du renforcement de cisaillement, de la redistribution de charge,

et de la pression interne. La technique FRSP peut être plus significative, si la longueur de ces derniers soient plus grande et dépasse le périmètre de rupture.

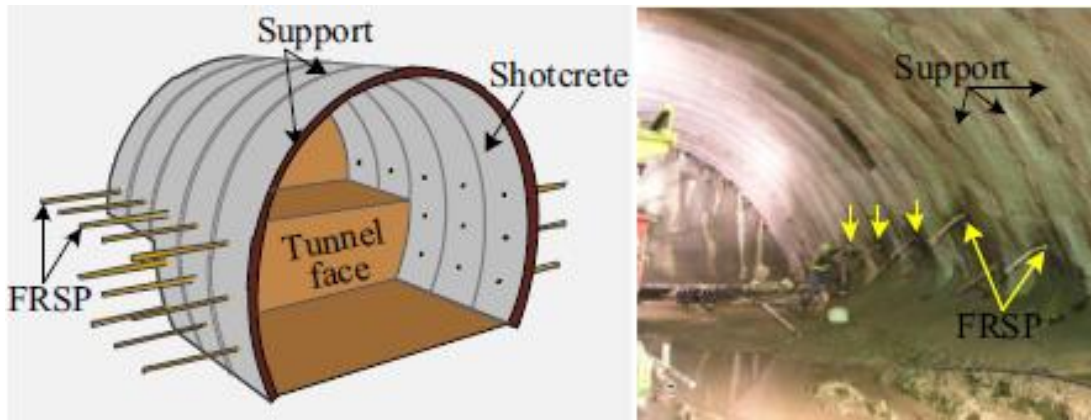


Figure 3.31 : Technique de pré-soutènement FRSP (Foot reinforcement side pile).

3.5.2. Applications des micropieux dans les travaux souterrains

Une application importante des micropieux est de protéger les structures existantes lors de l'exécution d'ouvrages enterrés en zones urbaines. Dans ce but, les micropieux inclinés sont normalement utilisés. Un exemple de renforcement destiné à protéger un bâtiment lors d'une excavation à sa proximité est donné à la figure 3.32 (Lizzi [1982b]).

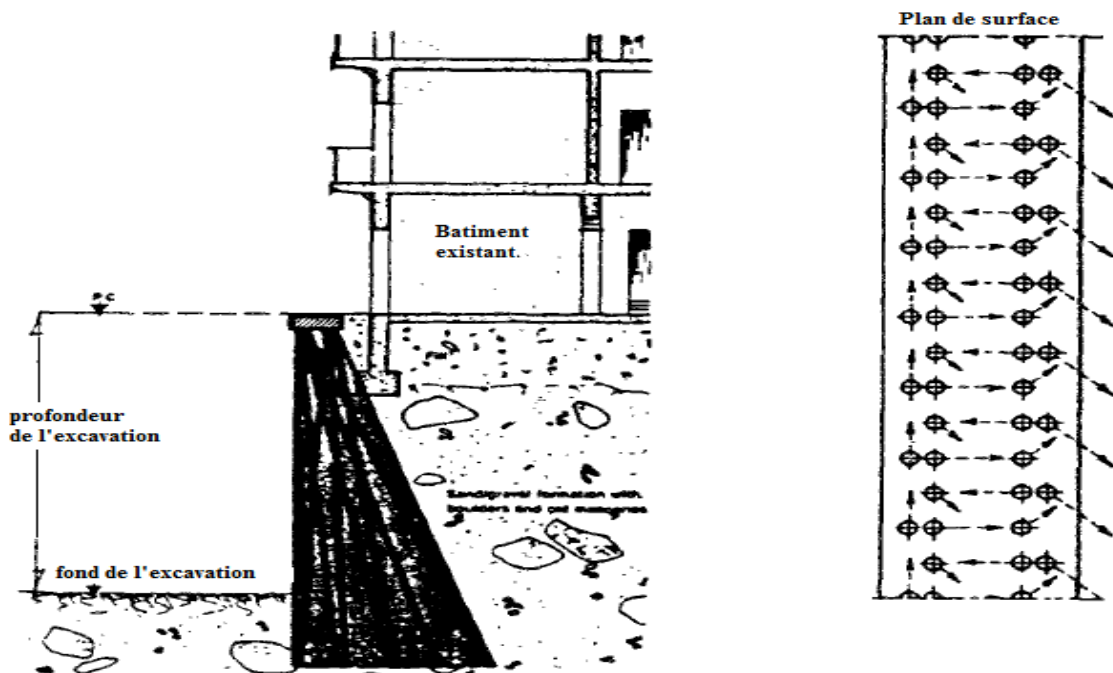


Figure 3.32 : Micropieux inclinés pour protéger un bâtiment à proximité d'une excavation (Lizzi [1982b])

Il faut mentionner, dans cette catégorie, la protection des structures existantes lors d'excavation des tunnels de métro dans les zones urbaines. Un schéma typique de cette application est montré sur la figure 3.33 (utilisée à Paris, Milan, Washington, Barcelone et pour le système de transport rapide de Naples, selon Lizzi [1982a]).

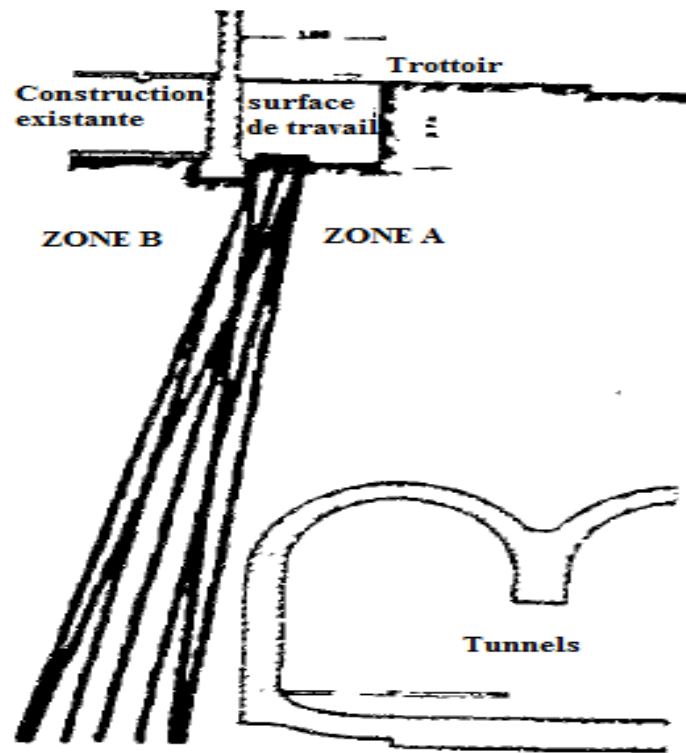


Figure 3.33 : Métro de Paris et utilisation de micropieux (Lizzi [1982a])

On distingue deux cas différents pour protéger des bâtiments contre les déplacements produits par l'excavation de tunnels.

a. *Tunnel à faible profondeur* : il faut transférer la charge de la structure en dehors de la zone décomprimée du sol. La figure 3.34 montre un exemple où une structure de béton armé est construite afin de connecter un bâtiment à des micropieux inclinés, pour avoir un complexe rigide au-dessus du tunnel du métro de Salerno en Italie (Lizzi [1982a]).

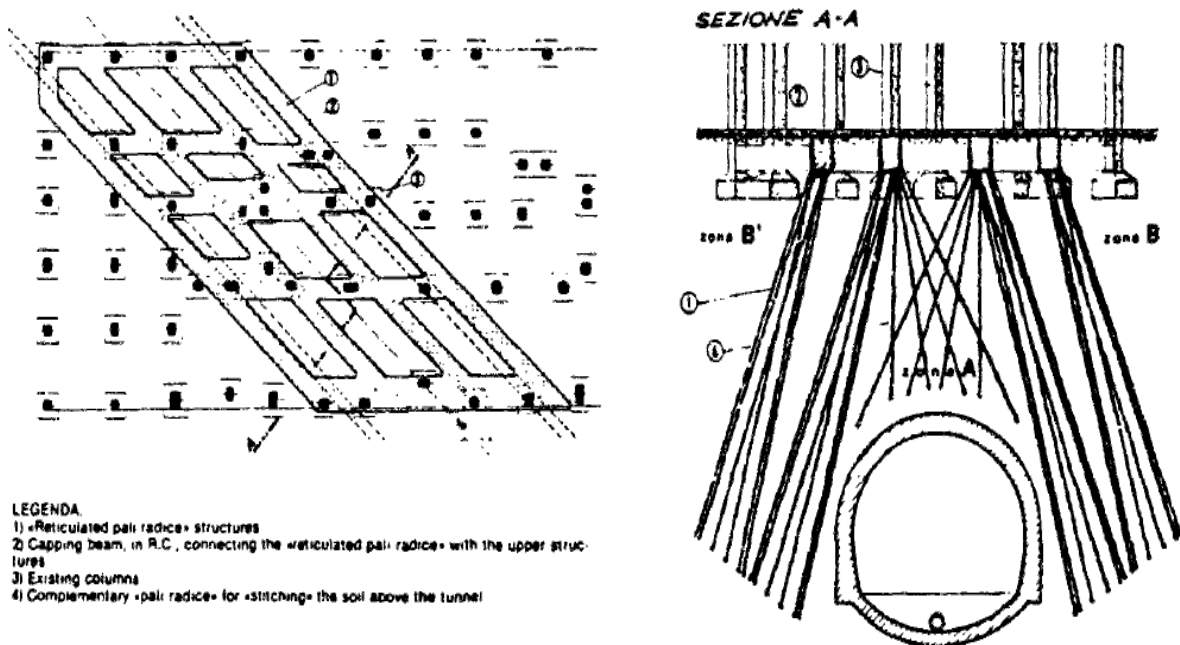


Figure 3.34 : Tunnel du métro de Salerno (Italie) en dessous d'un bâtiment (Lizzi [1982a])

b. *Tunnel semi-profond* : dans le cas où l'on ne peut pas transférer la charge en dehors du tunnel, des micropieux plus courts peuvent être réalisés en réseau, ceci pour obtenir une structure unique qui peut supporter un tassement de quelques centimètres. La figure 3.35 indique la protection d'un bâtiment au-dessus du tunnel de l'autoroute de Naples (Lizzi [1982a]).

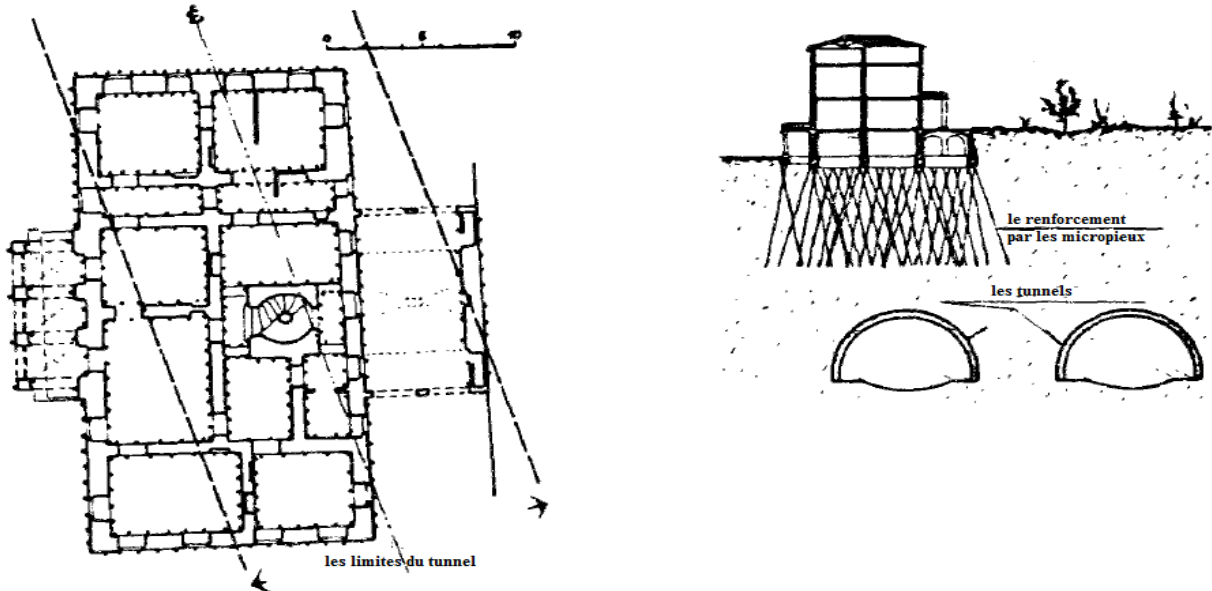


Figure 3.35 : Tunnel de l'autoroute de Naples (Lizzi [1982a])

La figure 3.36 montre un autre exemple d'utilisation des micropieux dans les zones urbaines, à Düsseldorf en Allemagne, où 440 micropieux sont utilisés afin de protéger un bâtiment de grande hauteur au-dessus de cinq lignes du métro (BRANDL [1989]).

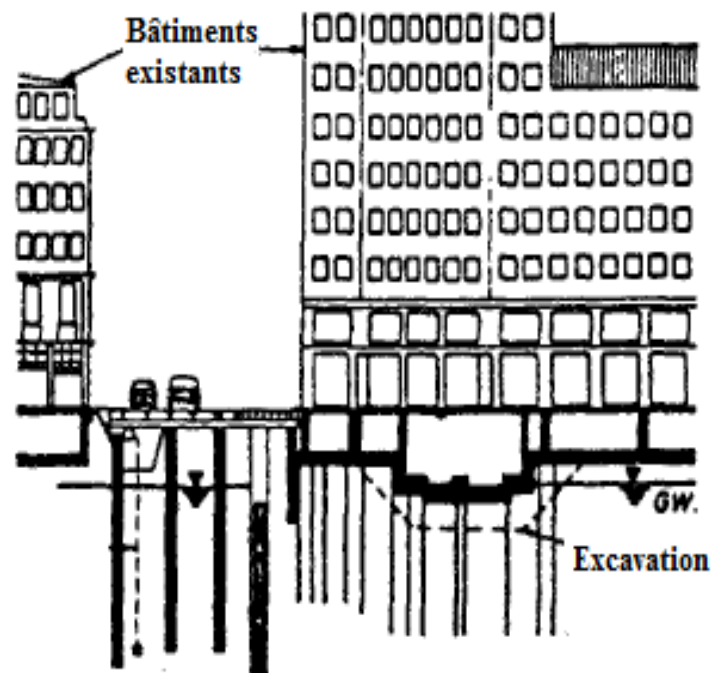


Figure 3.36 : Protection d'un bâtiment au-dessus de cinq lignes du métro de Düsseldorf (BRANDL [1989])

3.6. Conclusion

Dans ce troisième chapitre, on a discuté différentes technique de pré-soutènement des tunnels. En premier, les principes de la méthode dite ADECO-RS ont été énoncés. Cette technique de réalisation de tunnels a été conçue par Lunardi sur la base des réflexions faites suite à différents chantiers en Italie dans les années 1980 et 1990. L'idée innovante de cette méthode est que la réussite du creusement d'un tunnel dans des terrains difficiles est inhérente d'arriver à contrôler et limiter les déformations du noyau d'avancement du tunnel. Cet objectif est à l'origine des deux dispositifs de pré-soutènements que nous allons étudier dans cette partie : le boulonnage au front de taille et le pré-soutènement de la faible couverture par micropieux.

La compréhension du comportement de ces deux types de pré-soutènement représente un enjeu essentiel pour pouvoir arriver à leur dimensionnement correct. Une présentation dans un premier temps des différentes approches possibles pour étudier le comportement d'un massif renforcé frontalement a été faite :

- Les travaux expérimentaux sur modèles réduits ont mis en évidence le rôle des boulons dans l'augmentation de stabilité du massif et permettent d'analyser l'influence des différents paramètres géotechnique, géométrique ainsi les propriétés du boulonnage (longueur, densité etc.) sur la réponse du massif.
- Les approches en stabilité vérifient la stabilité globale du tunnel et proposent des tableaux de dimensionnement des inclusions selon la valeur du coefficient de sécurité voulu. Cependant, ils ne donnent pas des renseignements sur le niveau de déformation du massif.
- Les études en déformation simplifiées, prenant en compte le pré-soutènement de façon indirecte (méthode d'homogénéisation, amélioration de certaines caractéristiques du sol), permettent de connaître le champ de contraintes et de déplacements dans le massif. Toutefois, elles sont basées sur des hypothèses fortes (par exemple adhérence parfaite sol/boulon) et conduisent souvent à une surestimation des effets des inclusions.
- L'approche numérique tridimensionnelle, avec modélisation des inclusions et de l'interface avec le sol, semble ainsi être la plus fiable pour simuler l'influence réelle des différents systèmes de pré-soutènement. Dans ce cas, le déplacement relatif sol-boulons et les efforts engendrés dans les éléments peuvent être analysés aussi.

Enfin, l'étude des différentes techniques de pré-soutènement des tunnels sous faible couverture a permis de souligner l'importance de ces techniques pour réduire les tassements de surface et améliorer la stabilité du front de taille d'un tunnel creusé sous faible couverture dans des terrains médiocres.

Chapitre 4 : Cadre général de la simulation

4.1. Introduction

Ce chapitre est une présentation générale du tunnel T4, ce passage souterrain prévu en deux tubes a été réalisé sur une grande partie de sa longueur dans des terrains difficiles où il a été jugé plus adéquat d'avoir recours aux techniques de pré-soutènement. Dans une première partie, on présente une synthèse du contexte géologique et géotechnique sur le tracé du tunnel, la technique de creusement et les profils types de soutènement et de revêtement ainsi que les techniques de pré-soutènement seront décrits. Dans un deuxième temps, nous présenterons le système d'auscultation et de contrôle des différents mouvements de terrain.

4.2. Présentation générale de la traversé souterraine du tunnel T4

4.2.1. Position géographique

Le tunnel T4 s'inscrit dans le cadre de la réalisation de l'Autoroute de l'Unité Maghrébine (AUM) d'environ 7000 km, traversant l'Algérie sur une distance de 1200 km. Il fait partie de la section 4 du projet de l'Autoroute Est-Ouest– Lot Est qui traverse Djebel El Kantour, situé au Nord Est de la ville de Constantine sur une longueur totale de 2500m. Le tunnel autoroutier comprend deux tubes pratiquement parallèles d'une longueur totale de 2500m [PK : 229+226,5 jusqu'à 231+725,0 pour le tube gauche et PK : 229+216,5 jusqu'à 231+743 pour le tube droit] (Dar al-handasah-shair and partners [2008]), ils accommodent un trafic à sens unique sur trois voies, les tubes sont séparés par un écartement de 22m. Les dimensions de la section transversale de chaque tube autour de la ligne théorique d'excavation est 17,9m de largeur et 13m de hauteur. Un deuxième axe s'ajoute à l'axe principal, permettant le respect de la distance requise entre les axes des deux tubes du tunnel. Ce second axe qui prend naissance au PK 227+820 est projeté du côté Ouest de l'axe principal et continue jusqu'au PK 232+811,66 avant de rejoindre l'axe du tracé de l'Autoroute.

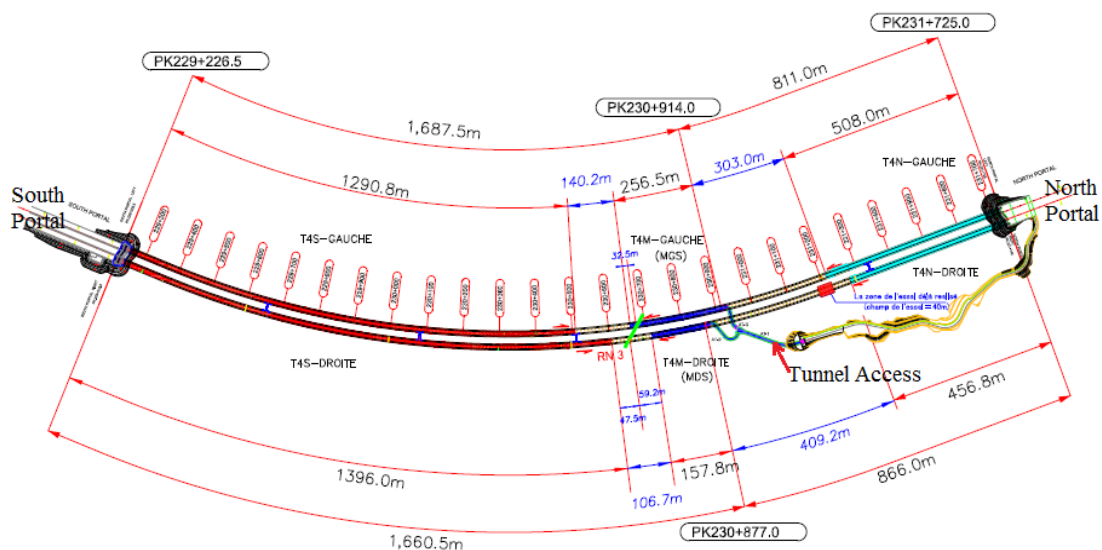


Figure 4.1 : Vue en plan et section longitudinale du tunnel T4

4.2.2. Contexte géologique et géotechnique

4.2.2.1. Géologie régionale

Le tracé du tunnel est relevé sur la carte géologique de Smendou au 1/50.000ème (Figure 4.2). La structure géologique prédominante de la région est orientée selon l'axe Est – Ouest, ce qui résulte en une intersection presque normale à la direction du tunnel.

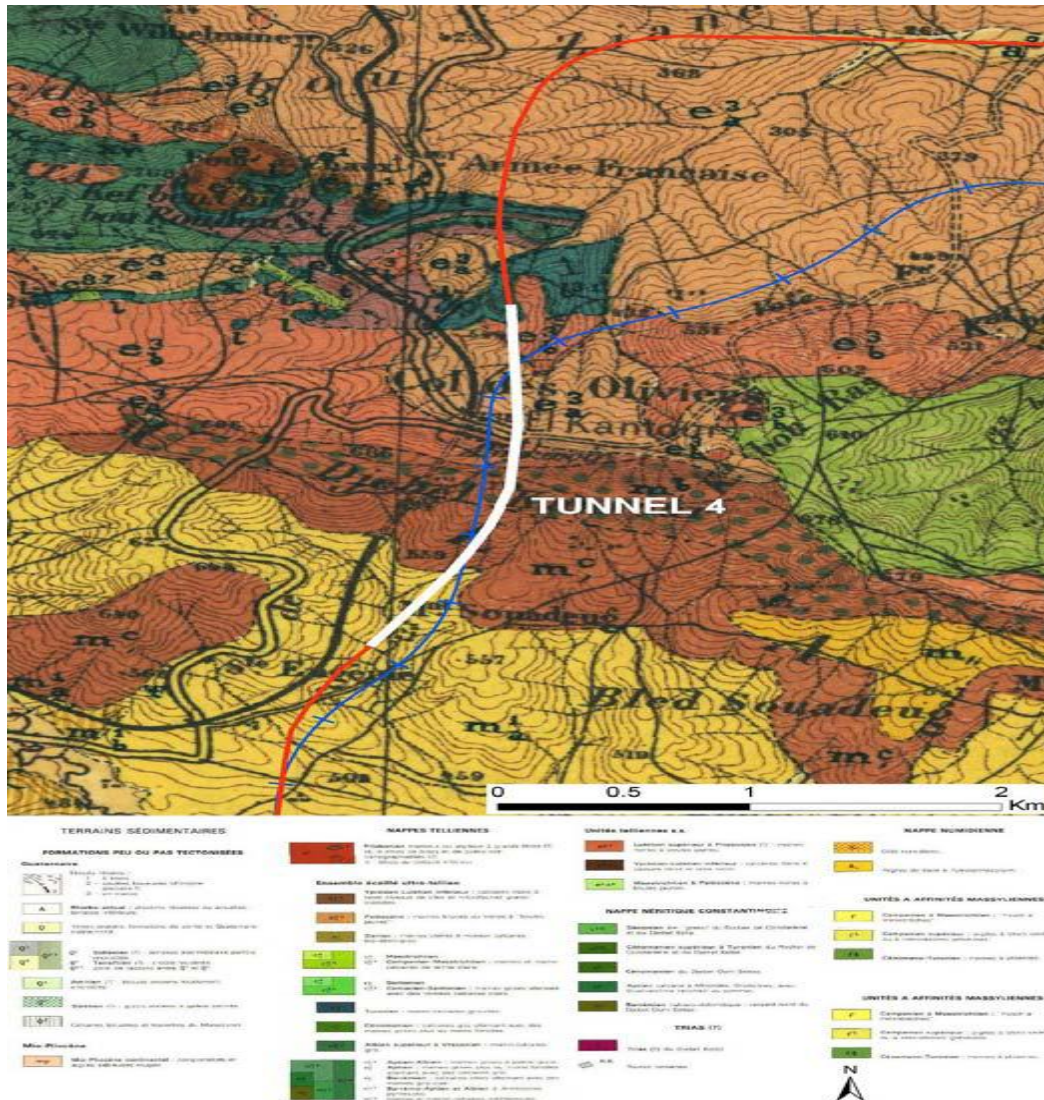


Figure 4.2 : Emplacement du tunnel T4 sur la carte géologique de Smendou

4.2.2.2. Géologie locale

La géologie du massif traversée par le tunnel est essentiellement de l'âge crétacé inférieur (Nappes Telliennes) et se compose de marnes et de calcaires sous forme de blocs fortement pliés et cisailés. Ceux-ci sont recouverts par des dépôts du Quaternaire, comprenant des argiles, des limons et des conglomérats. Une description plus détaillée des conditions rencontrées dans la zone du tunnel est donnée à partir des cartes et des levés géologiques réalisés sur site le long du nouveau tracé du tunnel. L'étude géotechnique et géologique est basée sur des investigations récentes qui comprennent :

- Un relevé géologique, réalisé au 1/2000ème ;
- L'établissement d'un Profil géologique, au 1/2000ème ;
- Une campagne d'essais géotechniques sur site incluant 14 sondages carottés, 4 sondages pressiométriques, 7 tubes inclinométriques et 4 piézomètres ;
- Une campagne d'essais en laboratoire ;
- Un relevé géophysique par la méthode de résistivité électrique (Electrical Resistivity Tomography – Wenner Configuration).

Le Tunnel T4 est situé dans une zone de forte végétation réduisant ainsi l'accessibilité à la reconnaissance géologique et géophysique. La couverture maximale du tunnel est d'environ 235 mètres. Les observations faites sur site au niveau des portails Sud et Nord, révèlent des zones pouvant être susceptibles au glissement.



Figure 4.3 : Zone de végétation intense à Djebel Kantour

Sur le versant nord du Djebel Kantour, une zone de glissement a été identifiée entre les PK 30+620 et PK 31+280. En partie basse de cette zone de glissement, le terrain naturel se situe à environ 20 mètres au dessus du toit du tunnel.

La région centrale où la couverture est profonde au-dessus du tunnel semble être surmontée par des grès couverts de conglomérats. Cependant, il est prévu que le creusement du tunnel soit principalement dans la marne altérée et/ou des argiles marneuses.

4.2.3. Relevé Géophysique

Les dispositifs de mesures géophysiques ont été implémentées en deux phases: Dans une première phase, la méthode Vertical Electrical Soundings (VES) a été entreprise selon un axe

parallèle au trace du tunnel; alors que dans une deuxième phase, la méthode de résistivité électrique (tomographie) a été appliquée selon 3 axes parallèles d'acquisition et ceci parallèlement au tracé du tunnel. La méthode VES a permis de confirmer la nature géologique vue par les logs des sondages exécutés. Ces mesures n'ont pas pu, toutefois, déterminer le niveau de la nappe phréatique le long du tracé.

La deuxième phase a permis d'établir 3 tomographies bidimensionnelles, et dont l'interprétation se présente comme suite : « La petite gamme de variation de valeurs de résistivité le long des lignes d'acquisition ne permet pas de se différencier entre des couches de sol. Cependant, il est possible de citer que le niveau de la nappe phréatique est plutôt peu profond (de l'ordre de quelques mètres) le long de tout l'alignement sauf, approximativement entre Pk 230+140 et Pk 230+480 où le grès sec est probablement localisé ».

4.2.4. Conditions hydrogéologiques

La présence d'eau a été signalée à des profondeurs différentes dans quatre des sondages au Tunnel 4. Des observations faites sur site ont révélé la présence d'eau à de faibles profondeurs [(sondages S4-LT-27P (8m), S4-LT-30P (8,5m), S4-LT-40P (4,5m) et S4-LT-42P (4m)]; ou en surface. Il est donc probable qu'une nappe phréatique, relativement élevée, existe sur une grande partie de la longueur du tunnel. Sachant que les marnes sont généralement de faible perméabilité, la quantité d'eau à rencontrer dans le tunnel serait assez faible, à l'exception des zones fracturées et faillées où des venues importantes d'eau pourront avoir lieu.

4.3. Technique de creusement et de pré-soutènement adopté

Les travaux de creusement du tunnel T4 ont débuté en 2007 sur les deux portails nord et sud, chaque portail contient deux fronts. Le choix de la méthode d'excavation a été conclu après considération et étude des deux méthodes principales: mécanique et traditionnelle.

Les caractéristiques mécaniques moyennes et les fortes hétérogénéités ont conduit à l'utilisation de techniques couplées telles que le creusement mécanique en section divisée assisté par un renforcement du front de taille par boulonnage.

4.3.1. Méthode de renforcement

La Géologie du Tunnel T4 et les conditions géotechniques étaient très médiocres, donnant l'exemple des schistes et argilites hautement altérées rencontrées respectivement au Portail Nord et Milieu du tunnel en question.

La forte hétérogénéité du terrain a conduit à une technique de creusement par méthode conventionnelle avec terrassement en section divisée avec le recours à une technique de pré-soutènement qui consiste à renforcer l'avant du front de taille par inclusion des tubes en

polymère renforcé par de fibre de verre de grande longueur « GFRP », afin d’apporter la résistance en grande nécessité pour assurer la stabilité durant les travaux de creusement.

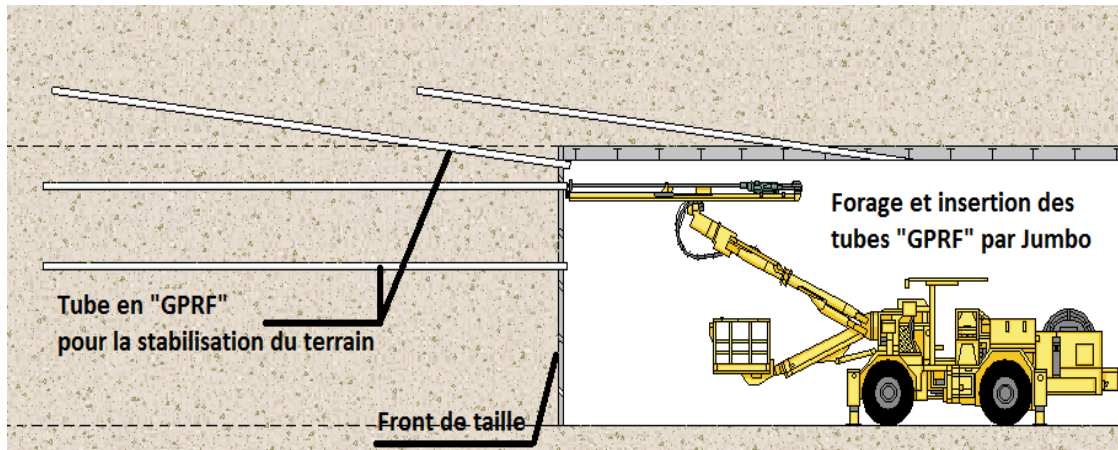


Figure 4.4 : Stabilisation du terrain par tubes « GFRP », Méthode – FIT.

Or, le tracé du tunnel passe également par une zone de faible couverture composée de couches ou dépôts colluvionnaires en surface et d’argilite fragile fortement désagrégée au dessus du tunnel ainsi que d’argilite fragile au droit des tubes. Un pré-soutènement a été préconisé pour cette partie dont la disposition est présentée dans la figure 4.5

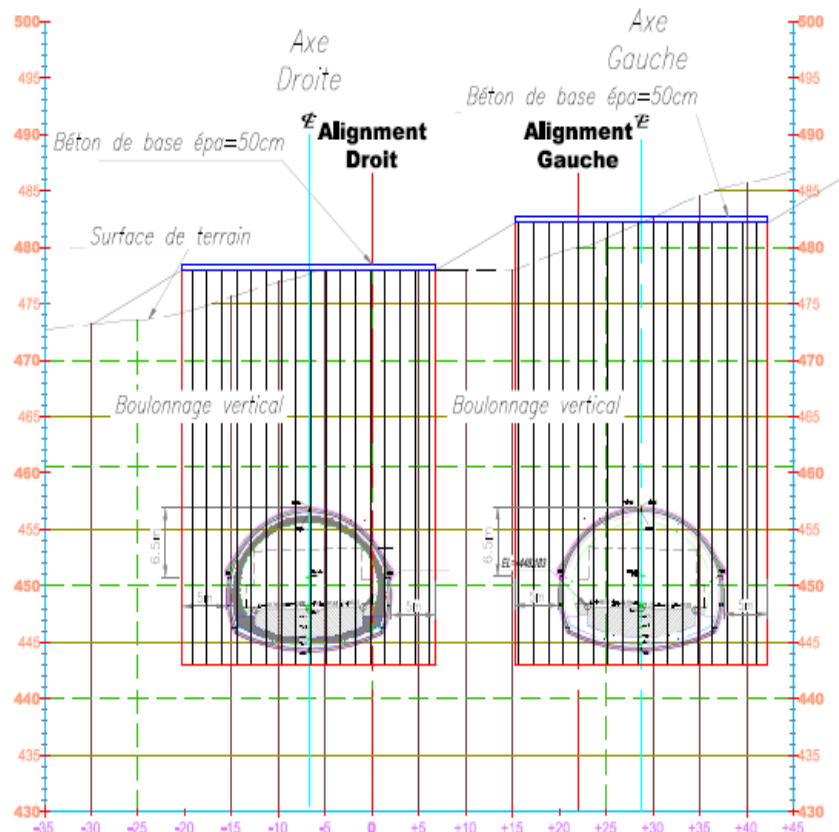


Figure 4.5 : Exécution du boulonnage vertical (Tunnel T4)

Le micropieu est constitué de deux barres d’acier de $D=25$ soudés introduites dans le trou de forage après le nettoyage de ce dernier à l’air sous haute pression. L’injection de ciment

pour chaque micropieu se fera avec des tuyaux PEHD de norme PN6. Les micropieux sont placés d'une façon à assurer un renforcement de toute la zone à faible couverture autour des deux tubes du tunnel T4. La figure 4.6 illustre le placement des micropieux du PK 231+235,25 au PK 231+283,85

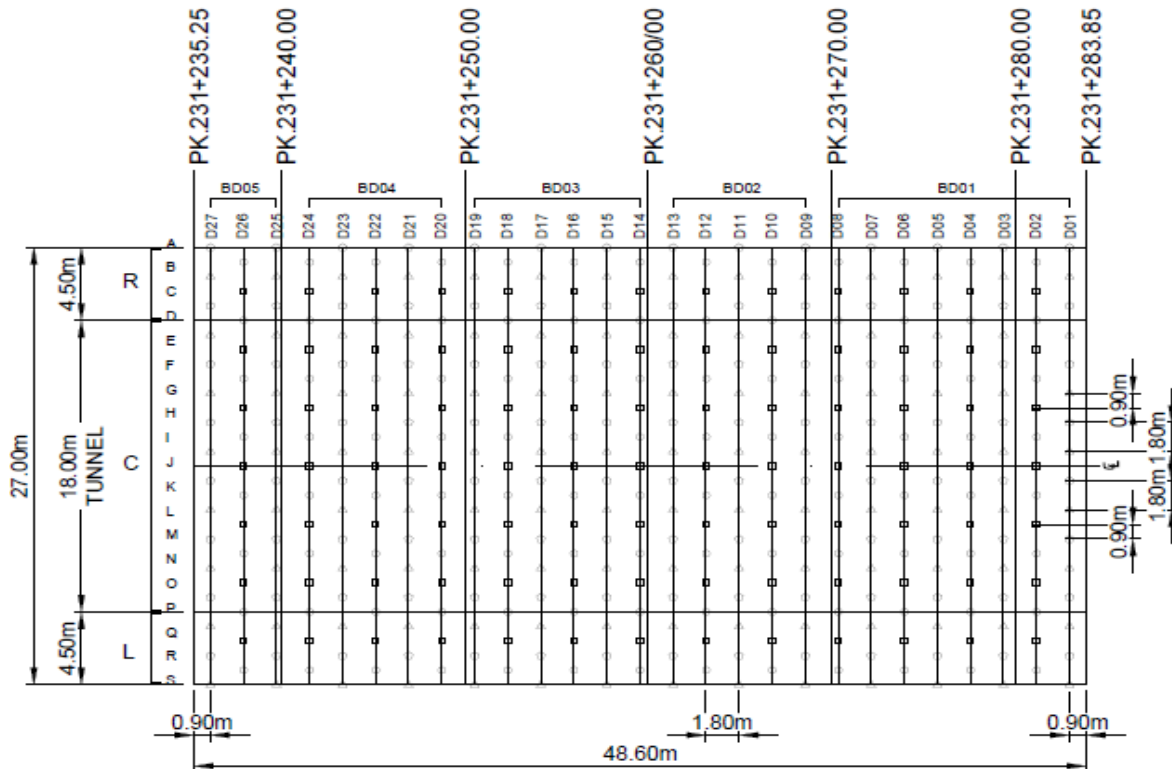


Figure 4.6 : Plan de surface de la zone renforcée par les micropieux

4.3.2. Présentation du cycle complet de réalisation

Première phase : renforcement du front de taille

La première phase (Figure 4.7) consiste à réaliser le renforcement du noyau par un boulonnage horizontal. Plusieurs rangés peuvent être utilisés en Calotte et Stross selon le cas rencontré. La distance entre les rangés est fonction du nombre des boulons. La longueur des tubes en «GFRP» sera 19.50 m, dans lequel chaque boulon en fibre de verre est poussé en fond de forage puis scellé soit au coulis de ciment soit à la résine.

En plus du boulonnage horizontal, un boulonnage divergent est assuré dans certaines zones par une rangée de plusieurs tubes en « GPRF » de longueur de 13,5m répartis sur un angle de 110° et dont la distance entre deux tubes est de 600 mm. Par le principe de renouvellement du boulonnage par cycles courts, un nombre important de boulons de longueur variable, présent dans le noyau, est détruit à chaque pas d'avancement. Le nombre des boulons, les angles et les distances décrit ci-dessus peuvent être changés et ajustés selon les conditions et le constat fait durant le creusement.



Figure 4.7 : Réalisation du boulonnage frontal par tubes « GFRP » (Tunnel T4 –Algérie-).

Deuxième phase :

Elle consiste en premier lieu à excaver la demi-section supérieure (calotte) puis stross1 ou calotte + stross1, elle se fait à l'aide d'une pelle mécanique et avec des passes d'avancement de 1,5m/jours. Vu les déplacements très importants enregistrés pendant les travaux d'excavation les passes d'avancement été abaissé a 1m/jours puis 0,75m/jours avec la mise en place d'une couche d'environ 10 cm du béton projeté sur le front à chaque passe.



Figure 4.8: Excavation de la demi-section supérieure (Tunnel T4 –Algérie-)

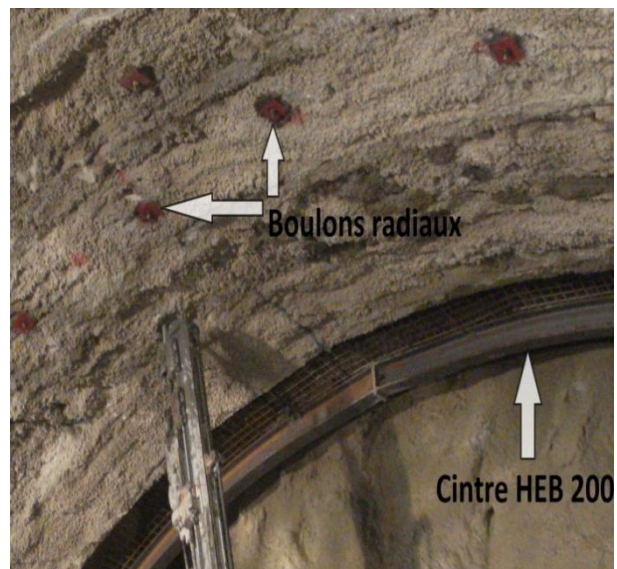


Figure 4.9: soutènement provisoire de la demi-section supérieure (Tunnel T4 –Algérie-)

En deuxième lieu, elle consiste en l'installation immédiate du soutènement provisoire de la demi-section supérieure excavé par des profilés en acier HEB 200 associé au béton projeté (30 à 40 cm) avec l'emploi des boulons radiaux aux parois et à la clé du tunnel.

Troisième phase : Elle consiste en l'excavation de la demi-section inférieure stross2 + radier avec la mise en place du soutènement provisoire qui précède la réalisation d'un radier temporaire de 30cm de béton projeté + 2 nappes de treillis soudés suivi d'un remblaiement provisoire. La distance entre le front et le début de l'excavation du stross-2 est approximativement 50 mètres.



Figure 4.10: Excavation de la demi-section inférieure



Figure 4.11: Mise en place du soutènement (radier temporaire)

Quatrième phase : Elle consiste en la réalisation du radier en béton armé (le coulage du radier en béton armé par phases successives, environ 20 à 50 mètres derrière la demi-section inférieure).

Cinquième phase : elle consiste en l'exécution du revêtement en béton. Le revêtement du tunnel est constitué d'une coque en béton coulé de 60 cm d'épaisseur réalisée à l'aide d'un coffrage glissant et du béton mis en place à l'aide d'une pompe à béton.

4.3.3. Caractéristiques mécanique retenues pour les simulations

4.3.3.1. Propriétés géotechnique du massif

Les caractéristiques géotechniques moyennes des terrains rencontrés lors du creusement du tunnel sont estimées à partir d'essais pressiométriques en forage. Nous employons le terme « moyennes » car le massif est considéré comme continu et homogène dans la modélisation numérique simplifiant ainsi sa nature localement hétérogène. De cet effet, une seule couche de terrain est considérée dans notre modélisation (Tableau 4.1), alors que la composante hydraulique est également négligée vu la faible perméabilité des argilites.

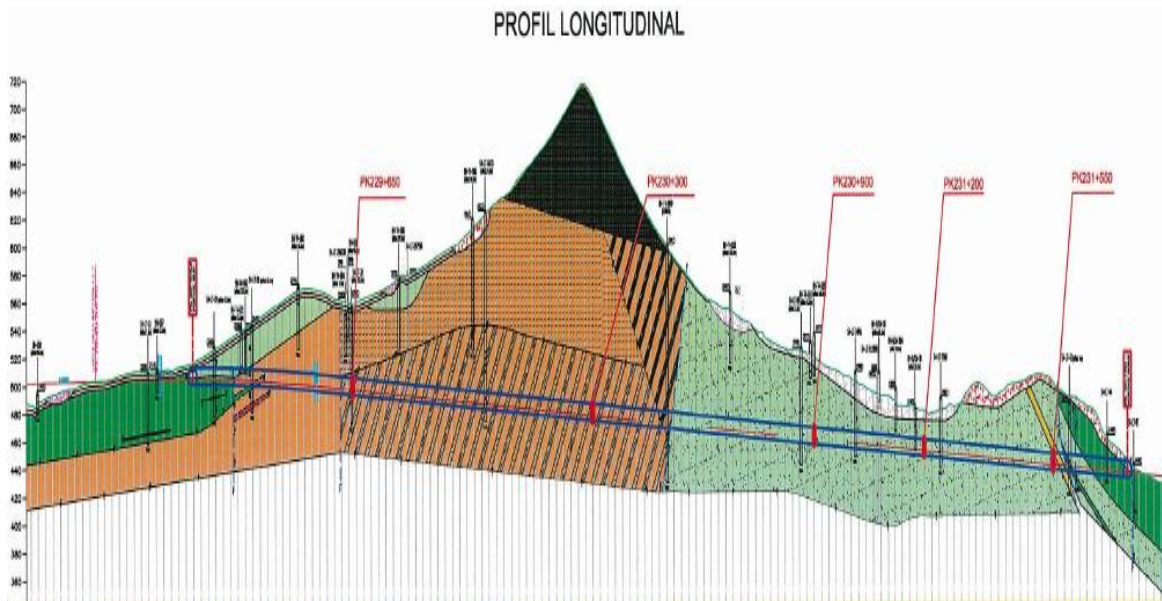


Figure 4.12: Profil géologique longitudinal du tunnel T4

Les propriétés mécaniques de cette couche sont résumées dans le Tableau 4.1.

Loi de comportement utilisée	Elastique parfaitement plastique : Mohr-Coulomb
Module de Young E (en kN/m ²)	1,9*10 ⁵
Coefficient de Poisson ν	0,3
Cohésion C (en kN/m ²)	35
Angle de friction φ (en degrés)	22

Tableau 4.1 : Les propriétés mécaniques retenues pour la simulation

4.3.3.2. Propriétés mécaniques du soutènement

➤ caractéristique du soutènement provisoire :

Le soutènement provisoire du tunnel est constitué par des éléments plaques quadrilatères à 8 nœuds. Les plaques sont des éléments de structure utilisés pour modéliser des structures élancées placées dans le sol et ayant une rigidité de flexion EI et une raideur normale EA significatives.

Le soutènement provisoire a été traité comme matériau homogène formé d'une couche de béton projeté, de treillis soudés et de cintres de type HEB200 dont les caractéristiques mécaniques sont calculées comme suit :

$$EA_{eq} = E_b A_b + \left(\frac{E_c}{E_b} - 1 \right) E_b \frac{A_c}{d} \quad (4.1)$$

$$EI_{eq} = E_b I_b + \left(\frac{E_c}{E_b} - 1 \right) E_b \frac{I_c}{d} \quad (4.2)$$

Lors du calcul d'un élément unitaire de 1m avec une épaisseur de $e=0,4m$ on déduit ce qui suit (Avec A_i et I_i , respectivement les sections et les inerties au mètre linéaire de chacun des éléments du matériau composite):

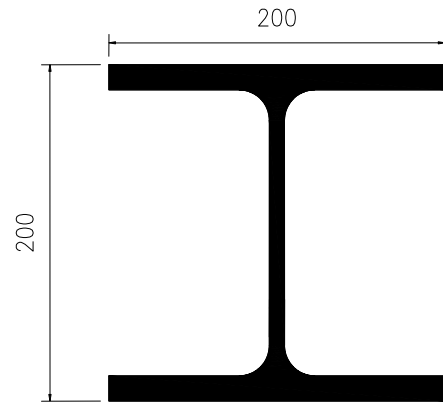
➤ Béton projeté

Aire de la section $A_b = 0,4 \text{ m}^2$

$E_b = 28 * 10^6 \text{ Kn/m}^2$

Module de Young "béton à jeune âge" $E_b = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$

$I_b = \frac{1}{12} * b * h^3 = 0,00533 \text{ m}^4$

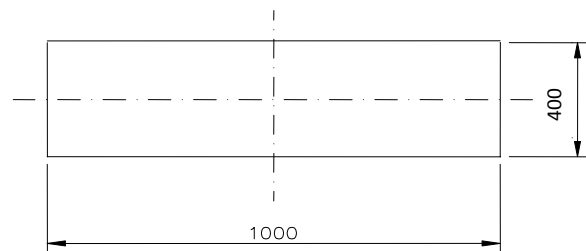


➤ Cintre HEB

Aire de la section $A_c = 78,1 * 10^{-4} \text{ m}^2$

$E_c = 2,1 * 10^8 \text{ Kn/m}^2$

$I_c = 0,5696 * 10^{-4} \text{ m}^4$



➤ Boulons d'ancrages

Aire de la section $A_B = 5 * 10^{-4} \text{ m}^2$

$E = 2 * 10^5 \text{ Kn/m}^2$

Aire de la section $A_b = 7,85 * 10^{-3} \text{ m}^2$

Nous obtenons les caractéristiques récapitulées dans le tableau 4.2 :

éléments	Soutènement provisoire	Revêtement définitif	Boulons d'ancrage
Rigidité normale EA (KN/m)	$1,280 * 10^7$	$3 * 10^9$	$2,8 * 10^5$
Rigidité de flexion EI (KN.m ² /m)	$1,706 * 10^5$	$6 * 10^7$	—

Tableau 4.2: les caractéristiques mécanique du soutènement et des boulons

➤ les caractéristiques mécaniques du renforcement longitudinal :

Le micropieu est un élément mixte qui se compose de l'acier + coulis de ciment

$$\text{Rigidité normale } EA [kN/m] = \frac{E_{eq}}{S_h} \left(\frac{\pi D_{DH}^2}{4} \right) \quad (4.3)$$

$$\text{Rigidité de flexion } EI [kNm^2/m] = \frac{E_{eq}}{S_h} \left(\frac{\pi D_{DH}^2}{64} \right) \quad (4.4)$$

$$E_{eq} = E_n \left(\frac{A_n}{A} \right) + E_b \left(\frac{A_b}{A} \right) \quad (4.5)$$

Avec: E_b est le module d'élasticité du matériau de scellement ;

E_n est le module d'élasticité d'acier

E_{eq} est le module d'élasticité équivalent du micropieu

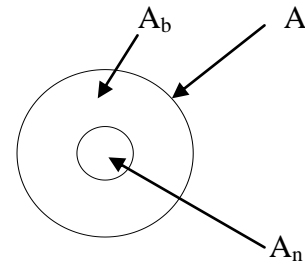
$A = 0.25 \pi D_{DH}^2$ est la surface totale du micropieu;

$A_b = A - A_n$ est la surface de la section du matériau de scellement;

$A_n = 0.25 \pi d^2$ est la surface de la section d'acier

D_{DH} est le diamètre du trou de forage.

S_h est l'espace horizontal entre les micropieux.



Micropieu		
EA (KN/m)	EI (KN.m ² /m)	Deq (m)
2,5*10 ⁶	20,7*10 ²	10 ⁻¹

Tableau 4.3: les caractéristiques mécanique du pré-soutènement vertical

➤ **Propriétés mécanique du Boulonnage :**

- Essai d'arrachement

Les essais d'arrachement sont effectués afin de tester la capacité du scellement. L'utilisation de cette technique nécessite une aire de section du renforcement ainsi qu'une résistance du mur perforé suffisantes pour reprendre les efforts d'un éventuel arrachement, ce qui nécessite la détermination de la force d'adhérence du couple boulons/matériau de fixation par la méthode FIT (Fibre Injection Tube). L'essai s'effectue comme indiqué dans l'organigramme ci-dessous :

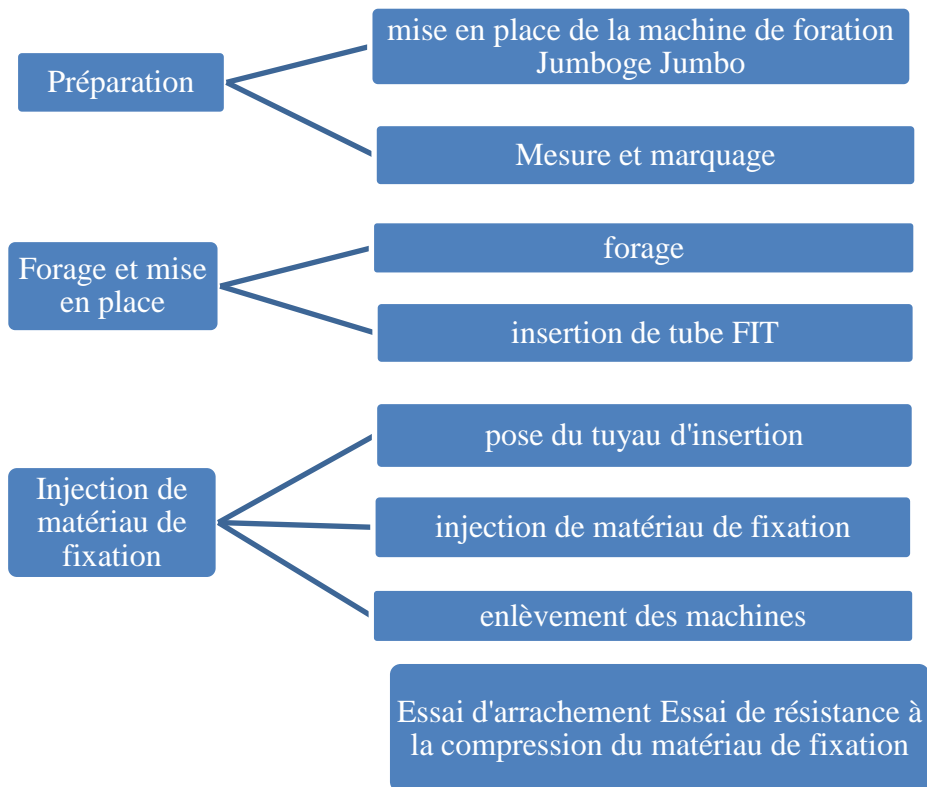


Figure 4.13: Organigramme des différentes étapes de l'essai d'arrachement

- Résultats d'essai :

Les figures 4.14 et 4.15 présente l'allure des déplacements des boulons par rapport à la charge exercée sur ces derniers. Elles montrent en premier lieu une réponse linéaire qui est fonction de la raideur axiale du boulon, des propriétés élastiques du scellement et de l'interface entre ces deux constituants. En deuxième lieu la fragilité de l'interface ciment/acier induit un glissement entre ces deux constituants et par la suite une fracturation radiale du coulis ainsi qu'une rupture en cisaillement axiale.

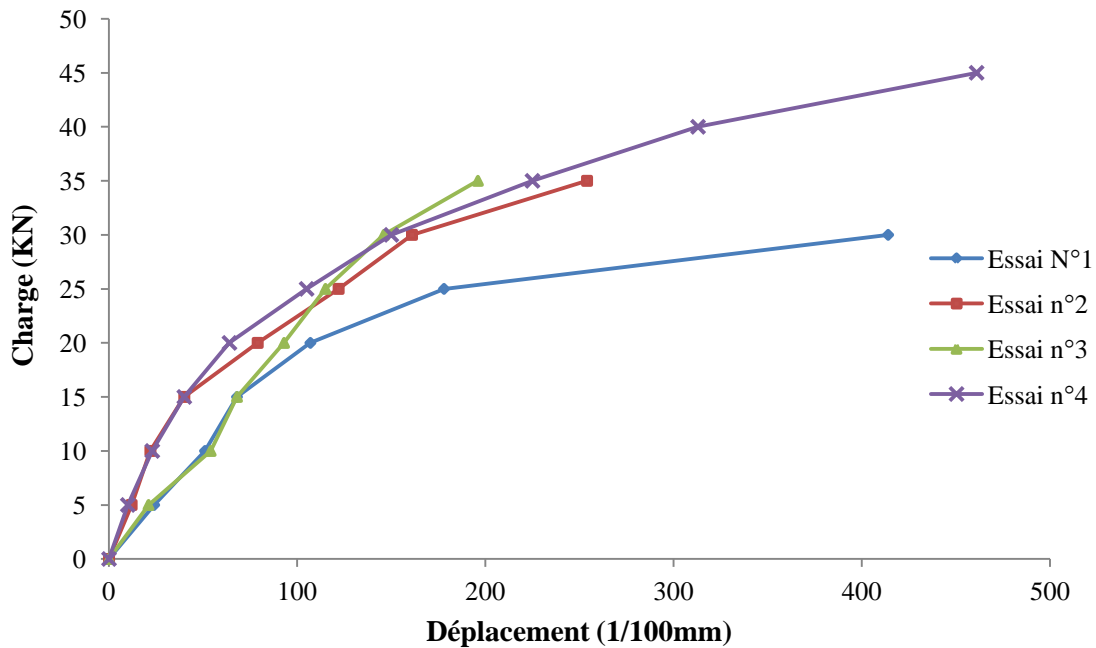


Figure 4.14 : Mesures réalisées sur le boulonnage frontal (Accès coté droit).

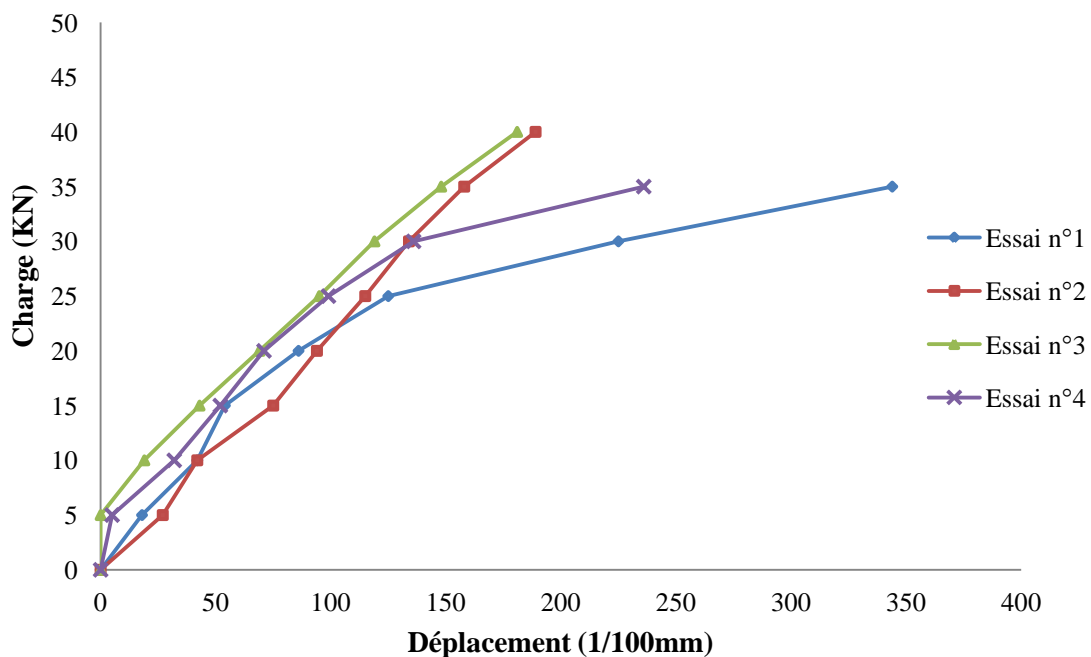


Figure 4.15 : Mesures réalisées sur le boulonnage frontal (Portail nord- tube gauche).

4.3.4. Phasage des travaux d'excavation

Deux variantes ont été manipulées dans les travaux d'excavation, la figure suivante nous illustre les différentes phases selon chaque variante.

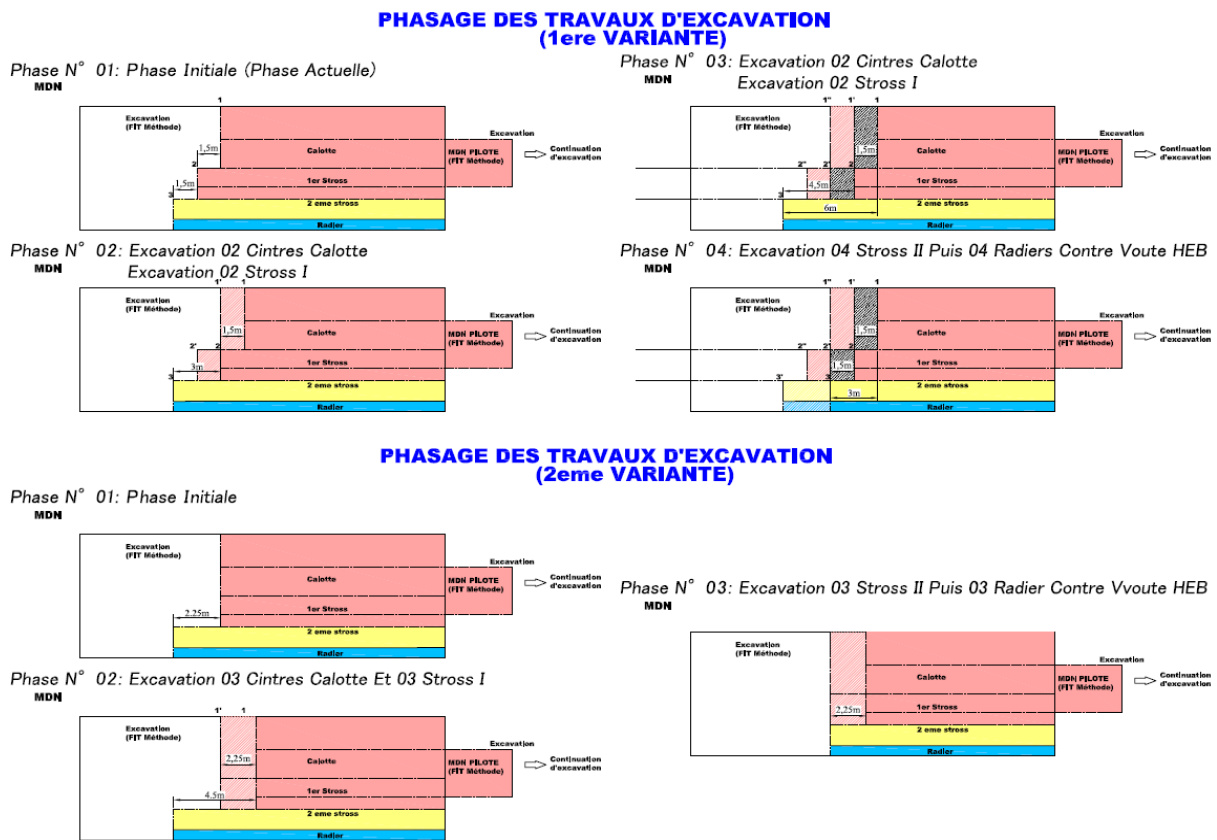


Figure 4.16 : Phasage des travaux d'excavation du tunnel T4

4.4. Auscultation du tunnel T4

Le premier objectif des auscultations manipulées au cours des travaux est de maîtriser les risques d'instabilité ou de tassement à court terme et garantir la pérennité de l'ouvrage à long terme, d'où il résulte presque toujours les priorités suivantes :

1. L'évolution des déplacements en souterrain et en surface.
2. Contrôle de l'état de contrainte (à partir des déformations).
3. Suivi les conditions hydrauliques.

On représente ci-dessous quelques mesures d'auscultation acquise aux points kilométriques [231+253] et [231+218,5] se trouvant dans la zone de faible couverture du tube gauche.

4.4.1. Paramètres géométriques

4.4.1.1. Tassement et rotation en surface

Les mouvements provoqués en surface par les travaux souterrains peuvent être mesurés soit par :

- Des mesures topographiques (ou optiques) ; qui relèvent la position de repères passifs fixés sur les structures en utilisant un nivellement topographique classique.
- Des mesures de mouvements ponctuels par des capteurs fixés sur les structures et reliés à une centrale d'acquisition ; elles permettent de suivre des variations de niveau (téléniveau hydraulique) ou des rotations (électro-nivel).

4.4.1.2. Déplacement en forage

La mesure des mouvements (déplacements) à l'intérieur du massif au voisinage d'ouvrages souterrains nécessite de disposer de forages. Ceux-ci sont équipés de bagues ou de tubes spéciaux scellés au terrain dont ils suivent les mouvements ; on mesure alors les déplacements de ces bagues par les manières suivantes :

Soit en ramenant les translations vers la tête du forage où elles sont mesurées par le biais de tiges rigide, comme dans les extensomètres manuels à tige ou (à tige avec capteurs). Soit en mesurant directement les mouvements en profondeur grâce à des capteurs fixés (extensomètre à capteurs inductifs et chaîne inclinométrique en place).

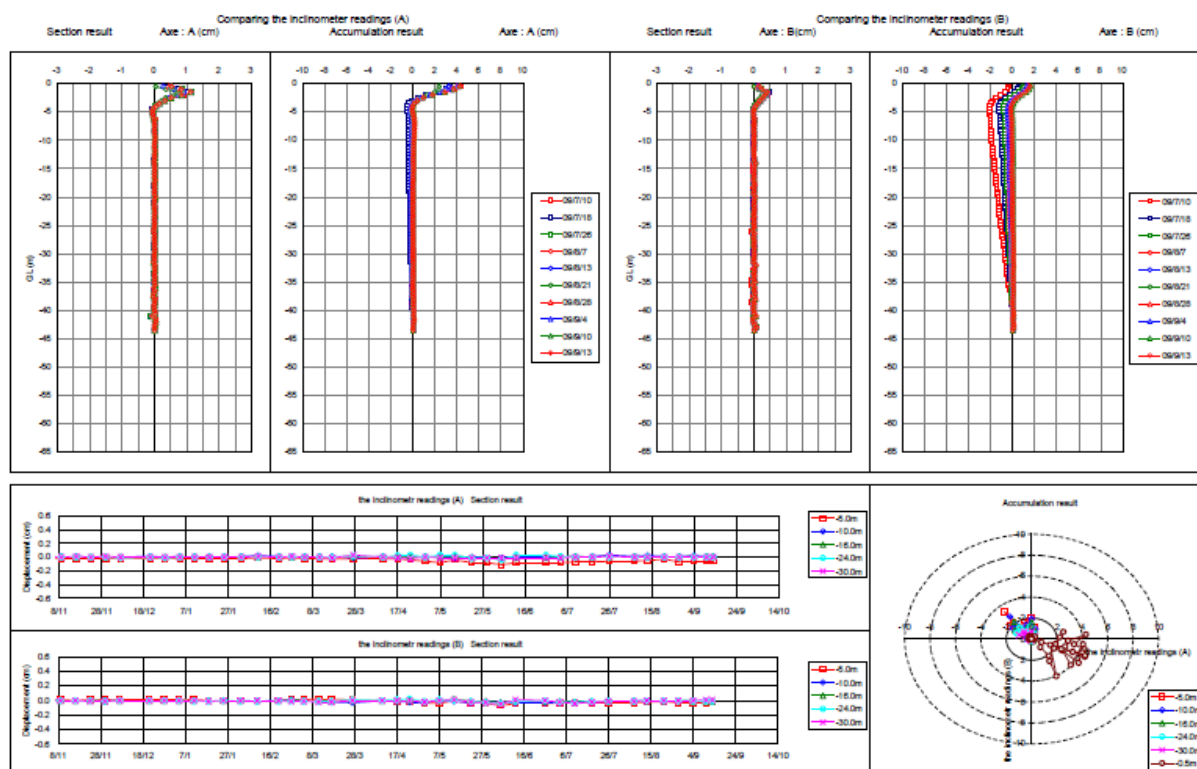


Figure 4.17 : Déplacements de l'inclinomètre à l'axe (tube inclinométrique : S4-LT- 53i)

4.4.1.3. Convergence de la paroi

Les convergences que subissent les parois d'un ouvrage souterrain sont mesurées soit par :

- Les mesures topographiques optiques sur repères fixés à la paroi (cibles optiques), qui sont imposées grâce aux progrès des appareils de haute précision (tachéomètres électrique ou théodolites), avec les quels on vise des cibles réfléchissantes scellées à la paroi. La mesure

des distances et des angles permet alors de calculer la position X Y Z de tous les points visés par rapport à un point de référence fixe.

- Les mesures classiques de convergence en utilisant un distancemètre à fil invar, qui est plus précis mais malcommodes à exécuter des ouvrages sous circulation. La figure 4.17 représente la convergence et le tassement calculé du point (231+236,75). Les mesures effectuées au niveau de ce point montrent que le tassement Z1 a atteint 8 cm au début de cette zone de faible couverture.

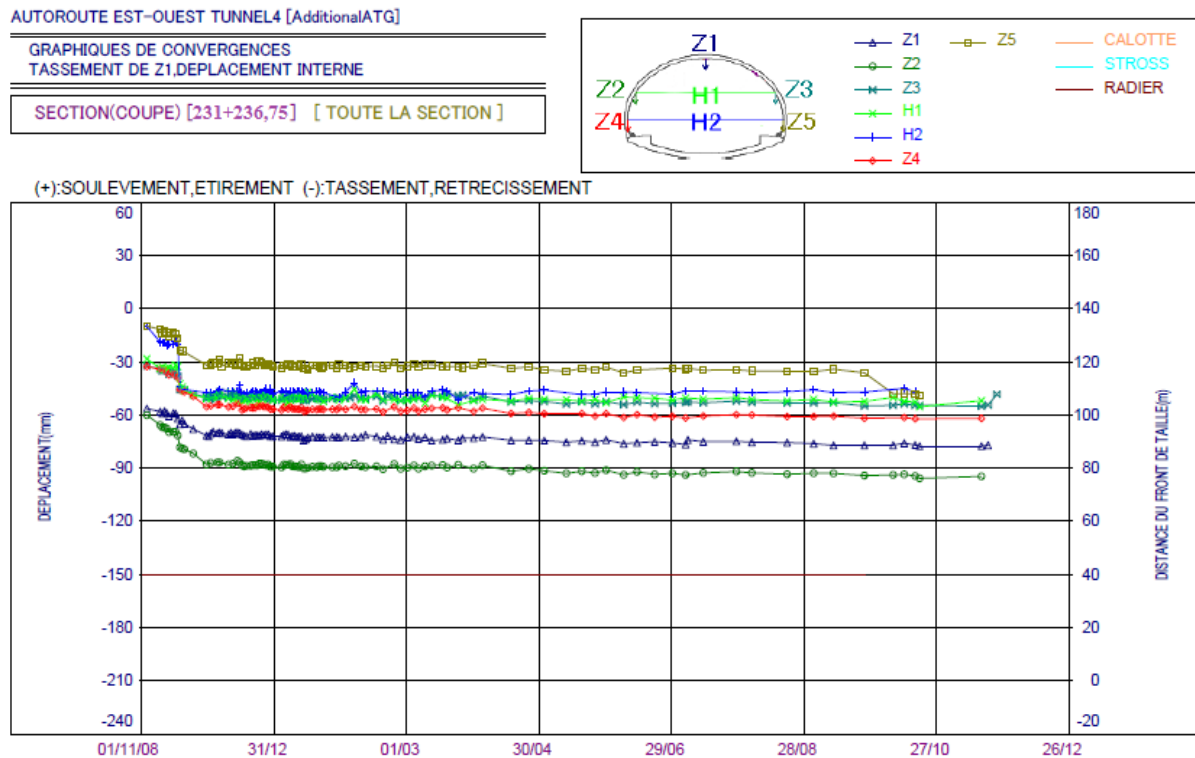


Figure 4.17 : Convergence et tassement mesurés au niveau du PK (231+236).

4.4.1.4. Déformation du revêtement définitif

Se sont mesurées à l'aide d'un extensomètre à corde vibrante ; c'est un appareil très courant pour mesurer les efforts dans les cintre (sur lequel l'extensomètre est soudé), ou au sein d'une voûte en béton coffré. La déformation de l'extensomètre est mesurée par l'intermédiaire de la variation de fréquence de résonance d'une corde vibrante.

4.4.1.5. L'extrusion

Les mesures d'extrusion sont réalisées à l'aide d'un extensomètre horizontal au front de taille (extensomètre amovible OREX 45100S0). Cet appareil prend alors le nom d'extrusomètre, il permet de contrôler les déformations des terres situées en amont du front de taille. On obtient ainsi les courbes d'évolution de l'extrusion cumulée en chaque point pour différents emplacements du front (ou encore à différentes dates, puisque le front se déplace dans le temps) comme le montre la Figure 4.18.

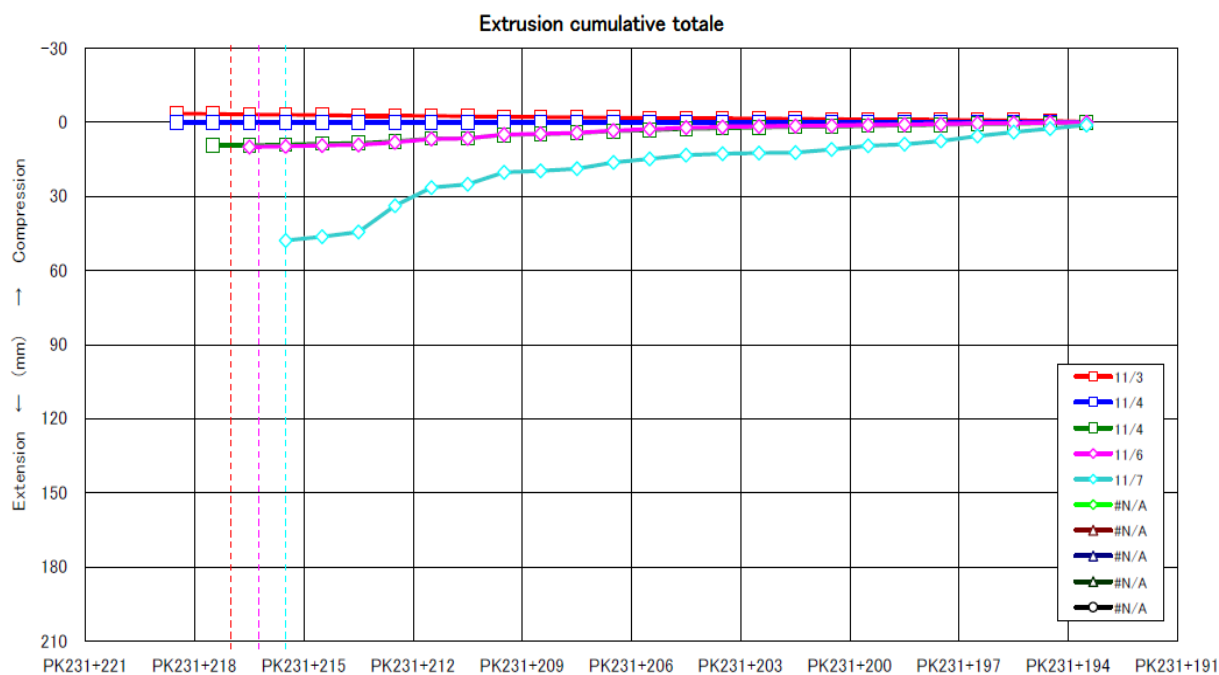


Figure 4.18 : Mesure d'extrusomètre nord gauche

4.4.2. Paramètres mécaniques

- Force (tirant, boulon, pied de cintre...).
- Contrainte dans le terrain.
- Contrainte dans le soutènement et le revêtement.

4.4.2.1. Force (tirant, boulon, pied de cintre)

La mesure des efforts au sein ou à l'extrémité d'éléments de soutènement (cintres ou boulons le plus souvent) peuvent être bien maîtrisés sur les tunnels et donnent des résultats dont l'incertitude est connue. Parmi les appareils utilisés le dynamomètre, il est utilisé pour suivre la tension d'un tirant ou d'un boulon (donc la pression qu'il exerce sur sa plaque d'appui). Le principe de mesure est plus souvent la mesure directe de la pression engendrée par cette force, au moyen de capteurs variés : à corde vibrante, à conte pression, à jauge électrique.

On peut aussi utiliser des jauges de contraintes sur corps en acier ou des extensomètres à corde vibrante. La figure suivante représente les forces dans les boulons pour le point kilométrique (231+218,5).

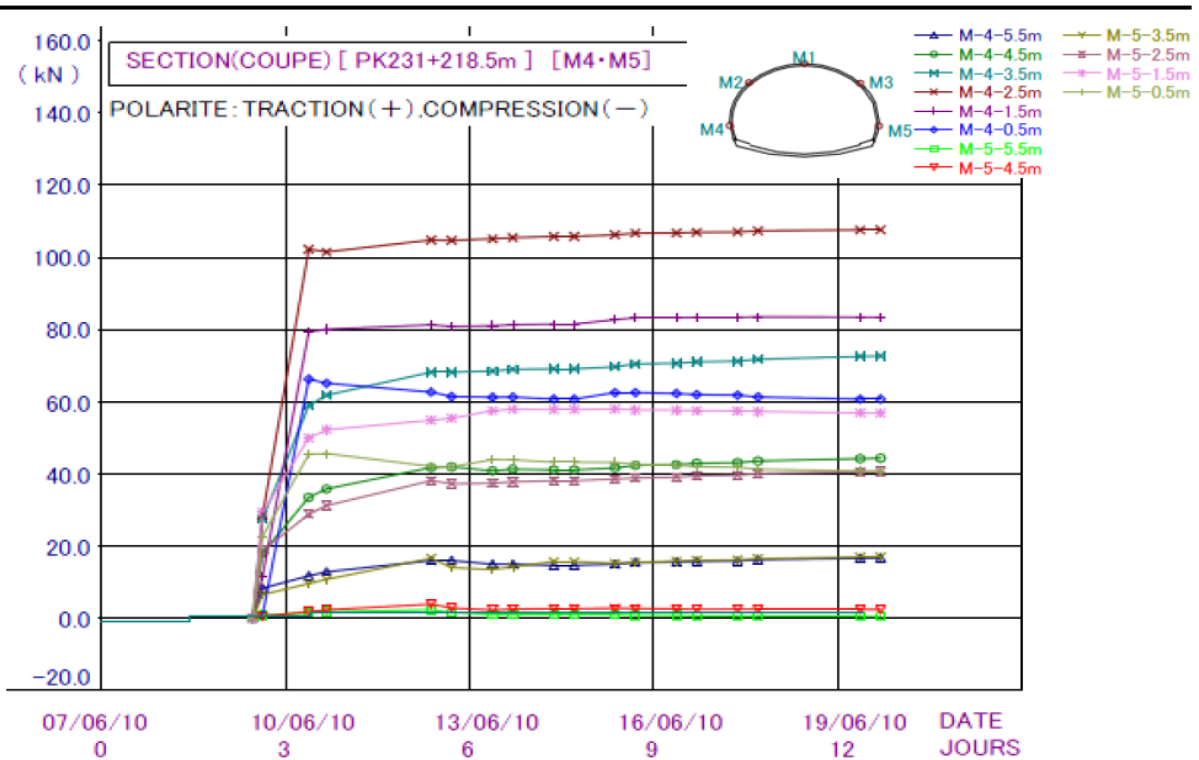


Figure 4.19 : Forces dans les boulons pour le point (231+218,5).

4.4.2.2. Contraintes dans le massif ou le soutènement

Les contraintes dans le massif ou le soutènement sont mesurées par les appareils suivants :

- ⇒ Cellule hydraulique de pression totale.
- ⇒ Mesure de contraintes par surcarottage.
- ⇒ Mesure des contraintes au Borehole-slotter.
- ⇒ Mesure des contraintes au vérin plat.



A gauche : Cellule hydraulique de pression totale avec capteur électrique pour mesure de contrainte au contact béton –rocher.

A droite : Double extensomètre à corde vibrante pour mesure des efforts dans un cintre.

Figure 4.20 : Type de cellule hydraulique et double extensomètre.

Ces mesures sont toujours difficiles et approximatives avec une application restreinte, à titre d'exemple, la méthode du surcarottage qui est basée sur le relâchement des contraintes dans une carotte lors de son détachement progressif du massif ne donne des résultats incontestables que pour des roches homogènes, isotropes ; tout écart par rapport à ces qualités entraîne des calculs très lourds et des difficultés d'interprétation. La figure suivante représente les contraintes mesurées sur cintre pour le point (231+218,5).

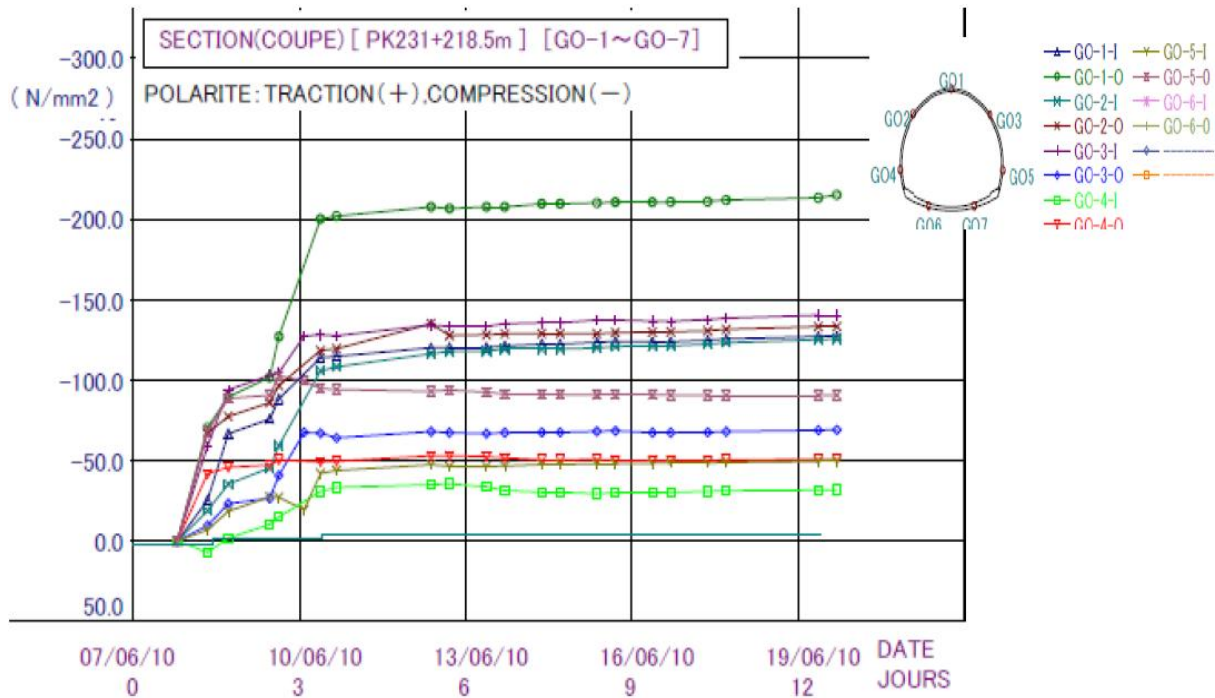


Figure 4.21 : Les contraintes mesurées sur cintres.

4.4.3. Paramètres hydraulique

Les méthodes de mesure des paramètres hydraulique comprennent pratiquement les catégories suivantes :

- Les mesures de la pression interstitielle régnant au sien du terrain, qu'on la mesure directement au point étudié ou par le biais du niveau hydrostatique d'un forage (tube piézométrique ouvert ou fermé).
- Les mesures de débit d'un canal d'exhaure, qu'il s'agisse d'un fossé ouvert ou d'une conduite fermée (débitmètre).

4.5. Conclusion

La traversée souterraine de djebel El kentour a été réalisée dans des terrains hétérogène difficiles qui constituant un contexte très représentatif de l'utilisation de différents types de pré-soutènement, dont le but d'assurer un bon déroulement du creusement et de limiter les déformations du massif. Afin de mieux adapter ces pré-soutènements aux terrains réellement

rencontrés et aux réactions du massif, les dimensions géométriques, la profondeur, les caractéristiques de sol, les caractéristiques du boulonnage frontal et des micropieux et le phasage d'exécution de ce tunnel vont donc constituer les caractéristiques de base pour notre étude. De même, les propriétés mécaniques moyennes caractéristiques des terrains rencontrés par le tunnel ont été retenues.

Cette approche observationnelle a été possible grâce à un système d'auscultation performant, qui a garanti un suivi régulier des déformations du sol. Les différents instruments installés en surface et en souterrain ont permis d'analyser l'évolution des déformations du massif en fonction de l'avancement du creusement.

Pour ces différentes raisons, les mesures recueillies sur cette section ont été utilisées comme base de données sur laquelle des analyses en retour numériques 3D ont été faites. Ces simulations, qui seront présentées dans la partie suivante de la thèse, ont comme objectif celui d'explicitier l'effet des pré-soutènements sur les déformations du massif et sur la stabilité du tunnel.

C'est à partir de l'ensemble de ces données qu'est réalisée la suite de notre étude :

- Etude paramétrique sur le boulonnage frontal.
- Etude paramétrique sur le pré-soutènement de la faible couverture par les micropieux.
- Effet des deux techniques de pré-soutènement sur l'état de contrainte et les mouvements de terrain ainsi que sur les différentes sollicitations induites dans le soutènement provisoire.

Chapitre 5 : Modélisation numérique 3D axisymétriques

5.1. Introduction

Lors de la réalisation d'un ouvrage souterrain, le problème principal réside dans la stabilité du front de taille. L'effondrement de celui-ci induit des conséquences lourdes du point de vue humain et financier, il convient donc d'en limiter les déformations afin de réduire les tassements en surface nuisibles lors des travaux de réalisation.

Le renforcement du front de taille par boulonnage est une technique qui vise à contrôler les mouvements du front de taille afin de garantir un niveau de déformations acceptable. Avec un coût relativement faible et des avantages tels qu'une résistance élevée à la traction et un comportement fragile, les inclusions en fibre de verre apportent d'une part une résistance supplémentaire au massif lors de son déconfinement et une facilité de terrassement ne nécessitant pas d'arrêt du chantier puisque les boulons sont détruits au fur et à mesure.

Ainsi, La stabilité du front de taille lors du creusement d'un ouvrage souterrain sous différentes profondeurs demeure une des préoccupations majeures du concepteur. Au delà du risque de rupture, le niveau de stabilité du massif est également indicateur du niveau de déformation induit par le creusement avant ou juste après l'excavation parce que le soutènement ne peut être installé que juste après le creusement.

Le chapitre présent, basé sur les caractéristiques géométriques et géotechniques du tunnel T4 (Algérie), est dédié à l'étude de l'influence du boulonnage passif au front de taille ainsi qu'à l'étude de l'influence du renforcement de la partie de faible couverture par des micropieux. Dans un premier temps, nous considérerons les hypothèses adoptées pour la modélisation puis les principaux résultats d'un calcul tridimensionnel prenant en compte toutes les paramètres du terrain et des inclusions frontaux et verticaux. L'étude est effectuée en symétrie pour simplifier le problème et mener des études paramétriques permettant de définir l'impact de ces techniques de pré-soutènement sur le massif environnant.

5.2. Modélisation adoptée

5.2.1. Description du code de calcul Plaxis 3D

5.2.1.1. Principe du code de calcul

PLAXIS est un code commercial basé sur la méthode des éléments finis spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Pour se familiariser rapidement avec

l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme, l'utilisateur est invité à s'exercer grâce aux exemples de calculs décrits dans le Tutorial Manual.

5.2.1.2. Présentation des éléments structuraux utilisés

Trois types d'éléments structuraux, présents dans les codes PLAXIS, ont été utilisés pour simuler le soutènement et les micropieux mis en place lors de l'excavation du tunnel T4.

➤ Tunnel

L'option Tunnels permet de créer des sections de tunnel circulaires ou non, à intégrer dans le modèle géométrique. Une section de tunnel est composée d'arcs et de lignes, auxquels on peut ajouter un soutènement et une interface.

Avant de créer la section, il faut sélectionner le type de tunnel. Les options disponibles sont : aucune (None), tunnel foré (Bored tunnel) ou tunnel NATM (NATM tunnel).

NATM tunnel : Sélectionnez cette option pour créer un tunnel incluant un revêtement (composé de plaques) et une interface extérieure. Le contour du tunnel est constitué de différentes portions pouvant être définies par des arcs. Il est formé de deux lignes si l'on définit une valeur positive pour le paramètre d'épaisseur (Thickness). Ainsi, il est possible de définir une coque sur le contour extérieur, par exemple pour simuler la combinaison d'un soutènement extérieur (béton projeté représenté par des plaques) et d'un revêtement intérieur (revêtement final représenté par des éléments volumiques).

Le soutènement du tunnel (coque) est considéré comme étant discontinu. De fait, il est possible d'assigner des caractéristiques, et d'activer ou désactiver la coque dans le cadre d'une construction par étapes en considérant chaque portion individuellement.

➤ Élément nœud à nœud

Les éléments nœud à nœud sont des éléments élastiques utilisés pour modéliser des liaisons entre deux points. Ils ont été choisis pour simuler le soutènement provisoire mis en place sur les parois du tunnel (dans notre simulation 3D). La création d'éléments nœud à nœud est semblable à la création de lignes géométriques, mais contrairement au cas des autres éléments de structure, les lignes géométriques sous-jacentes ne sont pas créées simultanément avec les ancrages. Ainsi, un élément nœud à nœud est un élément élastique à deux nœuds ayant une raideur élastique constante (raideur normale). Ces éléments peuvent être soumis à des efforts de traction (pour les tirants) aussi bien qu'à des efforts de compression (pour les butons). Un élément nœud à nœud peut être activé, désactivé ou précontraint dans une phase de calcul en utilisant une construction par étapes (Staged construction).

➤ **Elément Plates (plaques) :**

Les plaques sont des éléments de structure utilisés pour modéliser des structures élancées placées dans le sol et ayant une rigidité de flexion et une raideur normale significatives. Les plaques peuvent être utilisées pour modéliser l'influence de murs, plaques, coques ou soutènements s'étendant selon z . Dans la modélisation 3D, l'effet des différents types de pré-soutènement mis en place lors du creusement du Tunnel T4 a été étudié. Pour simuler ainsi les micropieux, l'élément structural « Plates » a été choisi.

Dans l'approche 3D, les plaques sont composées par des éléments triangulaires ayant 6 nœuds et 6 degrés de liberté par nœud. Leurs rigidités équivalentes ont été obtenues par homogénéisation en fonction, selon le cas, des épaisseurs de béton projeté, des types de cintres et de l'entraxe. Les différentes valeurs introduites dans les calculs sont obtenues comme présentés dans le chapitre 4 (voir section 4.3.3.2).

5.2.1.3. Modèle de comportement du sol adopté

Les calculs de projet de tunnel utilisent habituellement la loi de comportement élastique linéaire parfaitement plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb (MC). Elle présente l'avantage de définir le comportement du sol par le biais de seulement 5 paramètres : le module de Young (E), l'angle de frottement (φ), la cohésion (c), l'angle de dilatance (ψ) et le coefficient de Poisson (ν). Ce modèle a été choisi pour les calculs du projet du tunnel T4.

Toutefois, ce modèle de comportement ne permet pas de représenter la nonlinéarité du comportement réel du sol et impose que le module en chargement soit le même que celui en déchargement. Lors de l'excavation d'un tunnel, les zones en déchargement jouent un rôle prédominant, cette simplification a donc un impact négatif dans les modélisations.

Le choix d'un modèle de comportement pour cette étude a dû répondre à deux exigences. D'une part, celle de réussir à mieux représenter le comportement du massif par rapport au modèle de Mohr-Coulomb. De l'autre part, il ne devait pas comporter un nombre élevé de paramètres afin de pouvoir être utilisé dans le cas du tunnel T4, où la caractérisation géomécanique des sols a été extrêmement difficile.

5.2.2. Justification de l'approche symétrique

Le véritable processus de creusement d'un tunnel est très complexe et les déformations du front de taille constituent un phénomène tridimensionnel. Néanmoins en première approche, on adopte souvent des modèles simplifiés en conditions symétriques. Il s'agit évidemment d'une simplification du problème réel qui suppose notamment que :

- sa profondeur est variée entre faible et suffisante.

- le coefficient des terres au repos est égal à 0,625 selon la formule classique de Jaky ($K_0=1-\sin\varphi$).

5.2.3. Contexte géologique

Les caractéristiques géotechniques utilisées dans cette partie (Tableau 5.1) ont été justifiées dans le chapitre 4 de cette thèse, nous nous contenterons donc de les rappeler dans ce tableau.

<i>Loi de comportement utilisée</i>	Elastique parfaitement plastique : Mohr-Coulomb
<i>Module d'Young E (en kN/m²)</i>	1,9*10 ⁵
<i>Coefficient de Poisson ν</i>	0,3
<i>Cohésion C (en kN/m²)</i>	35
<i>Angle de friction φ (en degrés)</i>	22

Tableau 5.1 : Caractéristiques géotechniques utilisées lors de la modélisation.

5.2.4. Caractéristique géométrique

Pour des raisons de symétrie seul un demi de la géométrie est modélisé. Le rayon du tunnel excavé est d'environ 8 mètres, l'épaisseur du soutènement de 0,4 m, et un revêtement définitif de 0,6 m d'épaisseur.

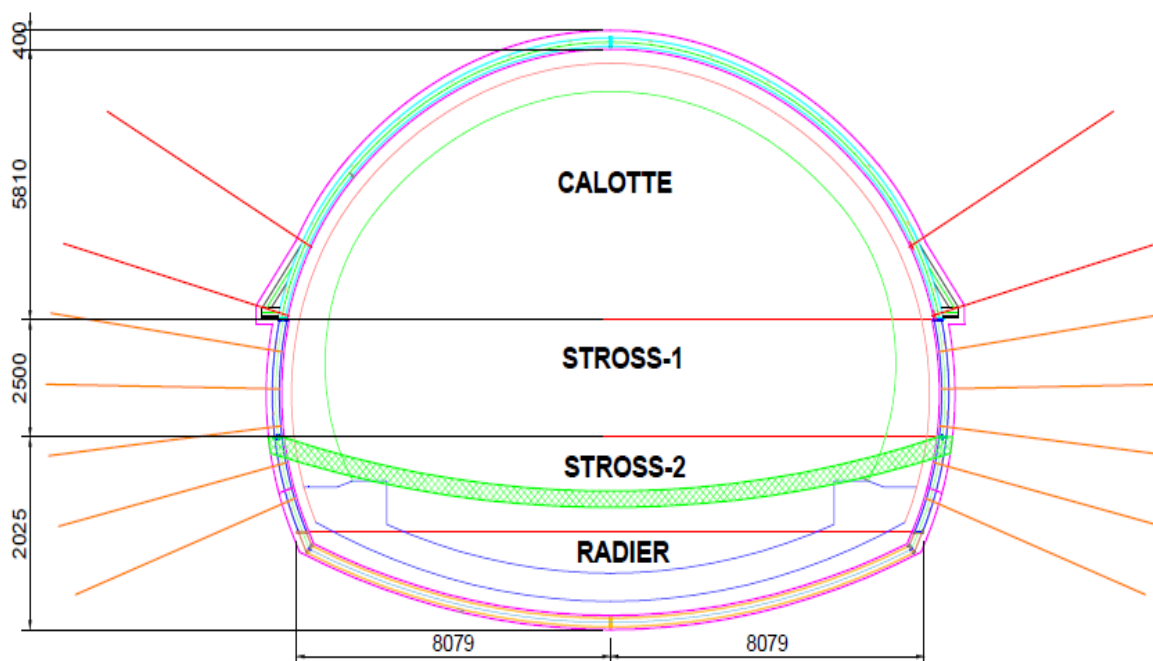


Figure 5.1 : Caractéristique géométrique du tunnel T4 (Algérie)

5.2.5. Boulonnage du front de taille

5.2.5.1. Caractéristiques des boulons

Nous avons repris les caractéristiques des boulons en fibre de verre utilisés sur chantier, leurs caractéristiques sont présentées dans le tableau ci-dessous:

Caractéristique des boulons					
Matière	Tube en Polymère Renforcé par la Fibre de Verre				
Caractéristiques dimensionnels	Diamètre extérieur	Diamètre intérieur		Epaisseur	
	76(mm)	60(mm)		8(mm)	
Caractéristiques mécaniques	Poids linéique	Résistance à la traction	Résistance au cisaillement	Module d'élasticité	Taux de verre
	30 (kg/m)	600 (Mpa)	100 (Mpa)	31000 (Mpa)	62 (%)

Tableau 5.2 : Caractéristiques des boulons en fibre de verre.

5.2.6. Méthodes simplifiées en symétrie

5.2.6.1. Géométrie, maillage et conditions aux limites des modèles adoptés

Sur la base de la coupe géologique du tunnel T4, deux modèles ont été adoptés à l'aide du code de calcul Plaxis 3D. Afin de minimiser l'influence des conditions aux limites et tenir en compte de la symétrie, selon l'axe vertical du tunnel, les deux modèles présentent une extension latérale de 53,45 m, mesurée à partir de l'axe du tunnel et de 72,3 m d'extension longitudinale mesurée, à partir de la surface du sol pour le 1^{er} modèle et de 70,3m pour le 2^{ème} modèle. Le maillage est raffiné autour de l'excavation pour représenter de manière satisfaisante le champ de contraintes et de déformations très élevé dans cette zone perturbée (voir figure 5.2). En ce qui concerne les conditions aux limites le fond de chaque modèle numérique est bloqué dans les trois sens (X, Y, Z) alors que seuls les mouvements horizontaux sont fixés sur les faces latérales.

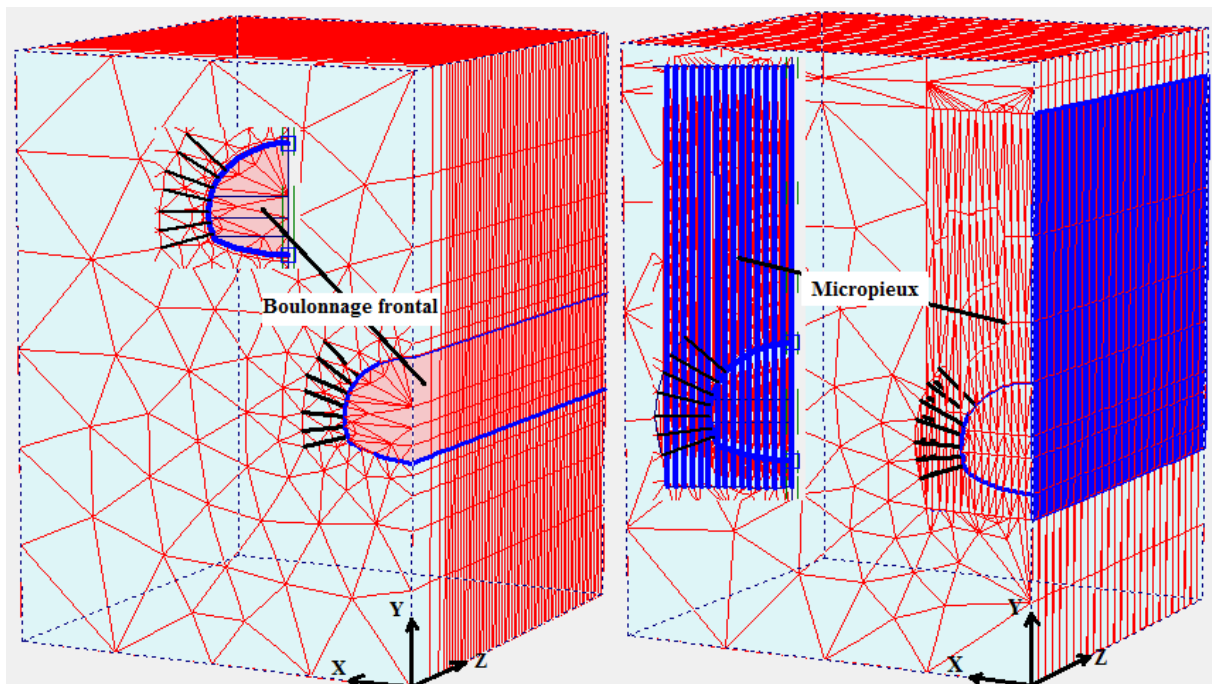


Figure 5.2 : Géométrie et maillage des deux modèles numériques

Le soutènement est modélisé par des éléments plaques ayant des caractéristiques qui dérivent d'un calcul d'homogénéisation entre les caractéristiques du cintre et celles du béton projeté (détaillées dans le chapitre 4). La liaison entre le soutènement et le sol est considérée parfaite.

5.2.6.2. Modélisation de la liaison boulons/terrain

Le renforcement du noyau de terrain par des tubes peut être schématisé dans un modèle mathématique de manière d'adopter pour le terrain renforcé des caractéristiques mécaniques équivalentes. Afin de clarifier cette approche, nous allons nous placer dans le cas du tunnel renforcé par 152 boulons au front de taille (voir figure 5.3).

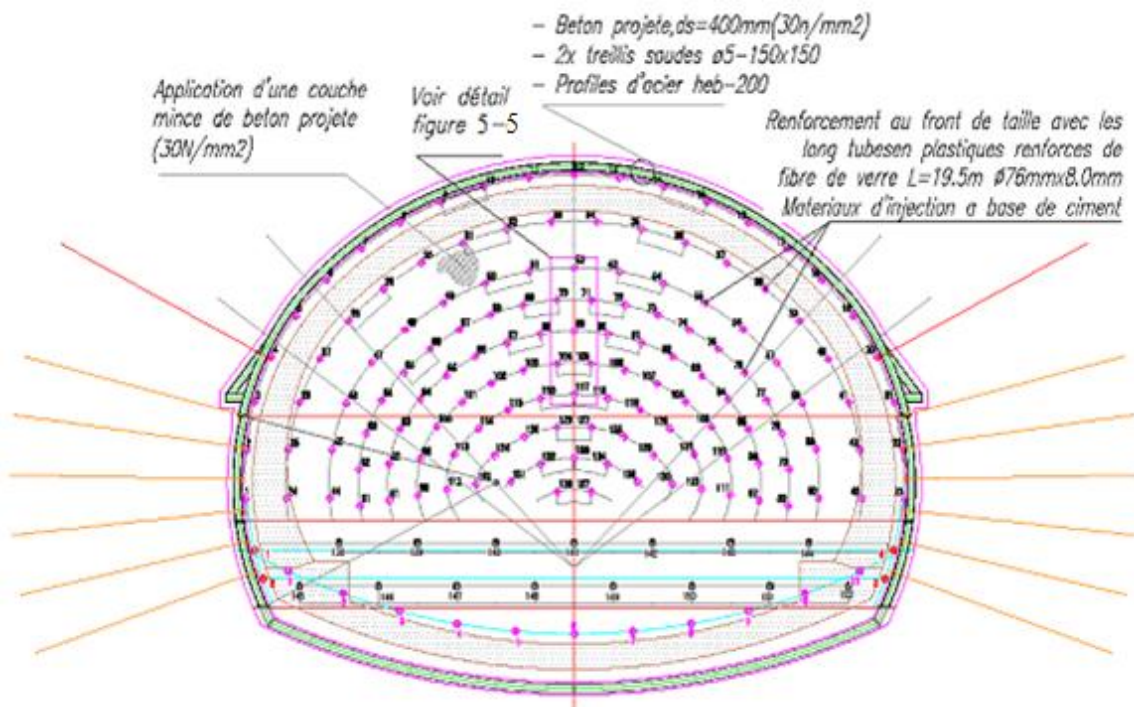


Figure 5.3 : Schéma du renforcement du front de taille par boulonnage dans le tunnel T4

Dans ce cas, trois méthodes principales sont envisagées :

➤ **l'augmentation du module élastique du noyau d'avancement Lunardi [1989] et Lombardi [1979].**

Cette approche est appliquée au cas d'un tunnel renforcé radialement et/ou longitudinalement dans le front (Fig 5.4).

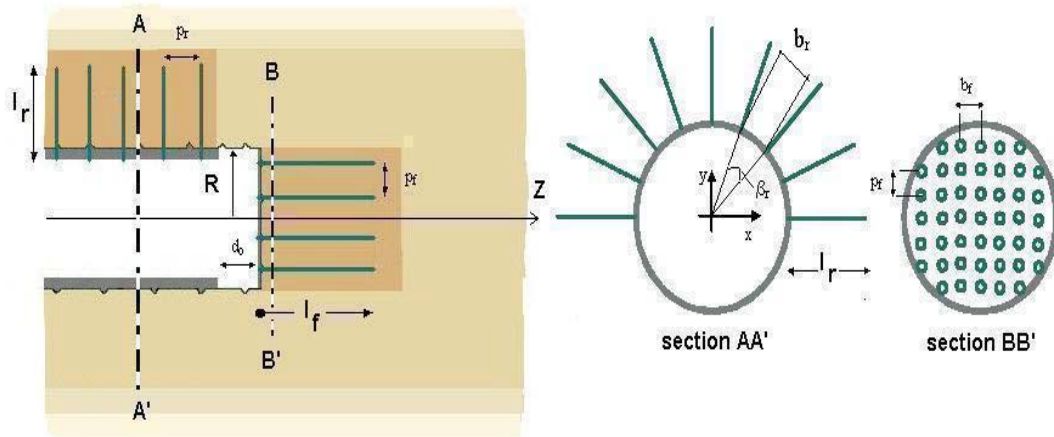


Figure 5.4 : Boulonnage radial et longitudinal des tunnels (Purwodihardjo [2004])

Le module d'élasticité amélioré est calculé par la relation suivante :

$$E_{eq} = (EA_{sol} + EA_{ciment} + EA_{fit}) / (b.h) \quad (5.1)$$

On prend une surface de $(1,2 \times 3,5) \text{ m}^2$ comme le montre la figure 5.5 :

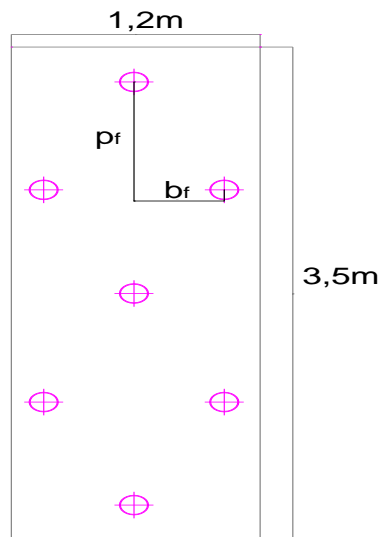


Figure 5.5 : Emplacement des boulons (FIT) dans une section du tunnel T4

D'après B.A.E.L'91, et dans les cas courants, aux états-limites de service, on peut admettre pour la loi de comportement du béton un modèle élastique linéaire avec un module de déformation instantanée défini par :

$$E_{ciment} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \quad (5.2)$$

Le tableau ci-dessous nous donne quelques variations on fonction du nombre des boulons :

Nombre de boulons	$E_{eq}(\text{KN/m}^2)$
49	$8,055 \times 10^5$
101	$1,182 \times 10^6$
152	$1,560 \times 10^6$

Tableau 5.3 : Augmentation du module élastique du noyau en fonction du nombre de boulons

➤ **l'augmentation de la cohésion du sol dans le noyau. Korbin & Brekke [1976] et Grasso & Al [1989].**

Si l'on appelle C la cohésion initiale du terrain, l'apport des boulons aboutit à une cohésion améliorée :

$$C^* = C + \Delta C \quad (5.3)$$

L'augmentation de la cohésion qui est définie par :

$$\Delta C = \frac{1 + \sin \varphi}{2 \cos \varphi} \Delta \sigma_r \quad (5.4)$$

$\Delta \sigma_r$ Incrément de contrainte principale mineure due au renforcement calculé à partir de la valeur minimale entre la résistance à la traction et la résistance à l'arrachement du boulon.

$$\Delta \sigma_r = \min (R_{\text{traction}}, R_{\text{arrachement}}) \cdot a_r \quad (5.5)$$

où $a_r = \frac{1}{p_f \cdot b_f}$ (5.6) pour le boulonnage au front de taille

p_f et b_f sont en fonction du nombre des boulons frontaux utilisé pour le renforcement du front de taille, le tableau ci-dessous nous donne quelques variations :

Nombre de boulons	$\Delta \sigma_r$	ΔC (Kpa)	C^* (Kpa)
51	229,60	170,20	205,20
101	455,98	338,01	373,01
152	846,17	627,24	662,24

Tableau 5.4 : Augmentation de la cohésion en fonction du nombre de boulons

➤ **l'augmentation de l'angle de frottement et de la cohésion du noyau Indraratna & Kaiser [1988,1990].**

Indraratna & Kaiser [1988,1990] ont réalisé des calculs axisymétriques en simulant la roche renforcée avec des propriétés géomécaniques améliorées (C_{renf} et φ_{renf}). Ces caractéristiques sont définies de la manière suivante :

$$\sin \varphi_{\text{renf}} = \frac{\beta (1 + \sin \varphi) + 2 \sin \varphi}{\beta (1 + \sin \varphi) + 2} \quad (5.7)$$

$$C_{\text{renf}} = \frac{2c \cos \varphi (1 - \sin \varphi_{\text{renf}}) (1 + \beta)}{2 \cos \varphi_{\text{renf}} (1 - \sin \varphi)} \quad (5.8)$$

Le tableau 5.5 nous donne quelques variations de C_{renf} et de φ_{renf} on fonction du nombre des boulons :

Nombre de boulons	φ_{renf}	C_{renf}
51	67,91	113,41
101	74,01	168,21
152	78,04	225,36

Tableau 5.5 : Augmentation de φ et de C en fonction du nombre de boulons

5.2.7. Simulation du creusement

Afin de réduire le temps de calcul et la mémoire requise par le logiciel, des pas d'avancement de 2 m ont été mis en œuvre en début du modèle. Ensuite, le creusement a été ainsi simulé avec des pas d'avancement de 0,75 m sur le linéaire restant du modèle. Les phases principales de cette simulation sont :

Phase 1 : Initialisation des contraintes à partir des caractéristiques des terrains.

Phase 2 : Excavation du tunnel et mise en place du soutènement provisoire sur le contour du tunnel.

Phase 3 : Mise en place du pré-soutènement frontal avec des boulons en fibre de verre.

Phase 4 : Excavation du tunnel dans la partie pré-soutenue du tunnel et mise en place du soutènement provisoire sur le contour du tunnel.

5.2.8. Etude paramétrique

Dans notre simulation numérique, les valeurs des paramètres de cohésion, de module d'Young et de coefficient de poussée des terres au repos du sol sont celles déterminées par le comité de pilotage. Il semble donc intéressant d'élargir la gamme de valeurs afin de connaître leur influence sur le mouvement d'extrusion ainsi que les mouvements horizontaux et verticaux. La cohésion C varie de 15 à 40 kPa, le module de Young du sol E varie de 12000 à 240000 kPa, et le coefficient de poussée des terres au repos K_0 de 0,5 à 0,8. Pour évaluer l'influence de ces trois paramètres, on trace les courbes des différents déplacements (Fig 5.6 à Fig 5.8).

5.2.8.1. Influence du module de Young E

La valeur de calcul $E=190$ kPa initialement définie par le comité de pilotage est assez proche des valeurs moyennes des différents essais. La figure 5.6 présente l'évolution des différents déplacements en fonction du module de Young.

L'intervalle de variation des résultats était assez important, pour mettre en considération l'hétérogénéité du terrain qui peut être rencontrée. La valeur d'extrusion au front correspondante est alors comprise entre 8,6 cm et 1,63 m, soit un intervalle assez important. Cependant, des valeurs comprises entre 1,3 et 22 cm et entre 3,3 et 52 cm correspondantes aux déplacements horizontaux et verticaux respectivement. Cela met en évidence que le choix de la valeur du module d'élasticité du sol joue un rôle important sur les prédictions du modèle, dans le cas ici considéré.

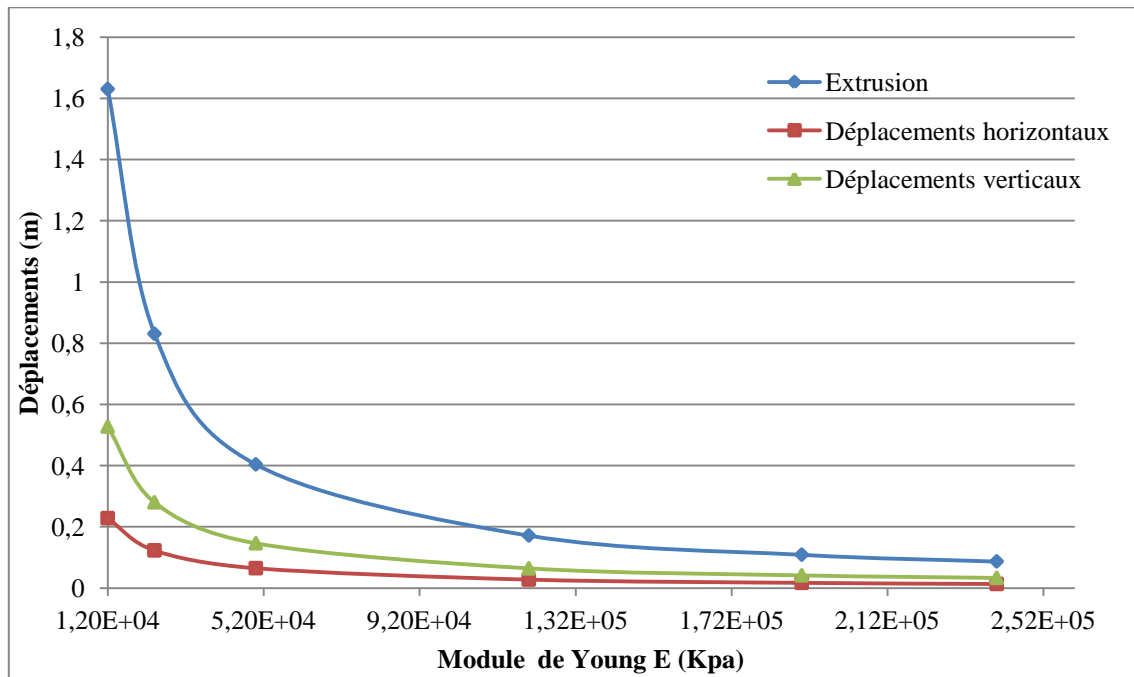


Figure 5.6 : Influence du module de Young sur les différents déplacements

5.2.8.2. Influence de la cohésion

La figure 5.7 montre l'allure des différents déplacements le long de l'axe (z) du tunnel pour une cohésion varie de 15 kN/m² jusqu'à 40 kN/m².

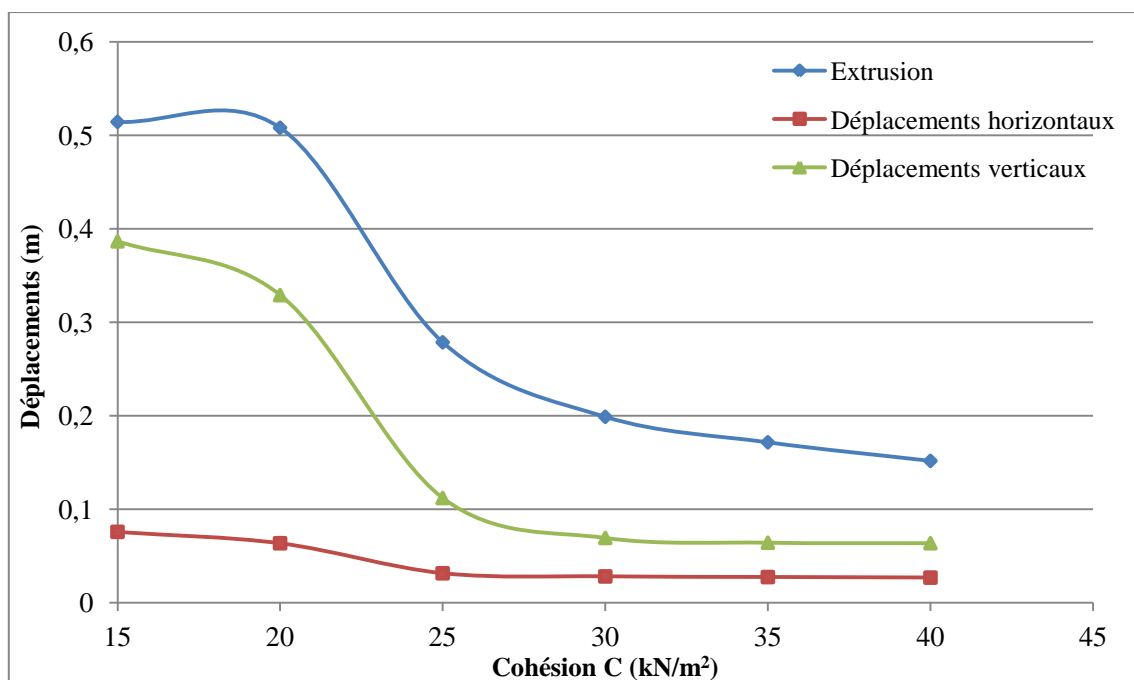


Figure 5.7 : Influence de la cohésion du terrain sur les différents déplacements

On remarque qu'au-delà d'une cohésion de 30 kPa, la valeur d'extrusion frontale et des déplacements horizontaux et verticaux varie guère : elle diminue d'environ 4,7 cm, d'environ 1,2 mm et d'environ 5,6 mm respectivement. Par contre, en deçà de 30 kPa, l'extrusion

augmente très rapidement atteignant 51,4 cm pour $C=15$ kPa, néanmoins des augmentations moyennes des déplacements horizontaux et verticaux atteignant respectivement 4,7 cm et 31,7 cm ce qui commencent à devenir très important. Les calculs de pré-dimensionnement ont été faits avec une valeur de cohésion de 35 kPa, mais on se plaçait alors dans le cas le plus défavorable en retenant la plus petite valeur possible, afin de se prémunir d'une chute brutale de cohésion qui pouvait survenir à tout moment. Au vu de l'ensemble des simulations réalisées, la plage de valeur pour la cohésion qui semble la plus réaliste est $15 \leq C \leq 40$ kPa. La valeur d'extrusion au front correspondante est alors comprise entre 15,1 et 51,4 cm.

5.2.8.3. Influence du coefficient des terres au repos

Avant le creusement du tunnel, l'état de contrainte dans le massif dépend de son poids propre et de son histoire géologique. Cet état de contrainte tient une place extrêmement importante dans la modélisation numérique, qu'elle soit bi- ou tri-dimensionnelle. Afin d'étudier l'influence de l'anisotropie des contraintes initiales, des calculs ont été réalisés avec des valeurs de coefficient de poussée des terres au repos (K_0) de 0,5 à 0,8 (la valeur du calcul de référence est $K_0 = 0,625$). La valeur par défaut de K_0 est obtenue par la formule de Jaky ($1 - \sin\phi$), étant donné que la procédure K_0 considère le poids du sol et calcule les contraintes effectives et les pressions interstitielles dans les éléments de sol et d'interface.

Dans la figure 5.8, on présente les résultats obtenus des différents déplacements par rapport à la variation du K_0 . On note que l'extrusion au front est sensiblement influencée par le coefficient (K_0).

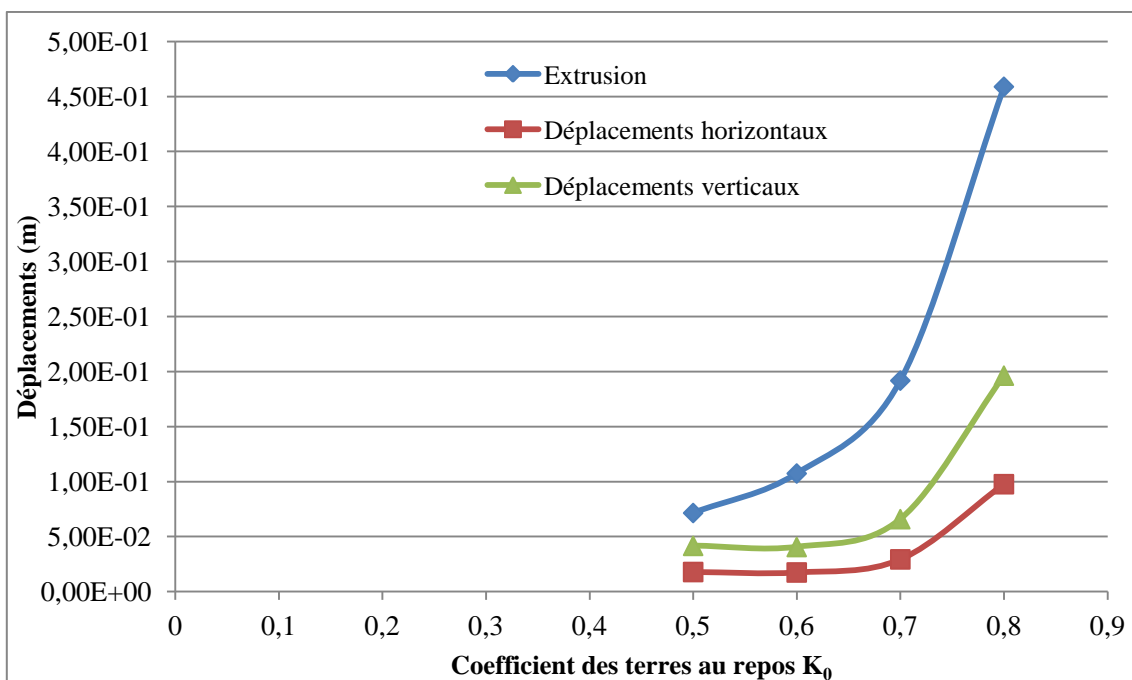


Figure 5.8 : Influence du coefficient de poussée des terres K_0 sur les mouvements de terrains

En effet, on note une réduction de l'extrusion de l'ordre de 84% lorsque K_0 passe de 0,8 à 0,5, tandis qu'une diminution de K_0 de 0,8 à 0,5 induit un décroissement des déplacements verticaux et horizontaux de l'ordre de 78% et de 81% respectivement. Lorsque l'anisotropie des contraintes est faible ($K_0 = 0,8$), on observe une importante convergence vers le centre du tunnel. Par contre, lorsque l'anisotropie des contraintes s'amplifie (K_0 passe de 0,8 à 0,5), la convergence des terrains vers le centre du tunnel est plus faible. De son côté (Mestat [1998]) traite de l'influence de K_0 dans le calcul des tunnels peu profonds en modélisation bidimensionnelle par relaxation des contraintes. Il montre que, pour un critère de Mohr-Coulomb, l'état de contraintes initial a une influence déterminante sur la largeur de la cuvette de tassement calculée par éléments finis.

5.3. Présentation des résultats du renforcement frontal

5.3.1. L'effet du renforcement sur les déplacements

Selon la figure 5.9 nous avons observés que le renforcement du front par boulonnage apporte une importante diminution de l'extrusion du front de taille atteignant 90%, cette diminution atteint les 80% dans les premiers cinq mètres après le renforcement frontal.

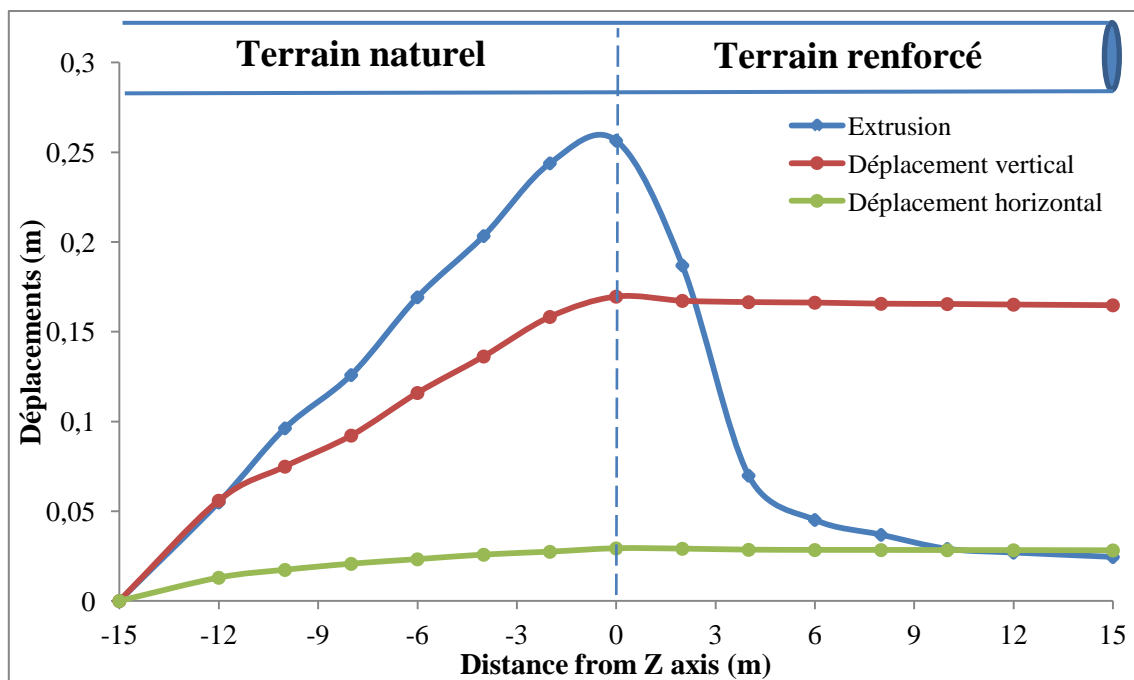


Figure 5.9 : L'effet de renforcement avec un boulonnage frontal sur les déplacements

D'un autre côté les déplacements verticaux et horizontaux sont très faiblement affectés (2,8% pour les déplacements verticaux et 3,85% pour les déplacements horizontaux). Cependant, même pour une densité de boulonnage de 0,33 boulons/m² la présence des boulons semble donc avoir donné une cohésion suffisante au front qui permet de retenir la tendance à un mouvement d'extrusion et de contrôler la réponse en déformation de la cavité.

Bien que le soutènement provisoire joue un rôle de confinement lié à la convergence du tunnel, le boulonnage au front joue un rôle de confinement lié à la preconvergence du tunnel.

5.3.2. L'extrusion selon la densité du boulonnage

La courbe ci-dessous montre l'évolution de l'extrusion maximale au front en fonction de la densité de boulonnage. On peut noter, en observant l'allure des courbes, un changement de pente significatif qui a été matérialisé par l'intersection de deux droites. Ceci montre que l'efficacité du boulonnage est optimisée aux alentours de 45-60 boulons ($0,3 - 0,4$ boulons/m²) et ensuite une quasi stabilisation au delà de 60 boulons. Cette valeur de densité « critique » a été aussi déterminée par Janin [2012] pour les simulations numériques calées sur le chantier de Toulon et Lunardi [2008] en interprétant les courbes d'extrusion dérivées d'essais en laboratoire. Ce changement de pente a été également déterminé par d'autres auteurs comme par exemple Dias [1999] et Yoo [2003] mais la valeur de densité optimale proposée varie selon les études.

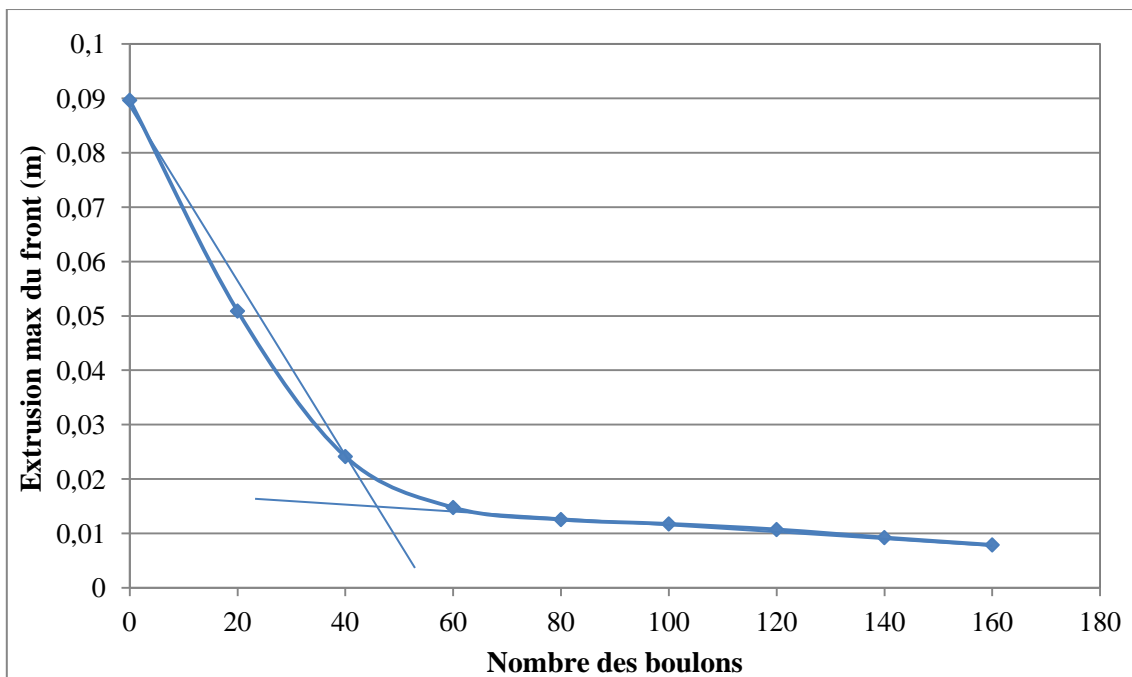


Figure 5.10 : Extrusion du front en fonction du nombre de boulons

5.3.3. L'extrusion selon les différentes approches

Dans le digramme suivant on présente une comparaison entre les déplacements selon deux approches simplifiées (Grasso et al [1991] et Indraratna et Kaiser [1988,1990]), et qui tentent de simplifier l'apport de renforcement du boulonnage (voir section 5.2.6.2). Les résultats visualisés sur ce diagramme sont presque identique pour les deux approches à savoir un écart maximal de 1,24%.

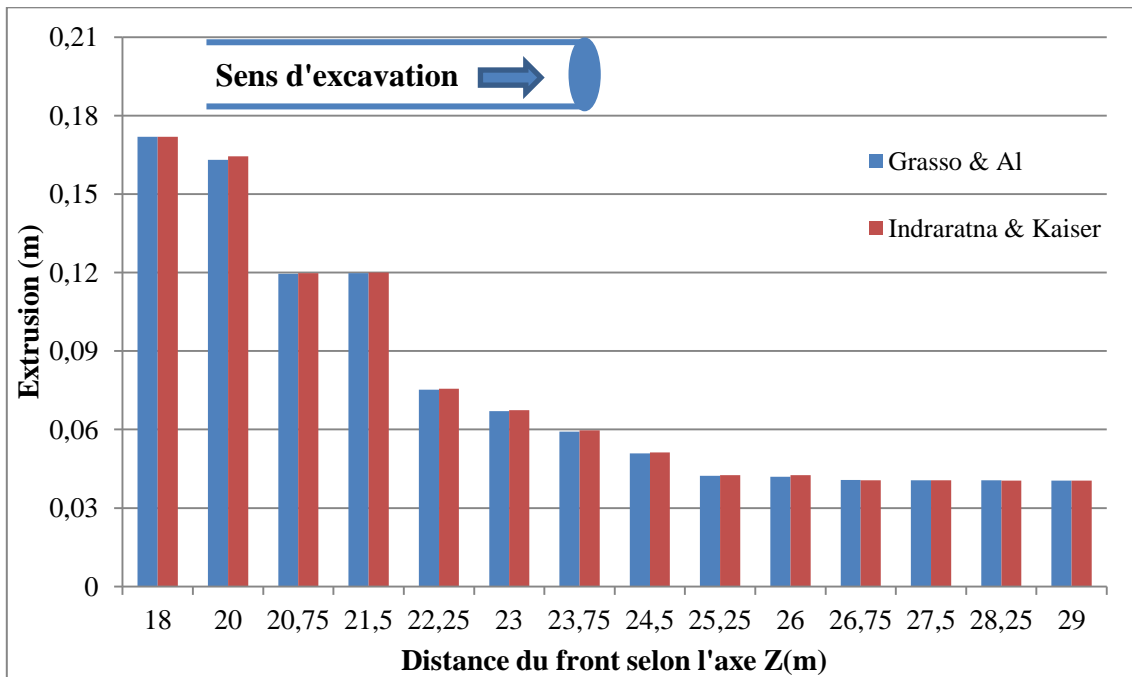


Figure 5.11 : Extrusion du front en fonction de deux approches différentes

5.3.4. Influence de la résistance du scellement des boulons

A partir des premières simulations effectuées avec l'hypothèse d'une liaison parfaite entre le clou, son scellement et le sol environnant, nous avons réalisé une série de simulations avec divers seuils de résistance au cisaillement entre l'inclusion et le sol, afin de simuler l'incidence de la qualité de scellement. Reprenons le cas type du renforcement par 152 boulons, nous avons fait varier la résistance à l'arrachement des boulons en observant l'extrusion au front (fig 5.12).

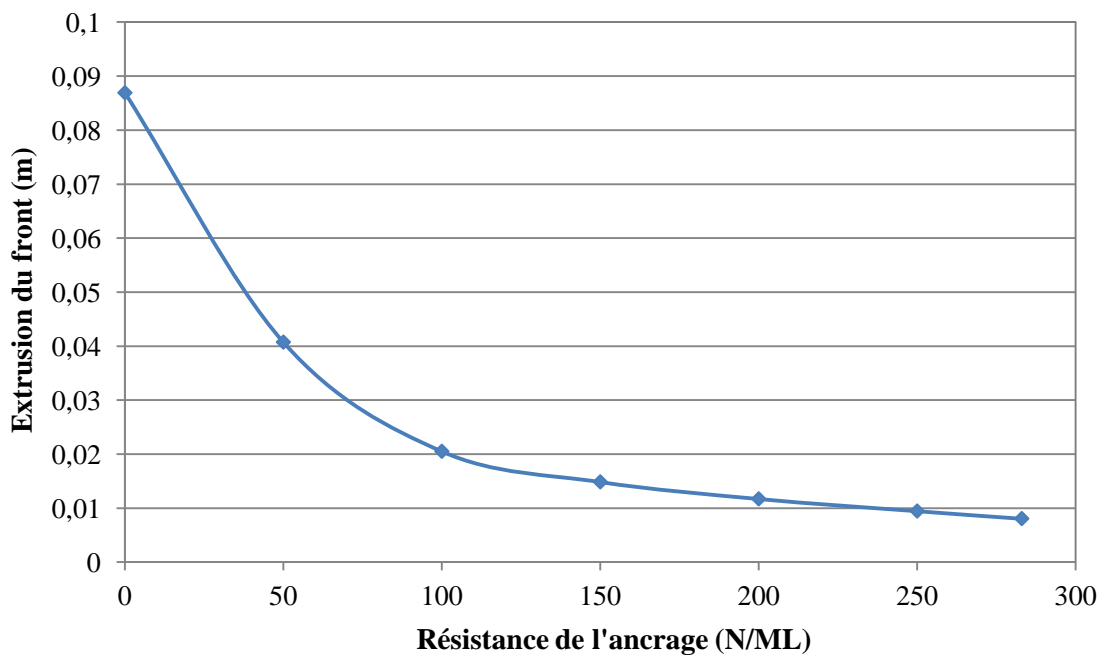


Figure 5.12 : Extrusion en fonction de la résistance de l'ancrage

On note une grande influence de ce paramètre pour une valeur inférieure à 100 N/ml puis une stabilisation. Là où une extrusion maximale au front est de $4,07 \cdot 10^{-2}$ à $8,69 \cdot 10^{-2}$ m est enregistrée. Alors qu'au-delà d'une résistance de 100N/ML, l'extrusion est de $1,48 \cdot 10^{-2}$ à $0,8 \cdot 10^{-2}$ m. On voit donc qu'un scellement médiocre conduit à une efficacité réduite du renforcement attestée par diminution moins importante de l'extrusion. Par contre, au delà d'une résistance de 100 N/ml le boulonnage est pleinement mobilisé et l'extrusion chute fortement.

5.3.5. Influence de la raideur des boulons

La raideur des boulons dans une simulation est caractérisée globalement par le produit $E.A$ où A est la section du boulon et E son module d'Young. Reprenons le cas type du renforcement par 49 boulons, nous avons fait varier leur raideur en observant l'extrusion au front. La courbe de la Figure 5.13 montre une influence négligeable pour des raideurs supérieures de la raideur initialement retenue, qui assure un état de stabilité du front de taille (extrusion < 40 mm (li [2007])).

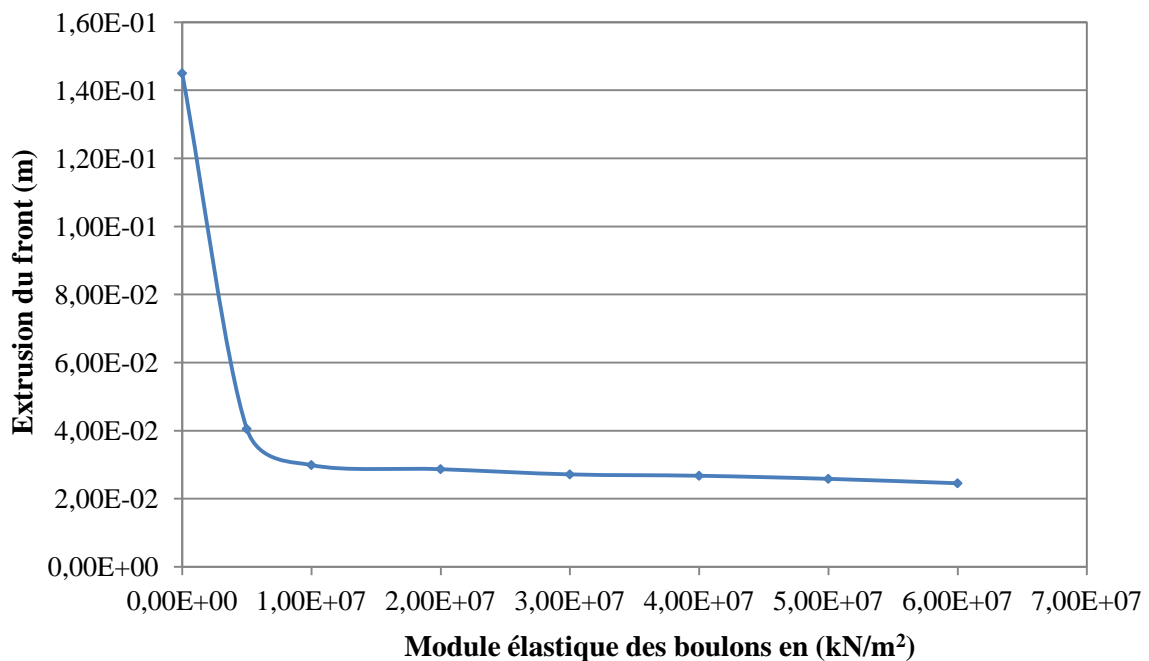


Figure 5.13 : Influence de la raideur des boulons sur l'extrusion du front

5.3.6. Effet de l'emplacement du boulonnage

Dans cette partie, l'effet de l'emplacement des boulons en fibre de verre est mis en place par l'intermédiaire de trois zones de renforcement. Les trois sections de renforcement (Pleine section, Section-1 et Section-2) considérés dans cette étude sont illustrées dans la figure 5.14.

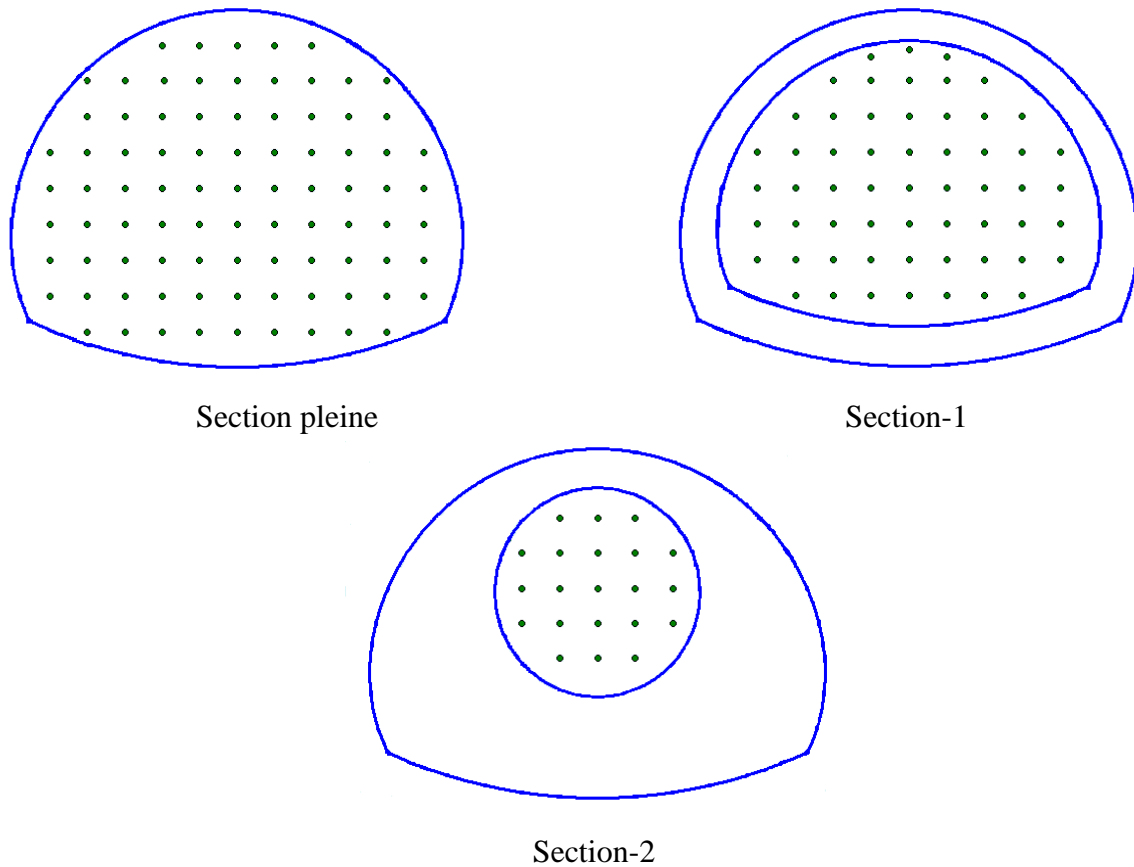


Figure 5.14 : Les trois sections de renforcements considérés dans notre étude

On note que les déplacements au front renforcé par des boulons en pleine section et la Section-1 sont presque identiques, cependant les déplacements sont plus grands pour le cas de la Section-2.

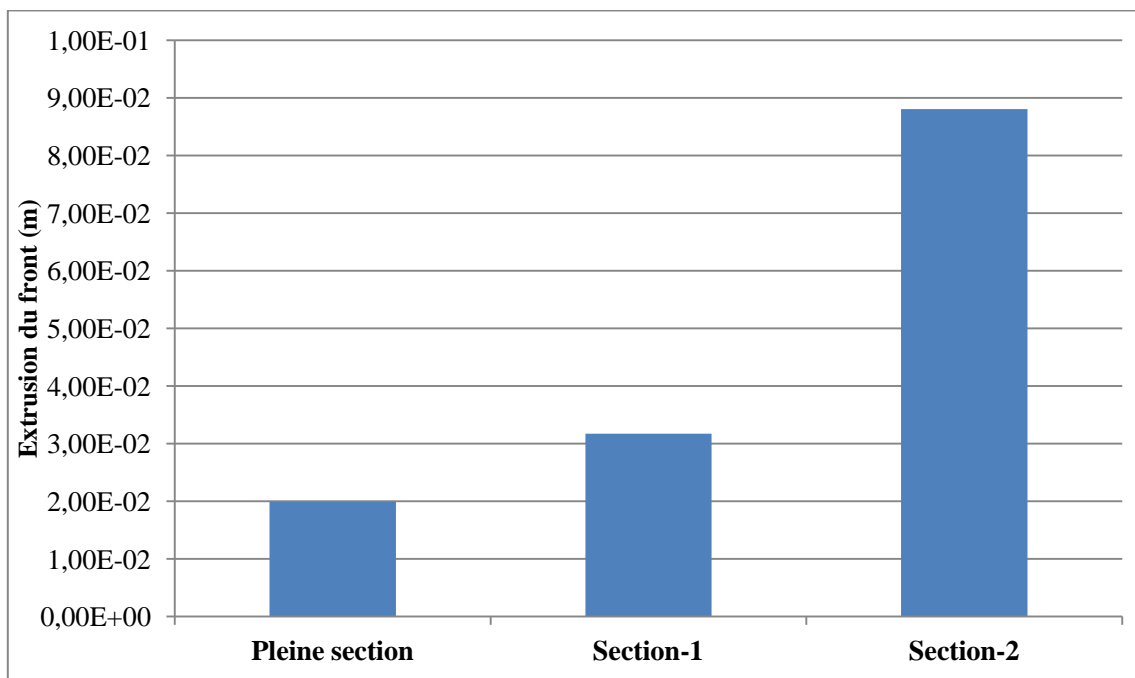


Figure 5.15 : Effet de la surface renforcée sur l'extrusion du front.

Ceci suggère que les boulons frontaux placés autour de la périphérie de tunnel jouent un rôle plus important en réduisant la déformation, que ceux placés près du centre du front de tunnel. Cette observation est compatible à celle indiquée des essais de centrifugeuse effectués par Calvello et Taylor [1999] et confirme également les résultats obtenus par Bin Li et al [2015].

5.3.7. Incidence de la longueur des boulons

Pour effectuer cette étude, il faut noter que pour des boulons très courts, le mode de simulation ne correspond à aucune réalité physique, le tronçon de renforcement rajouté à chaque boulon lors d'une nouvelle passe d'excavation n'étant pas chargé, alors que le tronçon adjacent est déjà fortement sollicité (Dias [1999]).

La longueur utile des tubes peut être ajustée en variant le nombre des tubes et des manchons de raccordement sachant que chaque tube a une longueur de 3m. La figure ci-dessous nous montre un exemple des tubes de longueur de 13,5m.

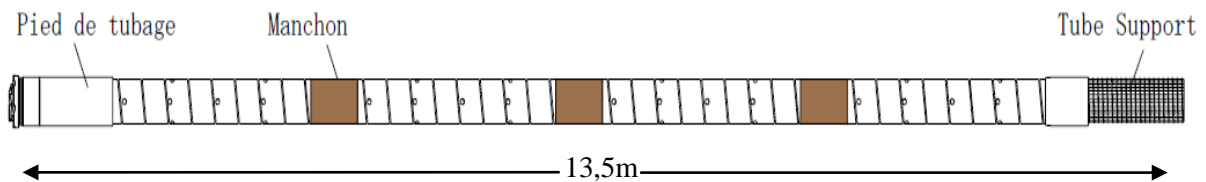


Figure 5.16 : Assemblage des tubes « GFRP », L=13.650 m.

La Figure 5.17 présente l'extrusion maximale du front du front du tunnel en fonction de la longueur des boulons. L'analyse des résultats montre que la longueur minimale est égale au rayon du tunnel.

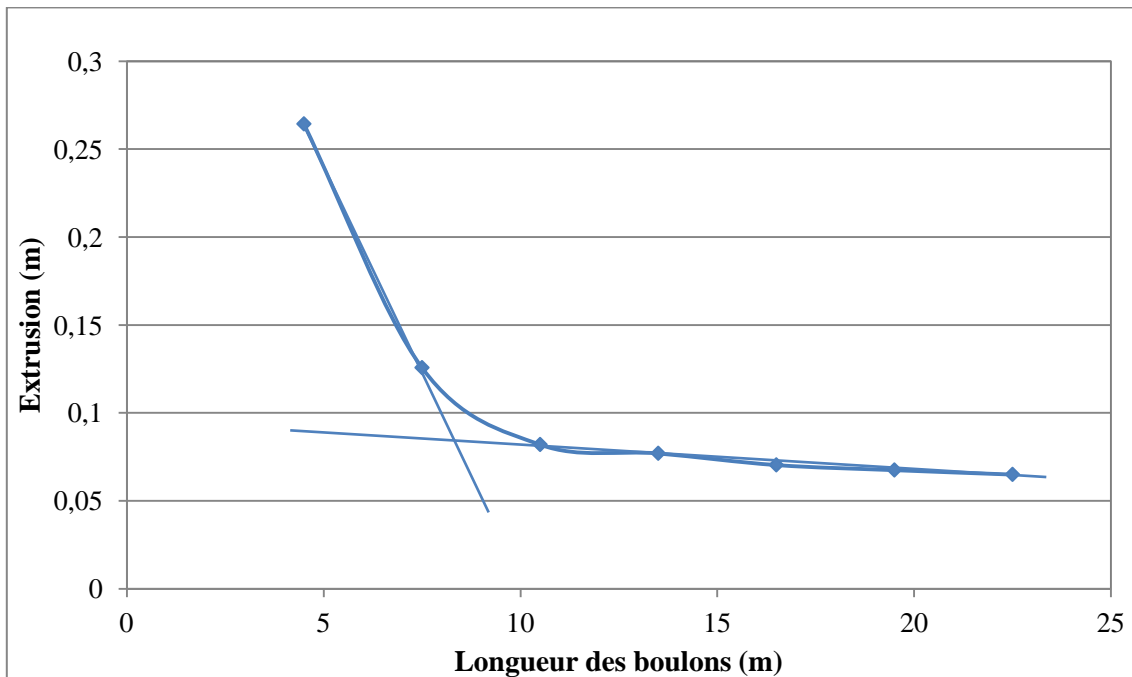


Figure 5.17 : Influence de la longueur des boulons sur l'extrusion

Ce résultat confirme celui obtenu par Dias [1999] pour la configuration de Toulon et celui par Wong et Al [1997] avec une cavité sphérique ainsi que pour Kamata and Mashimo [2003], Yoo et Shin [2003] qui définissent la longueur minimale par l'intervalle de 0.5 à 0.6 le diamètre du tunnel et de 0.6 la hauteur du tunnel pour Bin Li et al [2015].

5.3.8. Influence des pas d'avancement durant l'excavation

Choisir un pas d'avancement durant le creusement d'un tunnel dans des conditions géologique complexe est scientifiquement important. En effet, dans ce cas (tunnel T4), les travaux d'excavation ont été menés au début avec des pas d'excavation de 1,5m puis réduit à 1m et finalement adopté 0,75m.

On constate que l'effet de la variation des pas d'avancement a une influence sur les résultats des déplacements. On note une réduction de l'extrusion de 46,31% entre le premier et le deuxième cas et 51,55% entre le premier et le troisième cas, une réduction des déplacements verticaux de 45,50% et de 53,10% entre le 1^{er} et le 2^{ème} et entre le 1^{er} et le 3^{ème} respectivement ainsi qu'une réduction des déplacements horizontaux de 48,33% et de 60,12% entre le 1^{er} et le 2^{ème} cas et entre le 1^{er} et le 3^{ème} cas respectivement.

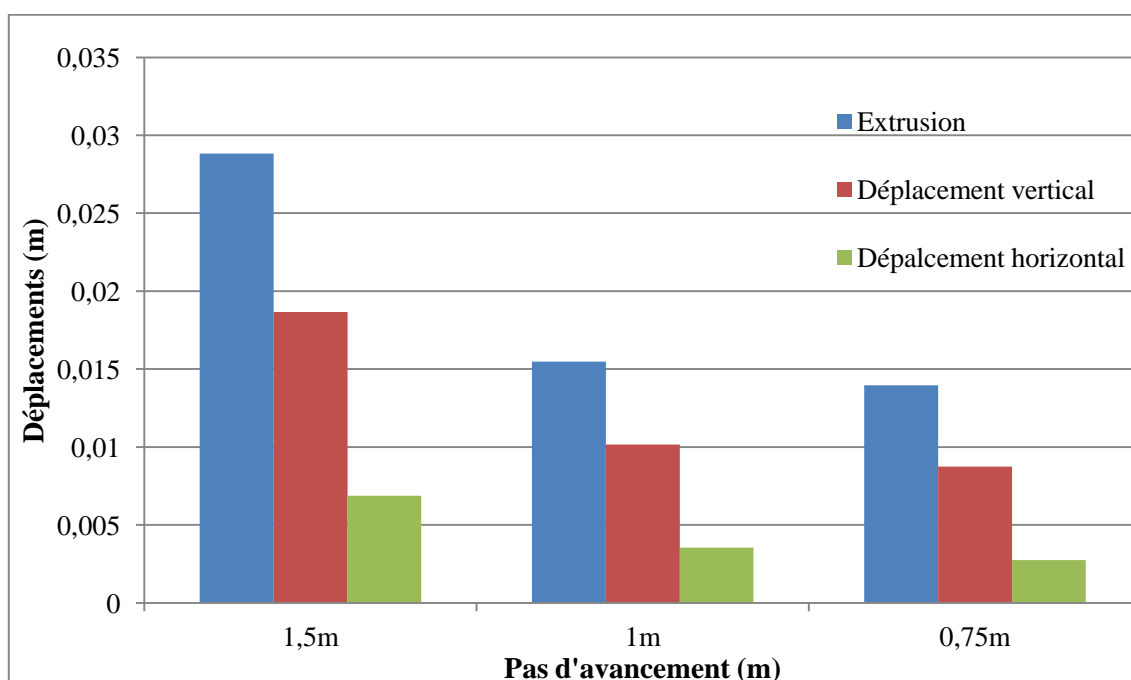


Figure 5.18 : Effet des pas d'avancement sur les différents déplacements

5.3.9. Efforts sur le soutènement provisoire

Les Figures (5.19 à 5.22) présentent les efforts axiaux, les moments fléchissant et les moments de torsion ainsi que les forces de cisaillement induits dans le soutènement provisoire en fonction de la position angulaire (Θ).

Notre simulation numérique montre que les efforts axiaux (N_{xx} et N_{yy}) sont compris dans la gamme (3760–4670) kN/m et (2560–5520) kN/m respectivement.

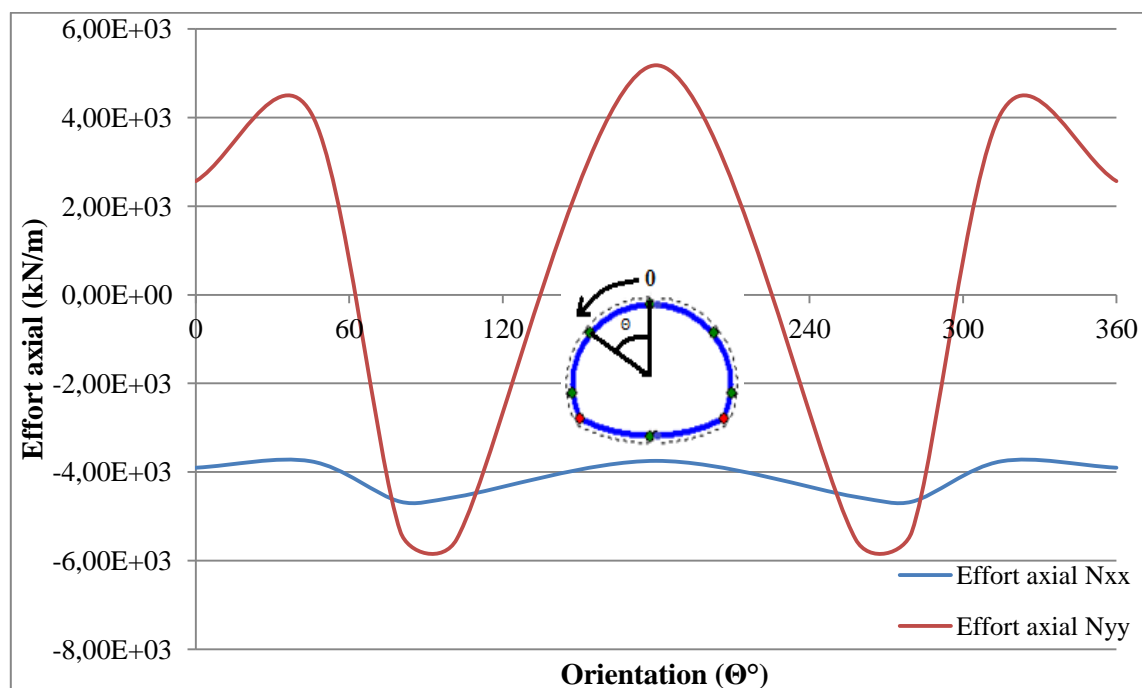


Figure 5.19 : Effort axial sollicitant le soutènement provisoire.

On se place tout d'abord en plan horizontal (xx), le soutènement provisoire est sollicité par des forces de compression, cependant selon le plan horizontal (yy) les forces exercées sur le soutènement sont des forces de traction (depuis la clé de voûte jusqu'au pied droit) puis de compression (partie du stross) et en enfin de traction au niveau du radier. Dans ce contexte les rapports des forces dans les deux plans avoisinent une valeur unitaire (01) sauf en clé de voûte où la force de traction représente les deux tiers de la force de compression justifier par le sens de création de l'effet d'arc qui assure une pérennité de la cavité avant la mise en place du revêtement définitif.

Concernant les moments fléchissant (Figure 5.20), on a constaté que les valeurs maximales sont atteintes au niveau du piedroit et du radier dans les deux plans horizontaux (xx) et (yy). Des moments fléchissant présentant une valeur maximale de 1700 kNm/m selon le plan horizontal (xx) et une valeur maximale de 573,27 kNm/m selon le plan horizontal (yy). Ainsi dans les deux plans horizontaux (xx) et (yy), les moments fléchissant sont importants sur tout le contour de la cavité conformément aux sens de la déviation des contraintes préexistantes à savoir des moments fléchissant qui résultent des poussées de terrain au niveau de la clé de voûte (déplacements verticaux) et sur les parois de la cavité (convergence) ainsi que le soulèvement du radier.

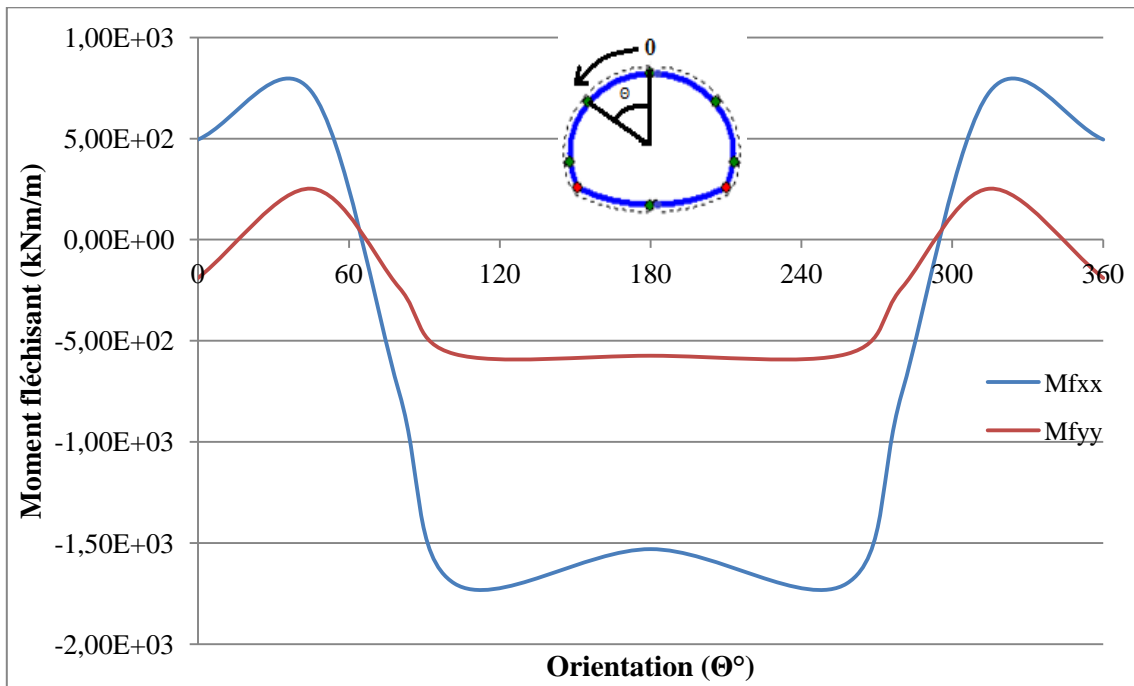


Figure 5.20 : Moment Fléchissant sollicitant le soutènement provisoire.

A propos de la courbe relative au moment de torsion (Figure 5.21), celle-ci présente la même allure que celles des courbes des moments fléchissant. Elle présente également un maximum de 299,07 kNm/m au niveau du radier (pour $\Theta^\circ = 180^\circ$). Ce moment de torsion est dû probablement au couple de forces exercées sur le soutènement provisoire dans les deux plans horizontaux (xx) et (yy).

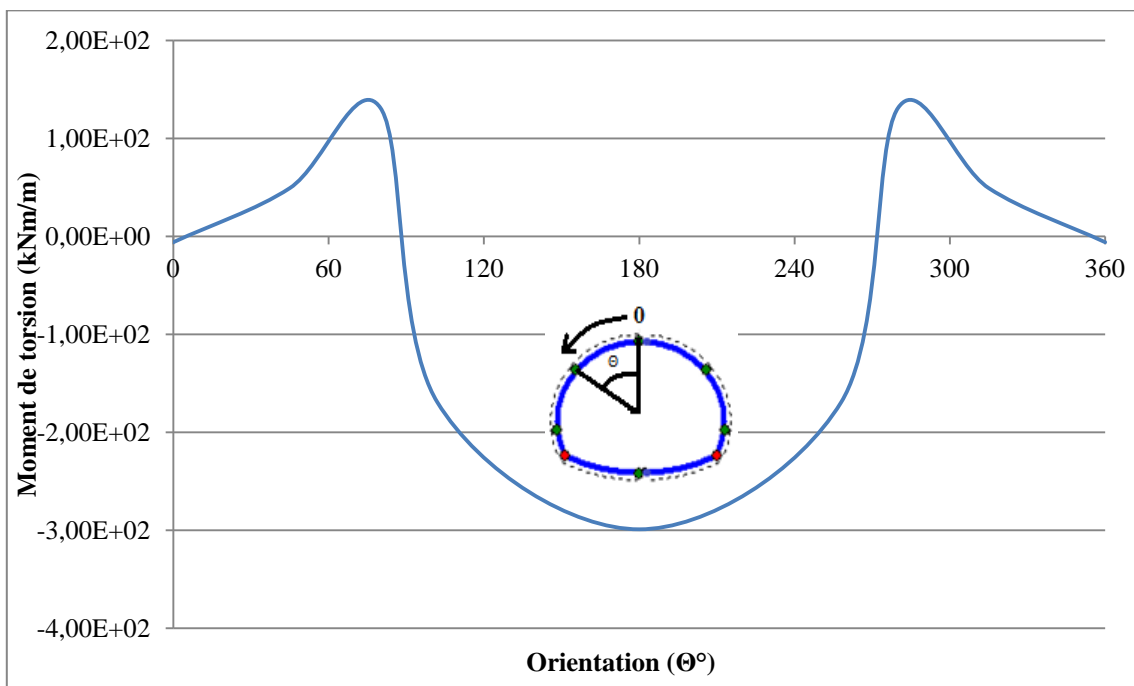


Figure 5.21 : Moment de torsion dans le soutènement provisoire.

Concernant le diagramme des forces de cisaillement (Figure 5.22), on a constaté que selon le plan (xy) et le plan (yz) les courbes ont la même tendance, ou les contraintes de

cisaillement atteint la valeur maximale au niveau du radier. Cependant une petite diversification sur l'horizontal (xz) à partir du piédroit jusqu'au radier.

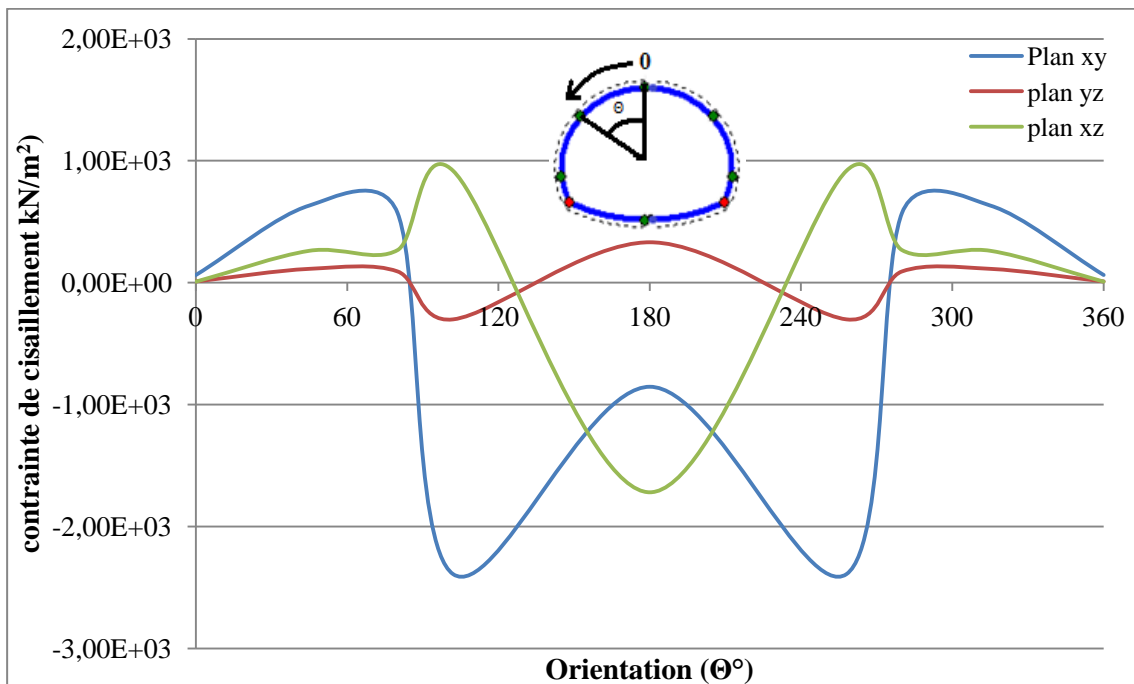


Figure 5.22 : Contrainte de cisaillement sollicitant le soutènement provisoire.

On note aussi que les distributions de contraintes de cisaillement au soutènement provisoire sont plus importantes sur les deux plans (xy) et (xz) avec des fourchettes de valeurs de 64,159 à 2390 kN/m^2 et de 7,988 à 1720 kN/m^2 respectivement. Cependant on note une diminution de la contrainte de cisaillement sur le plan (yz), où la fourchette de valeurs est de 10,678 à 331 kN/m^2 .

Comme déjà mentionné, l'avancement du creusement dévie les contraintes existantes dans le milieu vers l'extérieur du tunnel et les canalisant devant le front de taille et autour de la cavité (figure 5.23).

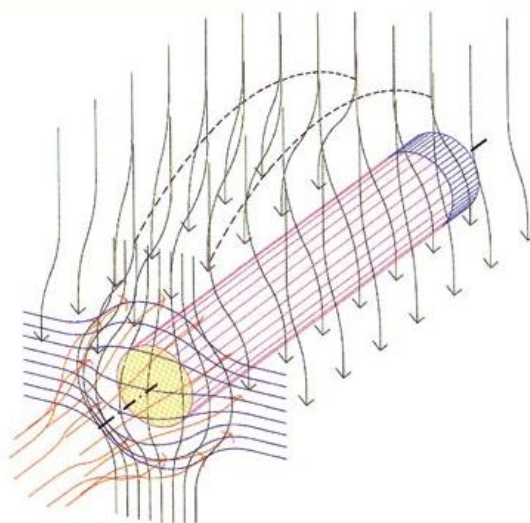


Figure 5.23 : Déviation des contraintes existantes dans le milieu vers l'extérieur de la cavité

Cette déviation crée une zone d'effort accru autour des piédroits de l'excavation qui est à l'origine des forces de traction et de compression, des contraintes de cisaillement ainsi que des moments fléchissant et de torsion dans les trois plans horizontaux et sur toute l'orientation du tunnel, sollicitant le soutènement provisoire.

5.4. Le pré-soutènement de la faible couverture (micropieux)

Duddeck [1972] rapporté par Möller [2006] suggère que les zones nécessitant le renforcement vertical sont caractérisées par une faible couverture $H < 2D$. Dans notre cas de simulation les zones à améliorer sont caractérisée par une faible couverture du terrain se trouvant au-dessus du tunnel (Soit une couverture $H = 24\text{m}$). Les sections concernées par le traitement seront évaluées et réexaminées durant l'excavation du tunnel.

5.4.1. Modélisation de la liaison micropieux/terrain

Le renforcement de la zone creusée sous faible couverture par des micropieux peut être schématisé dans un modèle mathématique d'une manière à adopter pour le terrain renforcé des caractéristiques mécaniques équivalentes. Dans ce cas on peut définir les caractéristiques équivalentes selon les méthodes suivantes :

➤ **L'augmentation du module élastique du sol dans la faible couverture.**

Le module d'élasticité amélioré est calculé par la relation suivante :

$$E_{eq} = (EA_{sol} + EA_{ciment} + EA_{bar}) / (b.h)$$

On prend une surface de $(1,5*2,5) \text{ m}^2$ comme le montre la figure 5.24 :

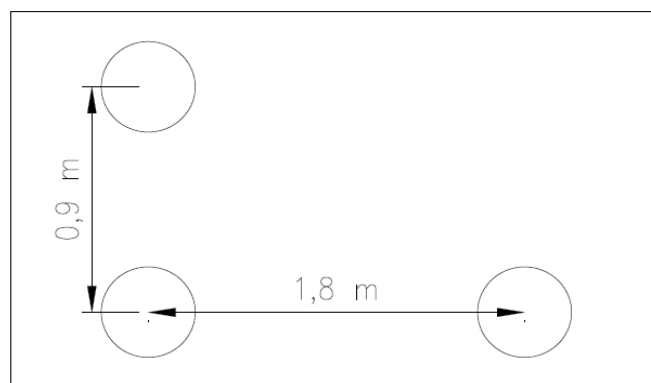


Figure 5.24 : Espacement entre les micropieux dans une section de $(1,5*2,5) \text{ m}^2$

D'après B.A.E.L'91, et dans les cas courants, aux états-limites de service, on peut admettre pour la loi de comportement du béton un modèle élastique linéaire avec un module de déformation instantanée défini par : $E_{ciment} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$

➤ **L'augmentation de la cohésion du sol dans la faible couverture**

Si l'on appelle c la cohésion initiale du terrain, l'apport des micropieux aboutit à une cohésion améliorée : $C^* = C + \Delta C$ (critère de Mohr-Coulomb)

La translation du critère vers le haut se traduit par une augmentation de la cohésion qui est

définie par :
$$\Delta C = \frac{1+\sin \varphi}{2 \cos \varphi} \Delta \sigma_r$$

$\Delta \sigma_r$ Incrément de contrainte principale mineure due au renforcement calculé à partir de la valeur minimale entre la résistance à la traction et la résistance à l'arrachement du micropieu.

$$\Delta \sigma_r = \min (R_{\text{traction}} , R_{\text{arrachement}}) . a_r$$

Où
$$a_r = \frac{1}{(p_r \cdot b_r)} \frac{R}{(R + \frac{L_r}{2})}$$
 (5.9) pour le boulonnage en paroi

5.4.2. Présentation des résultats du renforcement vertical

5.4.2.1. L'effet du renforcement sur le déplacement vertical

Les phases de creusement en régime de pré-soutènement de la partie sous faible couverture se caractérisent par une réduction des déplacements verticaux comme en atteste la Figure 5.25. Cette réduction est de 50%, elle permet d'avoir déplacements admissibles en termes d'amplitude. Ces résultats confirment celles obtenues par D.H. Seo et al [2014].

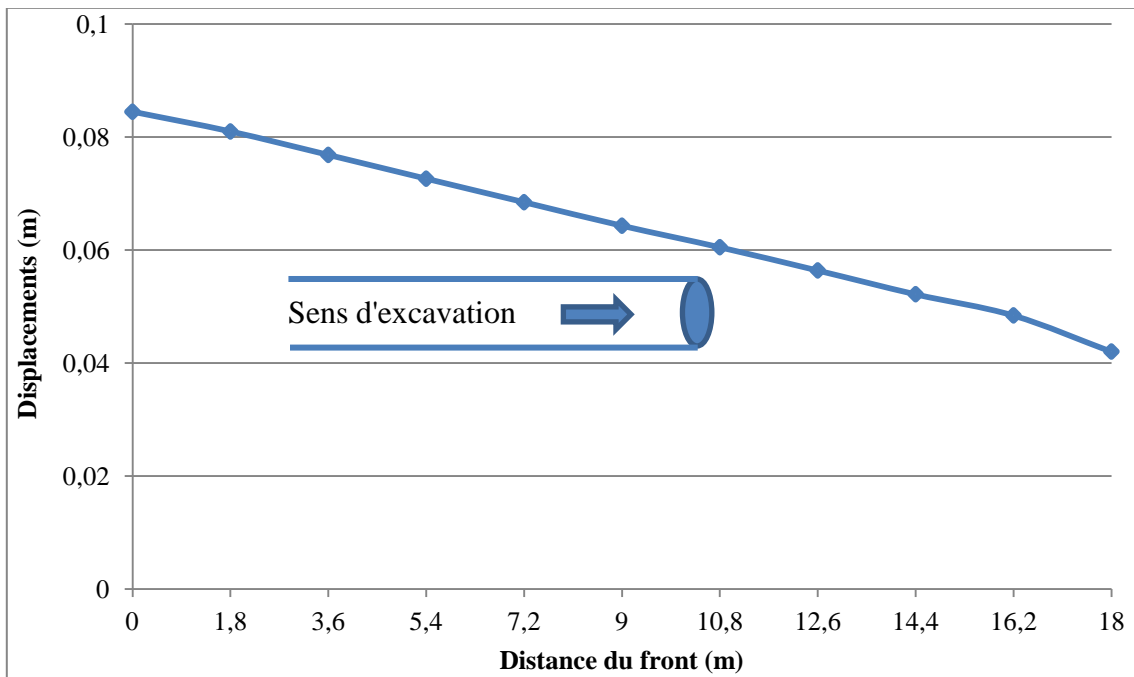


Figure 5.25 : L'effet de renforcement vertical sur les déplacements

5.4.2.2. Evolution des tassements en surface

La Figure 5.26 montre une réduction de 43% des tassements en surface après un avancement de 18m sur la partie renforcée. Ce résultat a également été obtenu par D.H. Seo et al [2014].

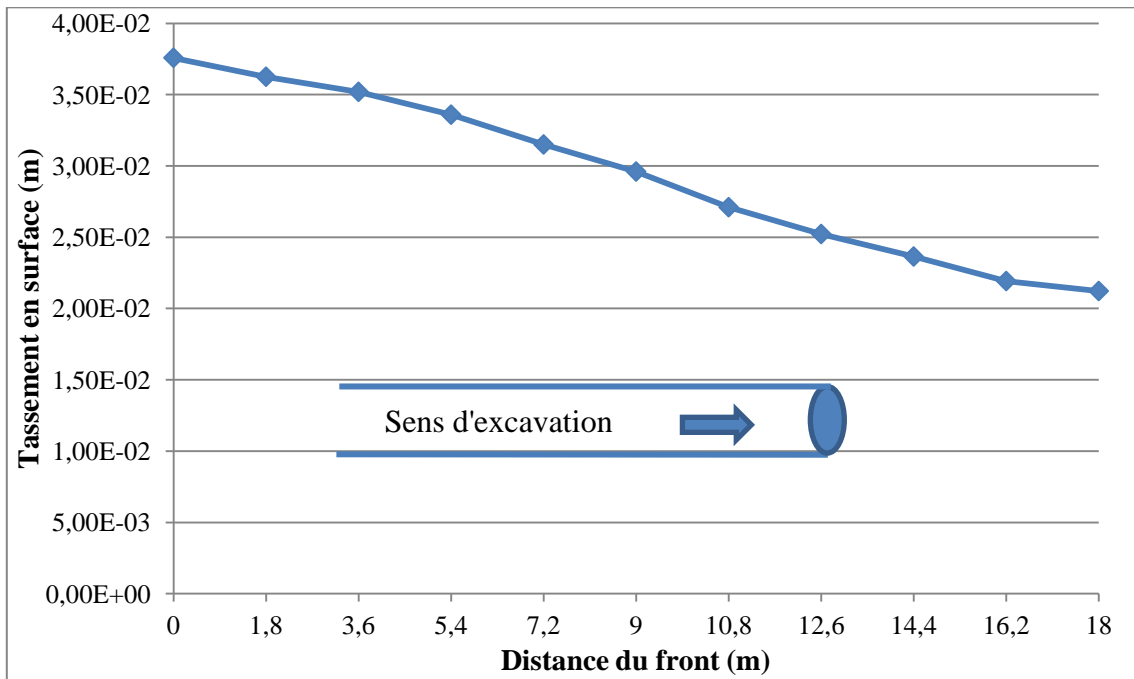


Figure 5.26 : Le tassement induit en surface après le renforcement vertical.

Parmi les différents auteurs qui ont fait le point sur la relation entre les tassements en surface et les déplacements verticaux au niveau de la clé de voûte on cite Ward and Pender [1981], qui ont supposé $St/Sc= 0.25$ pour les tunnels creusés sous faible couverture dans les sols sableux, cependant dans notre cas nous avons obtenu le rapport $St/Sc= 0.47$.

5.4.2.3. Influence de l'espacement entre les micropieux

La figure 5.27 présente la courbe caractéristique reliant le déplacement vertical à l'espacement entre les micropieux.

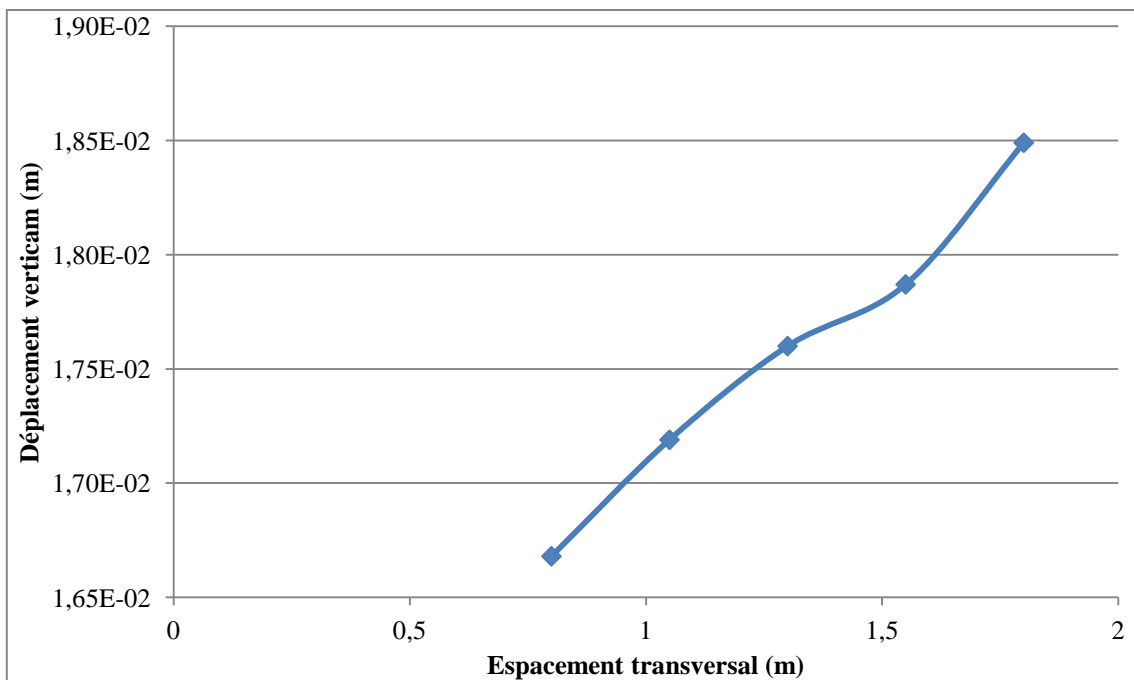


Figure 5.27 : Influence de l'espacement entre les micropieux

L'effet de l'espacement a été étudié en variant l'espacement entre les micropieux de 0,8 à 1,8 m. Le graphique a montré que les déplacements verticaux sont considérablement réduits vis-à-vis la diminution de la distance entre les micropieux. A partir de ces résultats, on peut aussi observer que l'efficacité des micropieux dépend de leurs densités, ils produisent bien l'effet attendu et maintient la stabilité de la cavité.

5.4.2.4. Influence de la longueur des micropieux

Dans ce paragraphe, on s'intéresse à l'effet de la variation de la longueur des micropieux sur les déplacements verticaux et horizontaux en changeant la longueur des micropieux avec des valeurs croissantes jusqu'à arrivé au dessous du radier du tunnel. Cinq longueurs ont été retenues qui permettront de choisir une grande variété de profil de déplacements verticaux et horizontaux (figure 5.28).

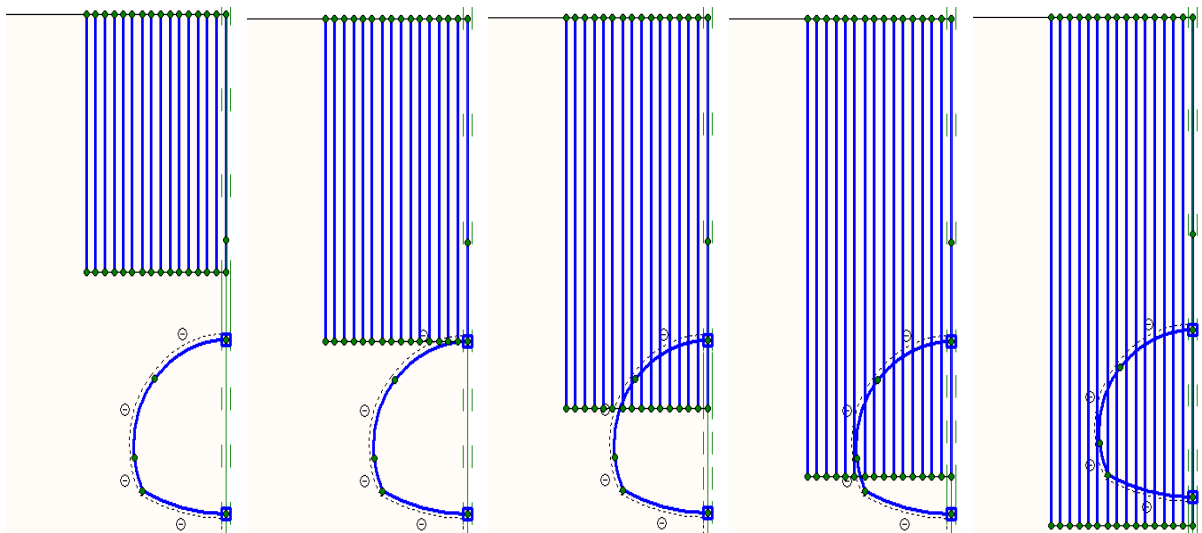


Figure 5.28 : Les longueurs des micropieux étudiées

La figure 5.29 présente l'effet de la longueur des micropieux sur les déplacements verticaux en changeant la longueur des micropieux (de 20m jusqu'à 40 m) installés dans la zone de faible couverture. Cette étude a montré que l'augmentation de la longueur des micropieux diminue les déplacements verticaux. On observe que les déplacements verticaux sont au-delà de 0,07m pour des longueurs qui ne dépassent pas la clé du tunnel. Ces déplacements diminuent ensuite graduellement au fur et à mesure que l'on s'approche du centre de la voûte et qu'on la dépasse, pour obtenir une valeur fiable des déplacements verticaux maximal.

En analysant la déformation finale du soutènement provisoire inférieur, l'effet de la longueur des micropieux est à nouveau évident surtout au niveau du pied du cintre (figure 5.30).

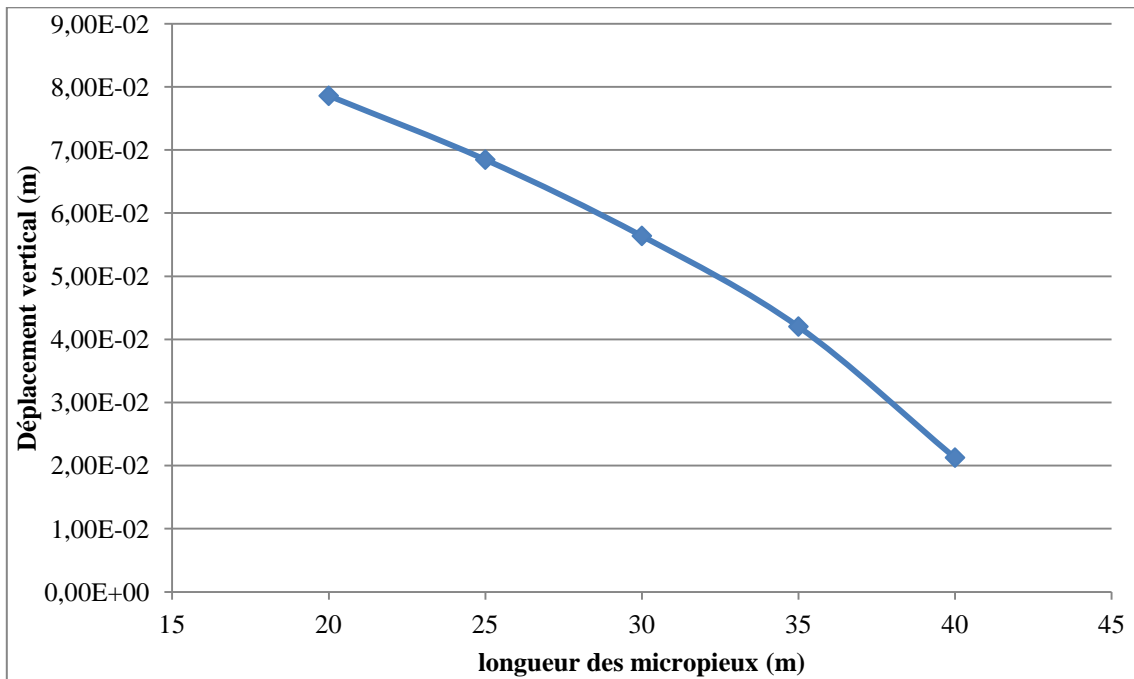


Figure 5.29 : Effet de la longueur des micropieux sur les déplacements verticaux.

Celui-ci, pour des longueurs des micropieux qui n'atteints pas le dessous du radier contre-voûté, poinçonne et se déplace vers le vide excavé provoquant une augmentation globale de la déformation du soutènement.

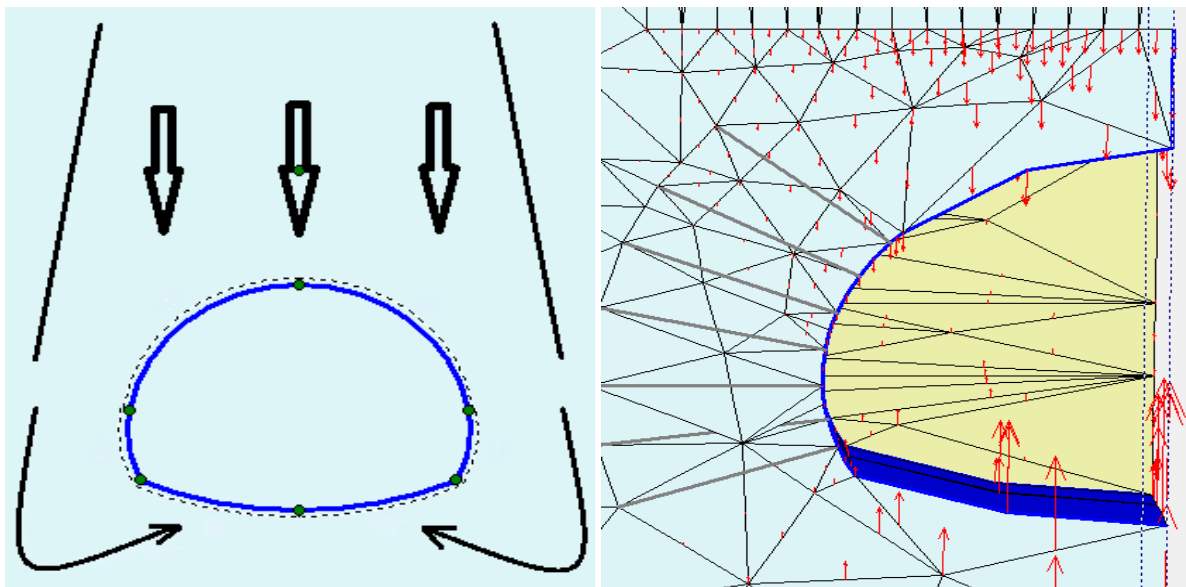


Figure 5.30 : Déplacement du soutènement provisoire vers le vide excavé

Il apparaît clairement que la longueur des micropieux est un facteur important dans la conception de cette technique de pré-soutènement. Donc il est nécessaire d'installer les micropieux de la surface jusqu'au dessous de la cavité pour avoir une diminution des déplacements verticaux et assurer la stabilité du radier contre-voûté.

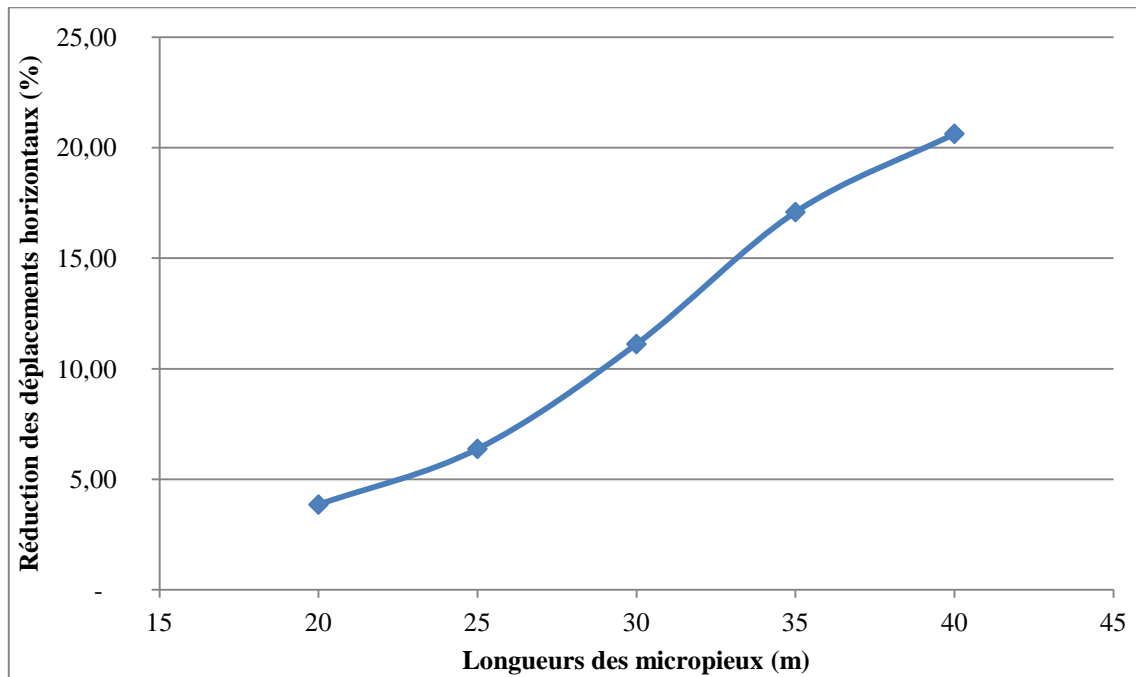


Figure 5.31 : Effet de la longueur des micropieux sur les déplacements horizontaux.

En ce qui concerne les déplacements horizontaux, la diminution arrive jusqu'à 20% pour une longueur des micropieux de 40 m. L'effet du renforcement vertical trouve des conséquences en termes de déplacement, le terrain viendra s'appuyer sur la structure des micropieux qui interceptent les fortes pressions venant vers le vide excavé.

5.4.2.5. Influence de la surface d'installation

Dans cette partie, l'effet de la surface horizontale d'installation des micropieux a été analysé. Six modèles ont été retenus avec des surfaces différentes de 0 m jusqu'à 4,5 m (figure 5.32). Dans la modélisation proposée, nous avons analysé l'évolution des convergences des parois dans le massif.

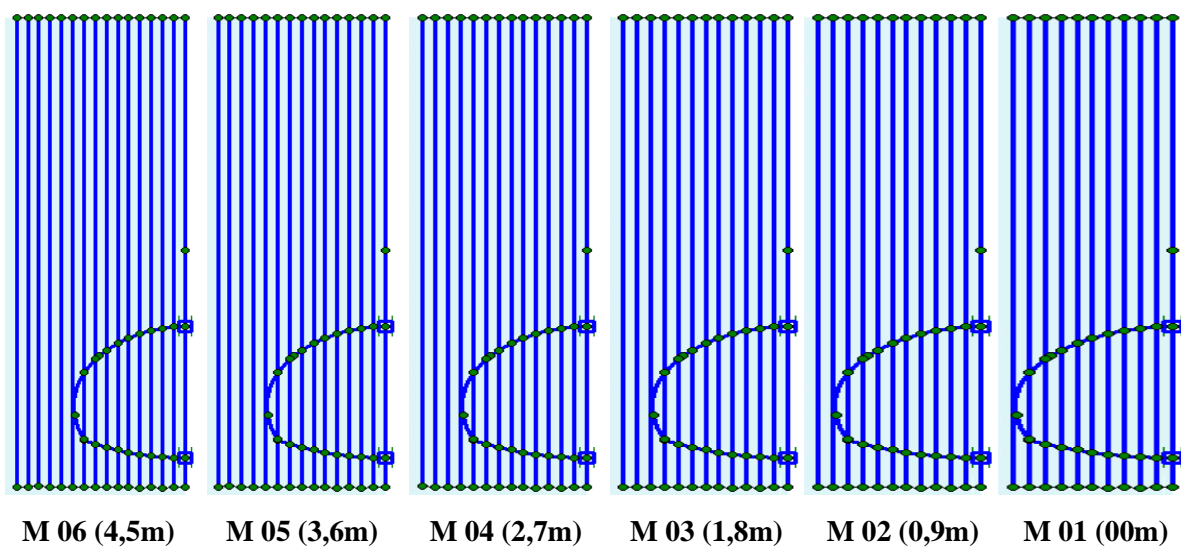


Figure 5.32 : Surfaces d'installation des micropieux.

L'analyse des convergences par rapport les surfaces d'installation montre des réductions des convergences s'étendent sur toute la partie significative du soutènement provisoire des parois allant jusqu'à 20% (figure 5.33). Ces convergences instantanées sont plus importantes pour les modèles moins renforcés que le modèle suivant. Mais, une fois que l'on est parvenu à une situation stabilisée, la densité des micropieux est maintenue, et on ne peut donc pas exploiter des surfaces d'installation plus élargies pour des raisons économiques.

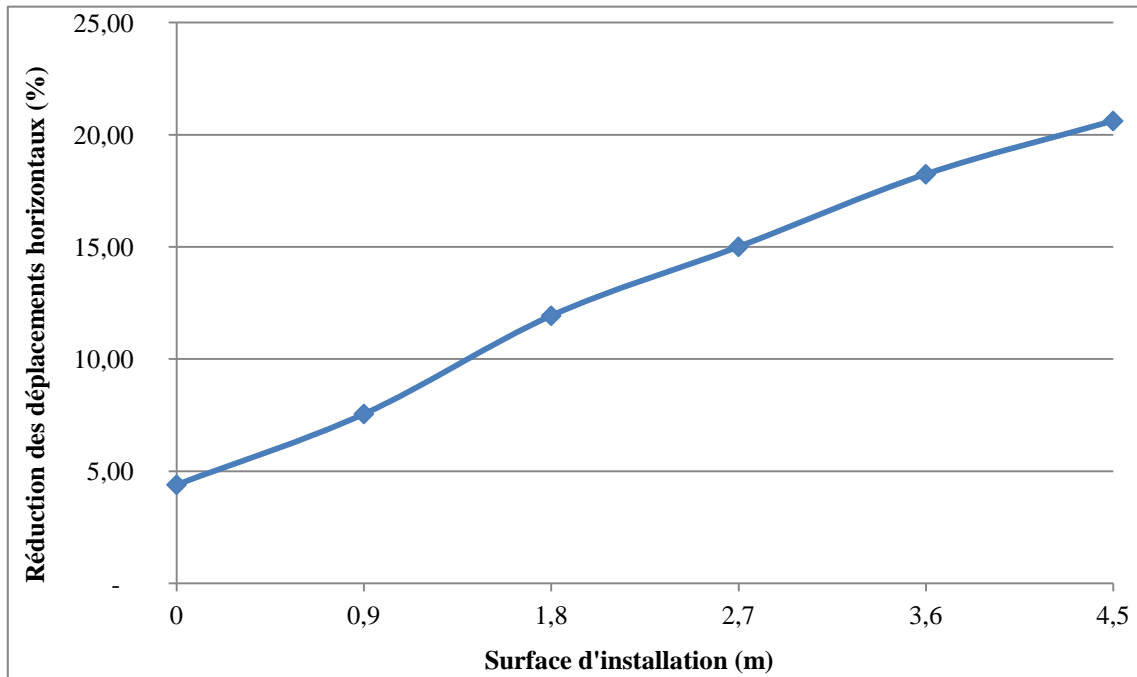


Figure 5.33 : Déplacement horizontal en fonction de la surface pré-soutenue

5.4.2.6. Déplacement vertical selon deux approches

Dans la figure 5.34 une confrontation a été menée entre deux approches dont la première consiste à remplacer la structure hétérogène (sol et micropieux) par un milieu homogène équivalent et la deuxième consiste à mettre en place un renforcement vertical au niveau de la zone de faible couverture tout en utilisant les éléments "plates". Les résultats obtenus par les deux méthodes de calcul sont très proches, avec la simulation des micropieux par des éléments "plates" on obtient des écarts comprise entre 0,62 et 10,52 %, en termes de déplacements verticaux et entre 1,36 et 4,90 % en termes de tassement en surface.

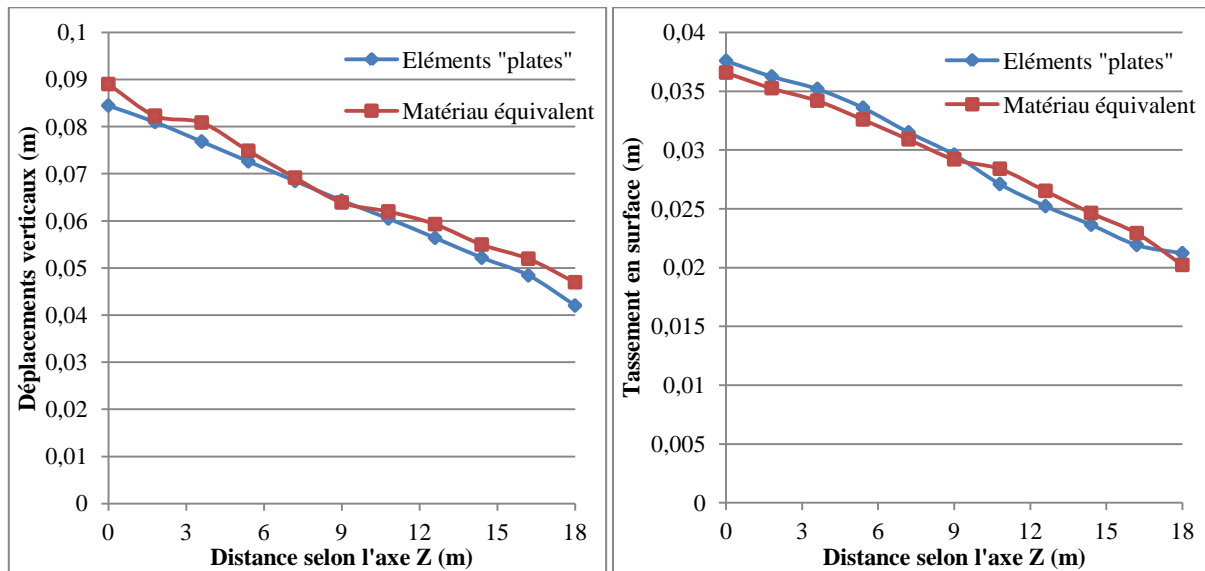


Figure 5.34 : Evolution des déplacements verticaux et des tassements en surface en fonction de deux approches différentes

5.4.2.7. Evolution de la contrainte de cisaillement

Afin d'analyser l'influence de la mise en place des micropieux sur le terrain situé au dessus du tunnel, la figure 5.35 présente l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la couverture. Dans notre cas, il est évident, que la présence du renforcement vertical confère au massif de couverture au dessus du tunnel une stabilité ainsi qu'une réduction moyenne de contraintes de cisaillement de 58% et atteignant les 64% à 60 cm au dessus de la clé de voûte.

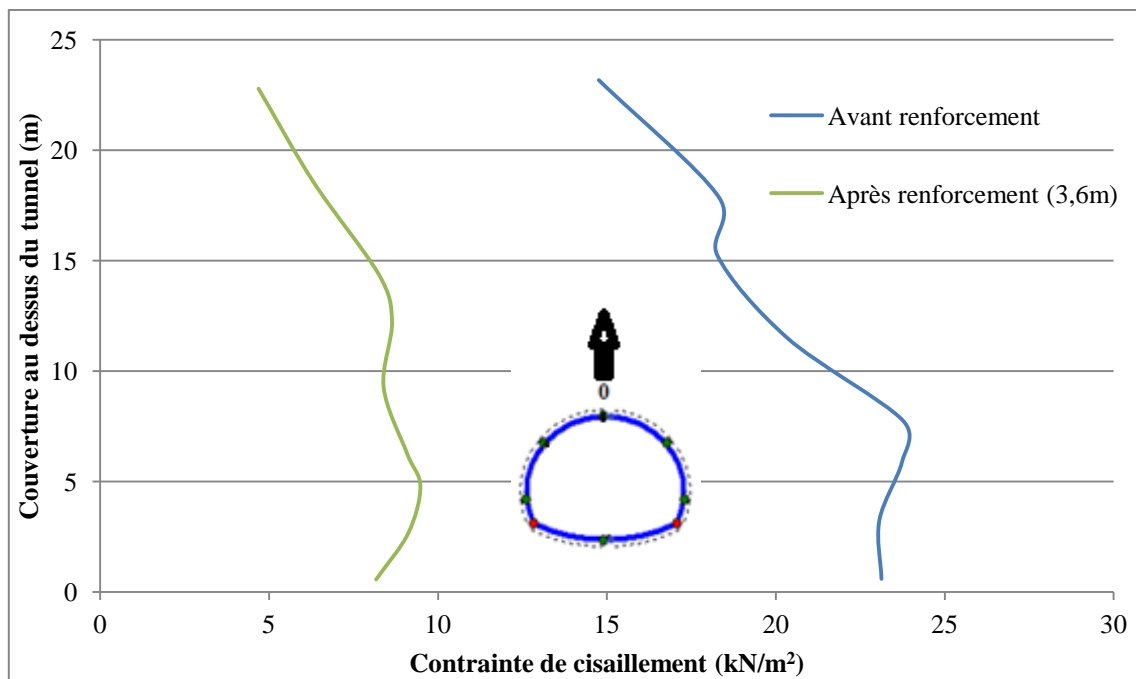


Figure 5.35 : Contrainte de cisaillement au dessus du tunnel après renforcement.

Après la mise en place du renforcement vertical, la contrainte de cisaillement est interceptée par les micropieux, ce qui conduit à une réduction de la contrainte de cisaillement au niveau de la couverture du tunnel. Ces conclusions ont été aussi trouvées par de Ying Cui et al [2017] pour la technique de renforcement FRSP (Foot Reinforcement Side Piles).

5.4.2.8. Influence de renforcement vertical sur le soutènement provisoire

Les figures (5.36 et 5.37) comparent les efforts axiaux induits dans le soutènement provisoire avant et après le renforcement vertical.

On observe une diminution des efforts axiaux selon le plan horizontal (xx) après la mise en place du renforcement. Cette diminution est d'environ 70% au niveau du stross et de 85% au niveau de la clé de voûte. Là où l'effort axial pouvait diminuer jusqu'à 550 kN/m en clé de voûte.

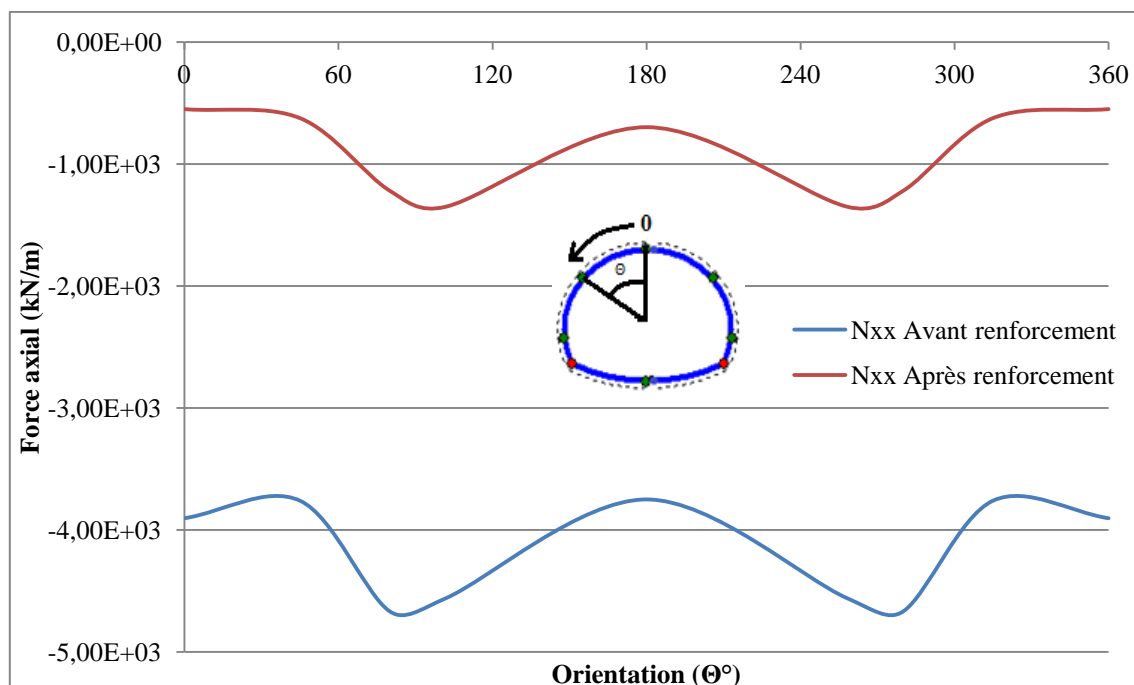


Figure 5.36 : Effet du renforcement vertical sur l'effort N_{xx} .

Par ailleurs, une réduction très importante des efforts est enregistrée dans le plan horizontal (yy). Cette dernière varie d'environ 88% au niveau du stross à environ 98% en clé de voûte. Là où l'effort axial pouvait diminuer jusqu'à 34,4 kN/m en clé de voûte.

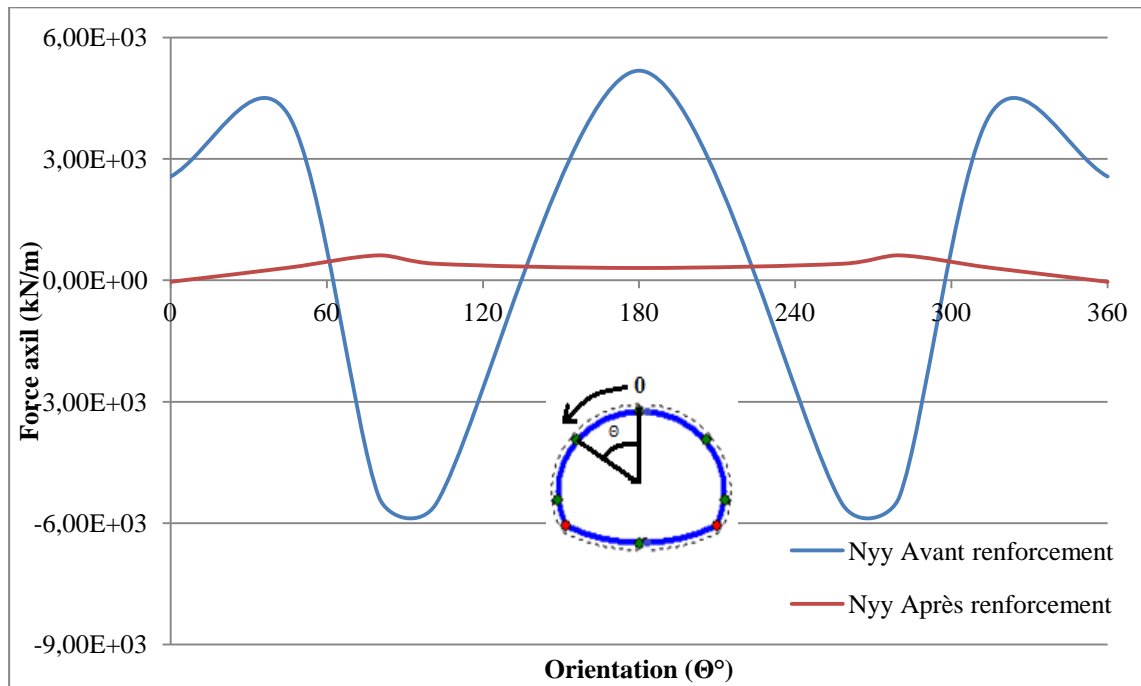


Figure 5.37 : Effet du renforcement vertical sur l'effort N_{yy} .

Les figures (5.38 à 5.40) montrent les contraintes de cisaillements sollicitant le soutènement provisoire en présence du renforcement vertical.

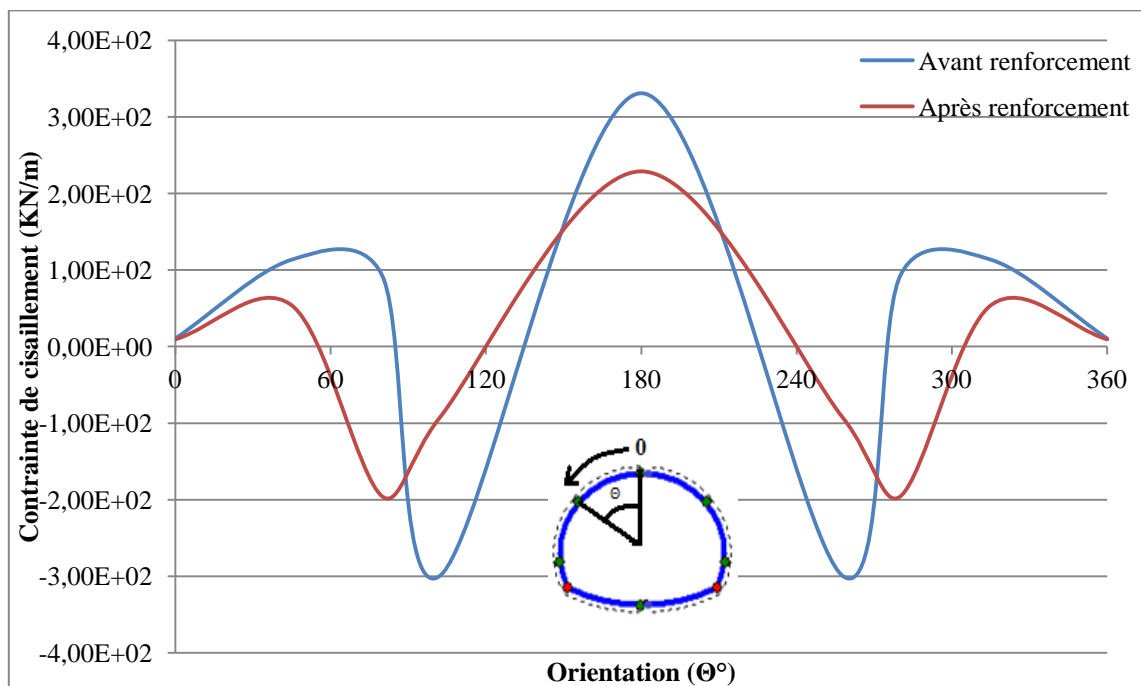


Figure 5.38 : Contrainte de cisaillement sollicitant le soutènement provisoire selon le plan (yz) .

Les résultats montrent une faible à moyenne réduction de la contrainte de cisaillement sollicitant le soutènement provisoire selon le plan horizontal (yz) . Elle est d'environ 12% en clé de voûte et 68% au niveau du stross.

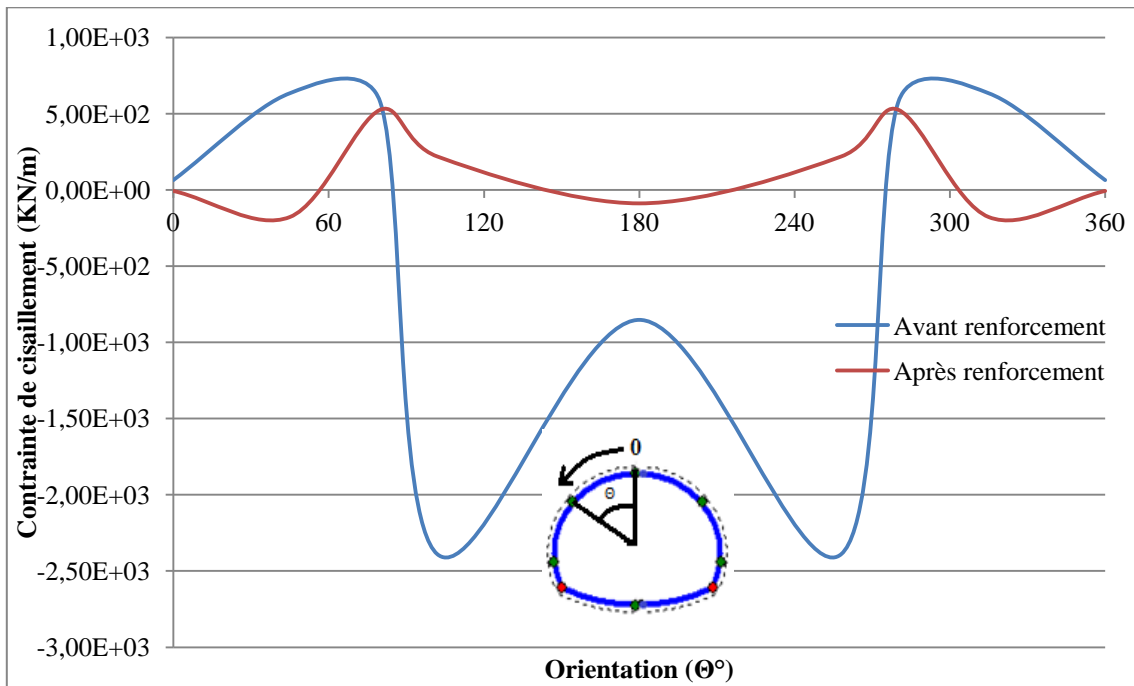


Figure 5-39 : Contrainte de cisaillement sollicitant le soutènement provisoire selon le plan (xy).

Cette réduction est par contre très élevée selon les deux plans horizontaux (xy) et (xz), puisque elle est, respectivement, d'environ 88% et 91% en clé de voûte. Là où elle pouvait diminuer jusqu'à 7,389 KN/m selon le plan (xy) et jusqu'à 0,648 KN/m selon le plan (xz).

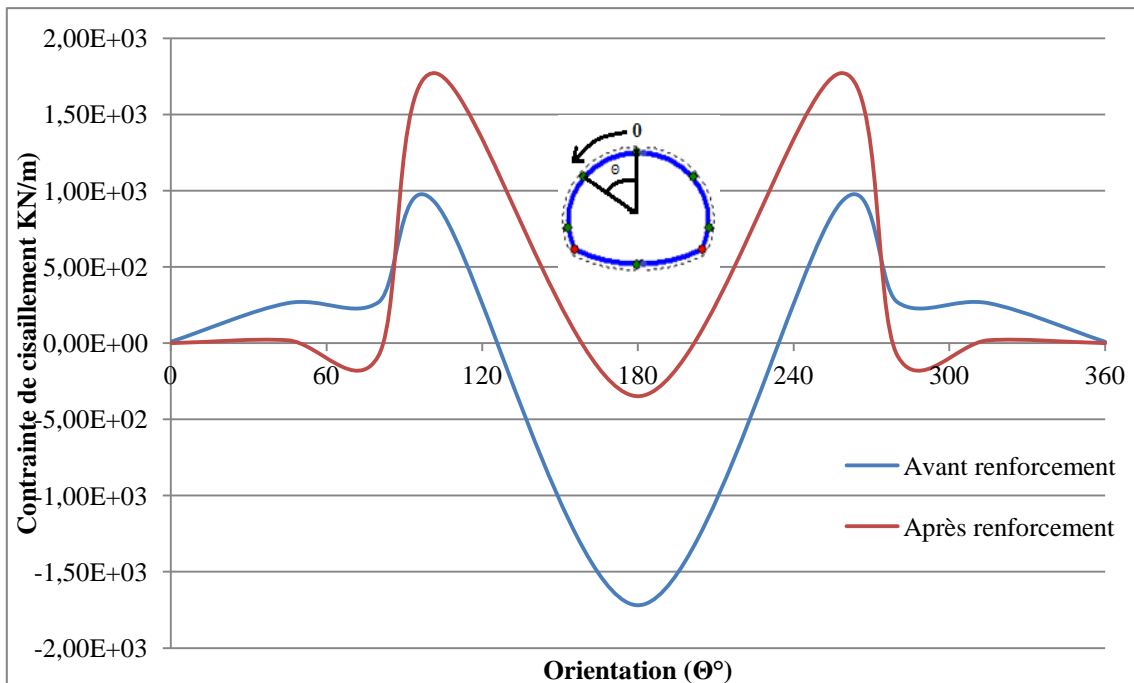


Figure 5.40 : Contrainte de cisaillement sollicitant le soutènement provisoire selon le plan (xz).

Les courbes des moments fléchissant présentées dans les figures (5.41 et 5.42), montrent des allures très semblables avec une réduction variant de 82,2% à 98,2% selon le plan horizontal (xx) et une réduction variant de 79,54% à 89,56% selon le plan horizontal (yy).

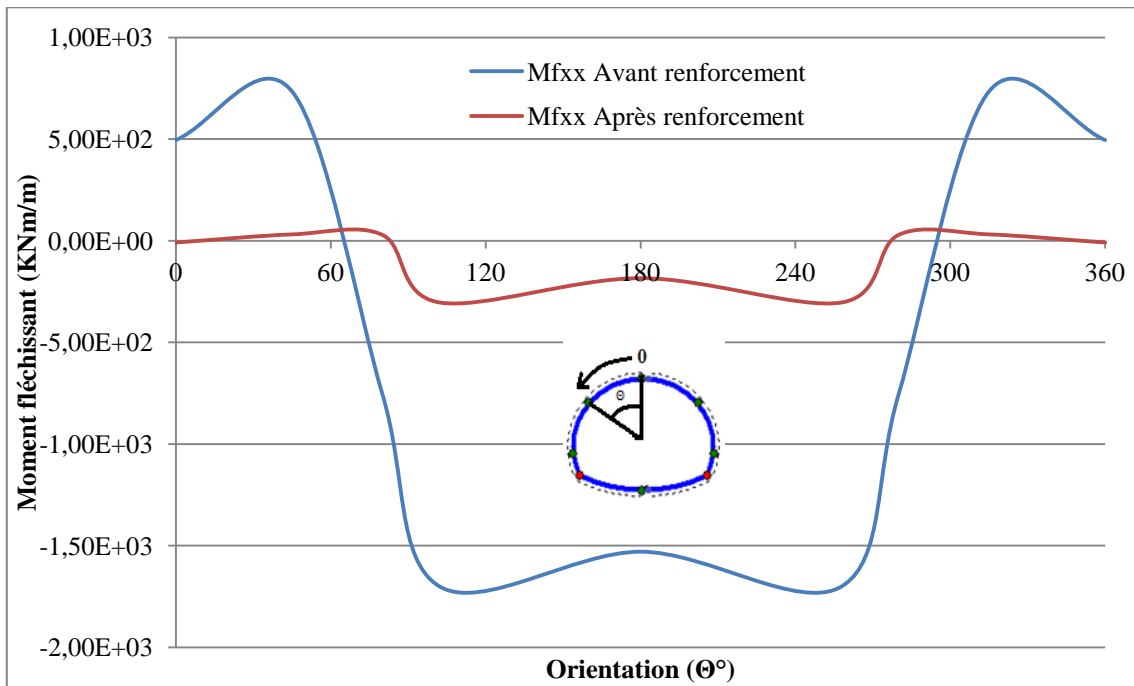


Figure 5.41 : Moment fléchissant sollicitant le soutènement provisoire selon le plan horizontal (xx).

On notera que le moment fléchissant atteint 303,28 kNm/m au niveau du stross (environ 102°) et 184,19 kNm/m au niveau du radier (à environ 180°) selon l'horizontal (xx) ainsi que 66,23 kNm/m à environ 102° et 59,88 kNm/m à environ 180° selon l'horizontal (yy).

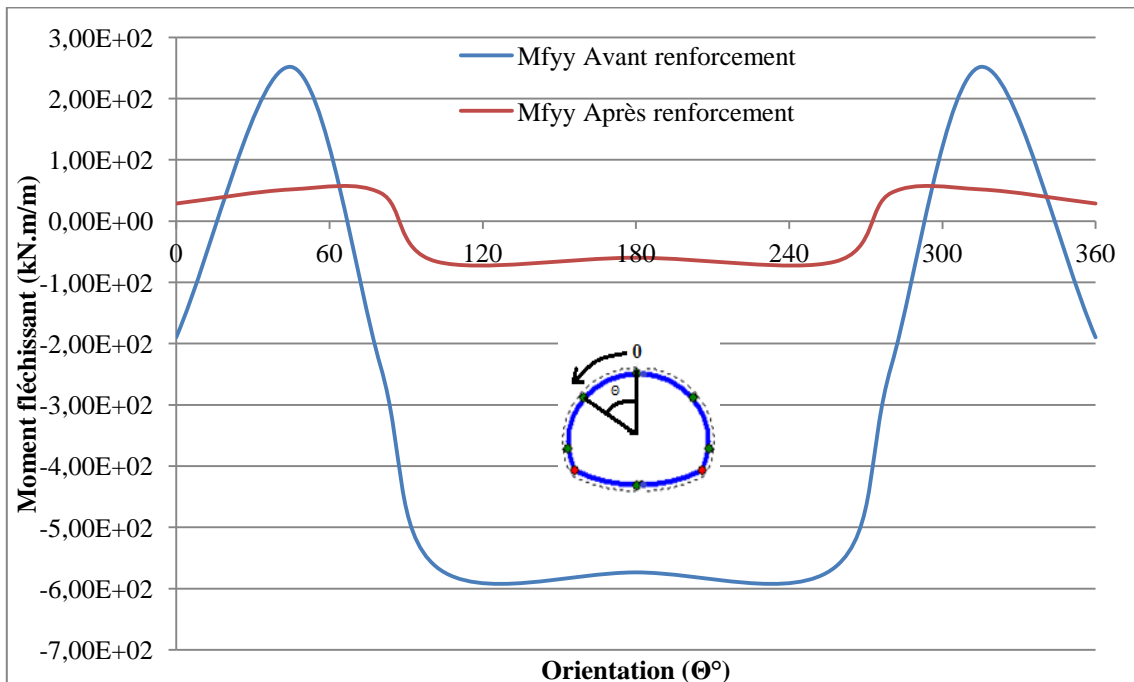


Figure 5-42 : Moment fléchissant sollicitant le soutènement provisoire selon le plan (yy).

Cela semble indiquer que la réduction maximale est signalée au niveau du radier contre voûté. Il est probable que l'installation des micropieux seraient nécessaires d'arriver jusqu'au

dessous du radier pour tenter de se rapprocher au maximum des réductions des moments fléchissant.

La figure 5.43 présente la courbe du moment de torsion sollicitant le soutènement provisoire relatif au renforcement vertical. Elle montre une réduction globale du moment de torsion variant d'environ 76,93% à 92,60%. Un moment de torsion égale à 37,95 kNm/m correspond à la réduction maximale de ce dernier est obtenus pour $\Theta = 180^\circ$ (au niveau du radier), cela est due à la mise en place des micropieux qui interceptent les contraintes préexistantes et qui se déplace à leur tour vers le vide excavé provoquant un moment de torsion induit dans le soutènement provisoire.

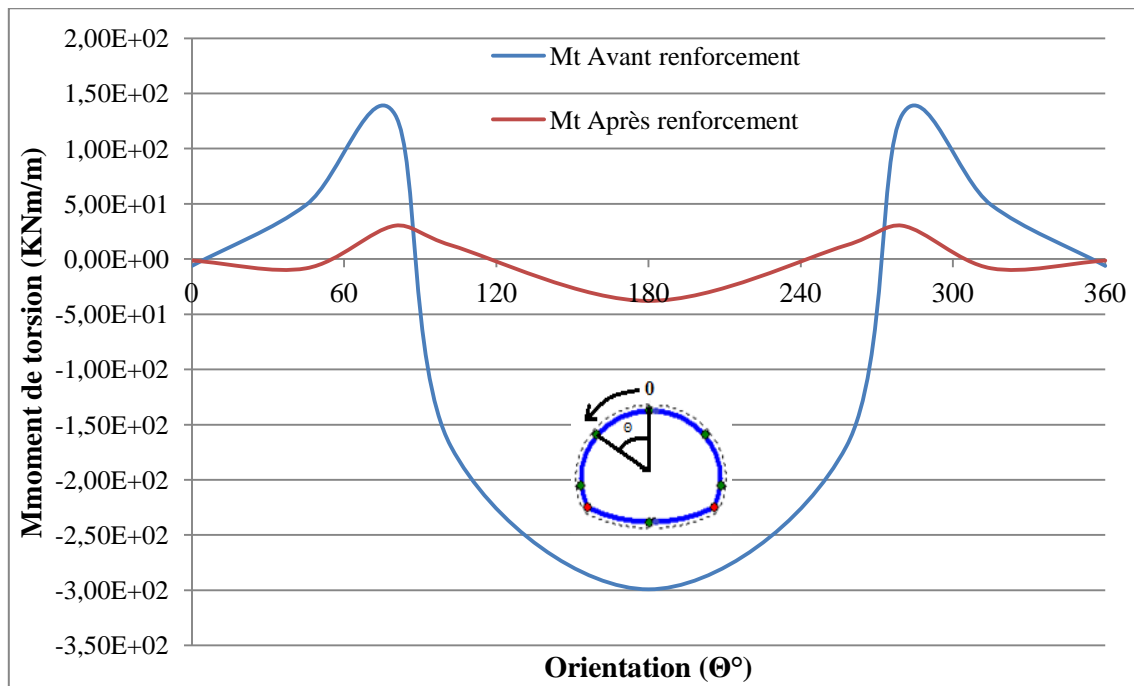


Figure 5.43 : Moment de torsion sollicitant le soutènement provisoire selon le plan (xy).

Dans l'ensemble, les résultats de notre modélisation représentent une influence importante sur les différentes sollicitations induites dans le soutènement provisoire après le renforcement vertical, cette influence est relative à la création d'une protection autour de la cavité. Cette protection absorbe les sollicitations qui se dirigent vers le vide excavé tombant ainsi à court terme sur le soutènement provisoire et à long terme sur le revêtement définitif du tunnel. Les micropieux sont mis en place pour but de confiner le terrain autour de la cavité et de mener le creusement du tunnel sous la protection de l'effet d'arc ainsi résumée par la figure 5.44.

Mise en place des micropieux à partir de la surface jusqu'au radier

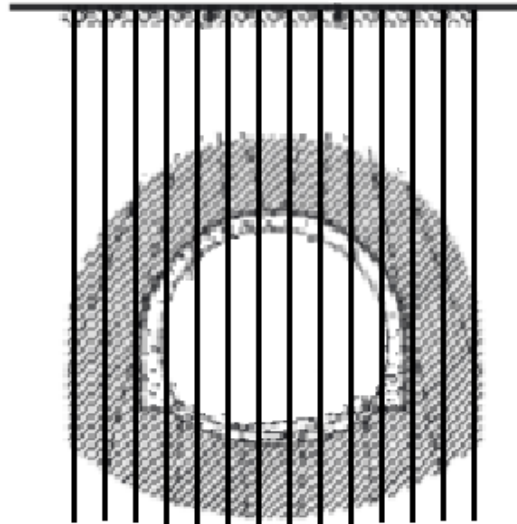


Figure 5.44 : Création d'une protection autour de la cavité creusée.

5.4.2.9. Evaluation des sollicitations dans les micropieux

Nous proposons d'analyser dans la suite les sollicitations internes engendrés dans les éléments de renforcement vertical du tunnel. Les figures (5.45 à 5.50) représentent l'évolution des sollicitations le long du renforcement vertical du tunnel.

Dans les graphiques ci-dessus, on note une différence très importante dans la répartition des efforts dans les micropieux selon l'horizontal (xx), on remarque des forces de traction dans les deux parties au dessus et au dessous du tunnel et des forces de compression dans la partie excavé du tunnel.

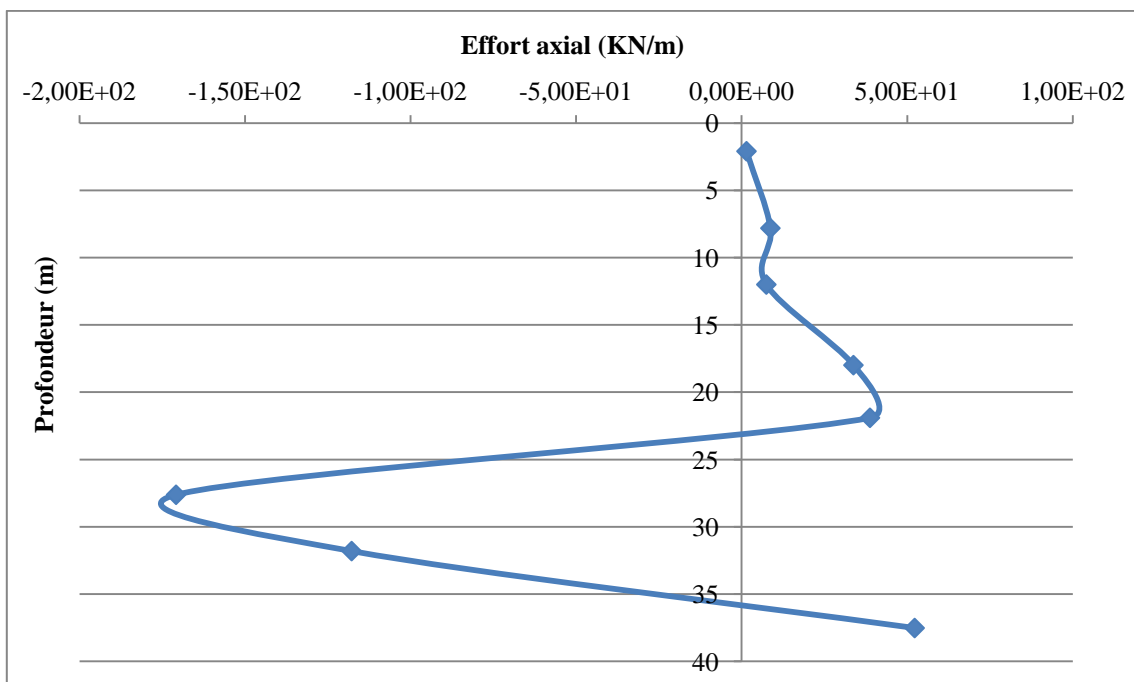


Figure 5.45 : Effort axial N_{xx} sollicitant le renforcement vertical.

Pour une profondeur de 2,093m à partir de la surface la force est de l'ordre de 1,481 kN/m, une fois la position de la voûte atteinte (une profondeur de 27,615m), l'effort a pu augmenter jusqu'à 170,858 kN/m. Cette différence correspond à l'effet de voûte dont les contraintes préexistantes sont déviées par l'ouverture de la cavité comme la montre la figure ci-dessous :

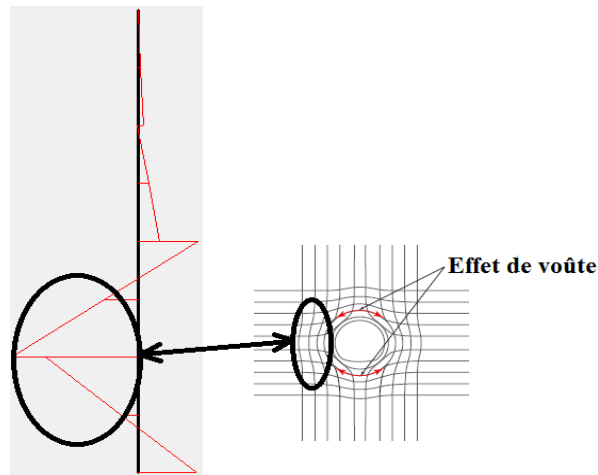


Figure 5.46 : Effet de voûte (Lunardi [2008])

Par ailleurs, la répartition des efforts dans les micropieux selon l'horizontal (yy) est progressive dans sa variation à partir de la surface pour une profondeur de 2,093 m (0,04 kN/m) jusqu'au piédroit où elle touche sa valeur maximale en compression 0,436739 kN/m. Il est intéressant de noter que les efforts dans la direction verticale (yy) présentent des valeurs relativement petites alors que les efforts mesurés dans la direction transversale (xx).

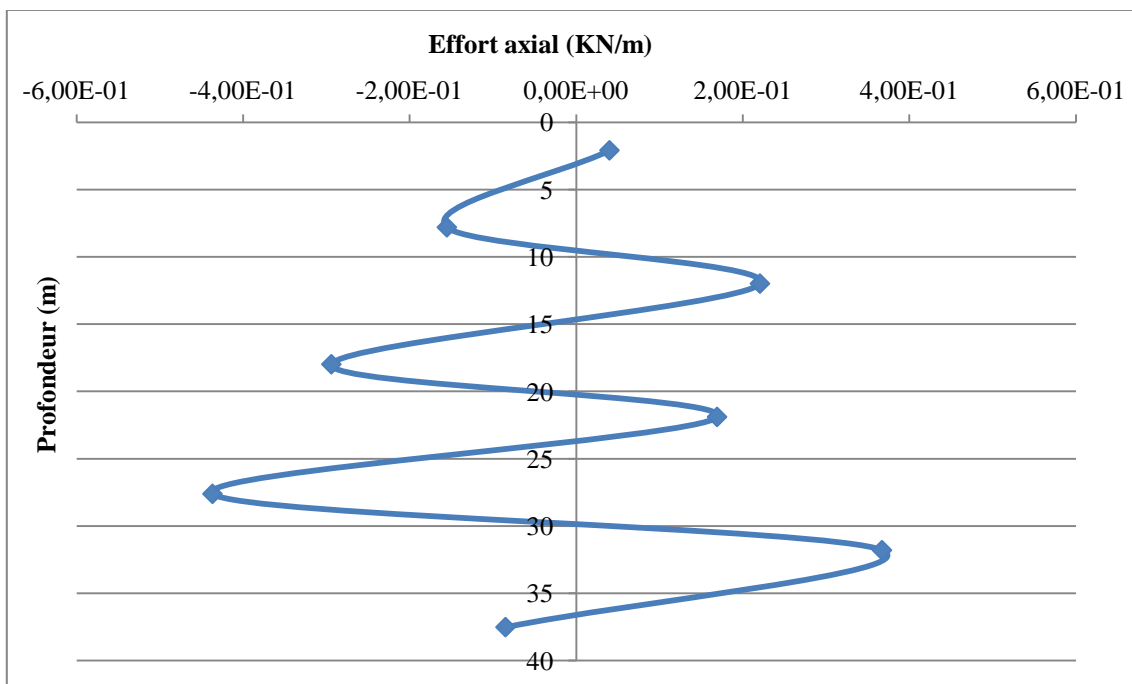


Figure 5.47 : Effort axial N_{yy} sollicitant le renforcement vertical.

En ce qui concerne les forces de cisaillement, l'allure des courbes a été étudiée sur les trois plans (xy), (yz) et (xz).

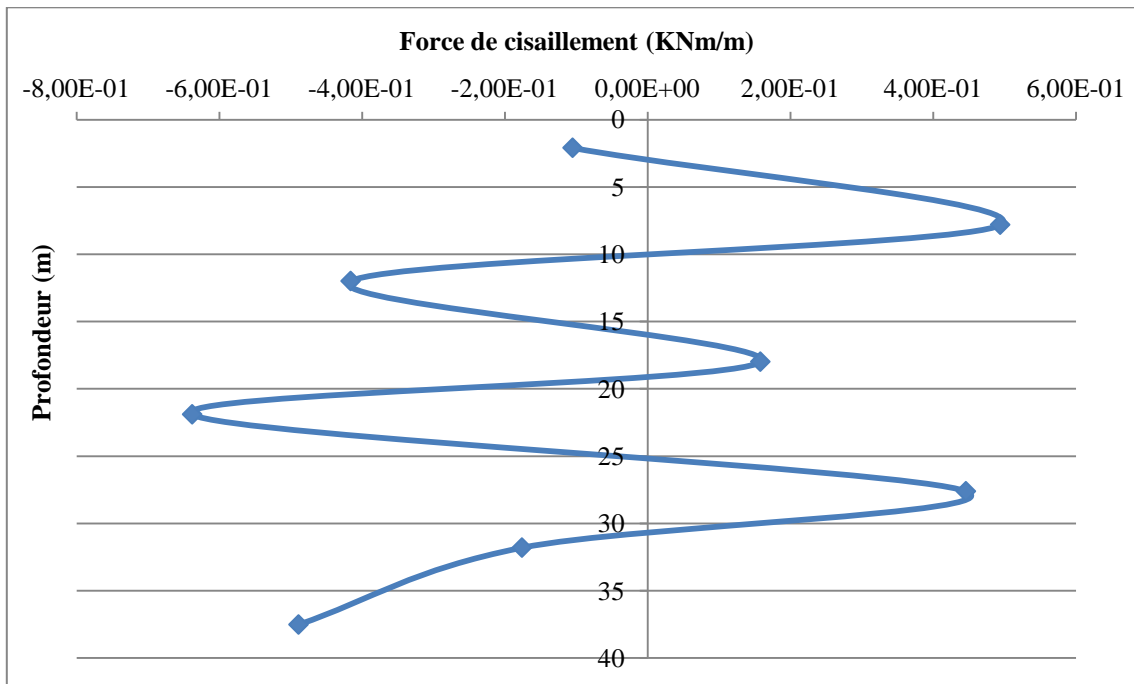


Figure 5.48 : Force de cisaillement sollicitant le renforcement vertical selon (xy).

Les résultats montrent que ces forces atteignent leurs maximums selon les deux plans (xy) et (xz) avec des valeurs de 0,638 kNm/m et 0,586 kNm/m respectivement.

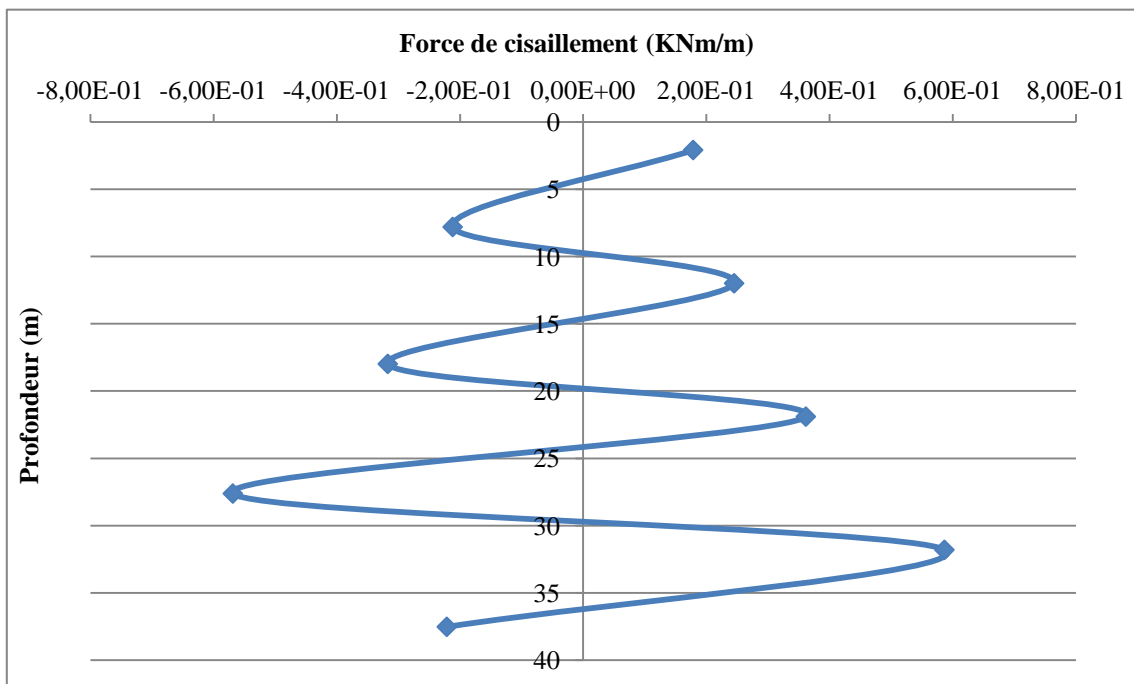


Figure 5.49 : Force de cisaillement sollicitant le renforcement vertical selon (xz).

Quand au plan (yz) on obtient des forces un peu plus petites correspondantes à une valeur maximum de 0,177 kNm/m. On observe également que pour les deux plans (xy) et (xz) la force de cisaillement touche sa valeur maximale au niveau de l'ouverture de la cavité, ce qui peut être expliqué par la déviation du champ de contrainte au cours du creusement.

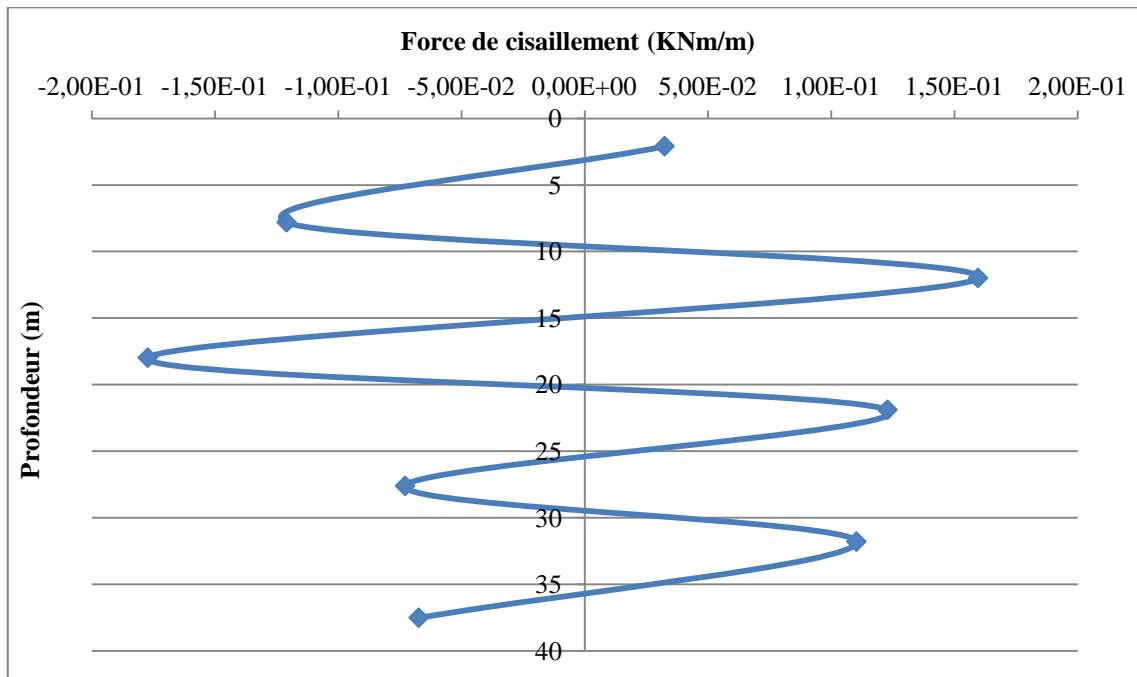


Figure 5.50 : Force de cisaillement sollicitant le renforcement vertical selon (yz).

Les Figures (5.51) et (5.52) présentent les enveloppes des moments fléchissant induits dans les micropieux. Les résultats indiquent que les micropieux sont plus sollicités sur le plan (xx) que sur le plan (yy). Là où les moments fléchissant pouvait touchés une valeur maximum de 0,232 kNm/m sur le plan (xx), cependant ils touchent une valeur maximum de 0,0048 kNm/m sur le plan (yy).

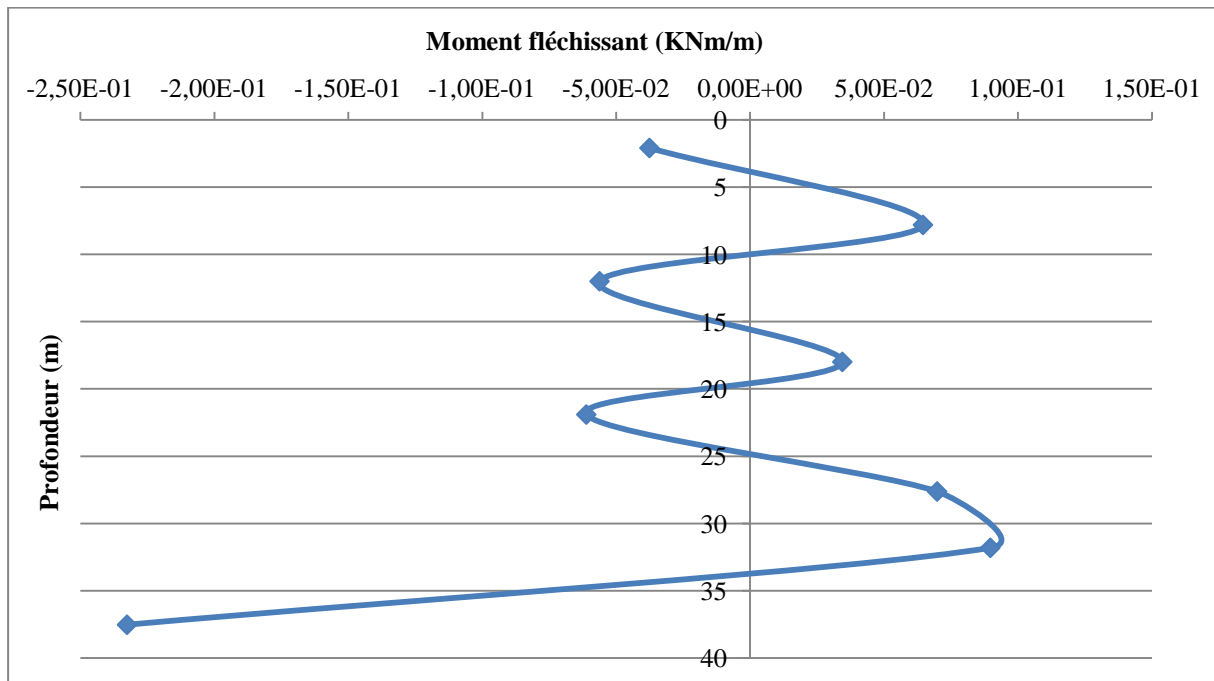


Figure 5.51 : Moment fléchissant sollicitant le renforcement vertical selon (xx).

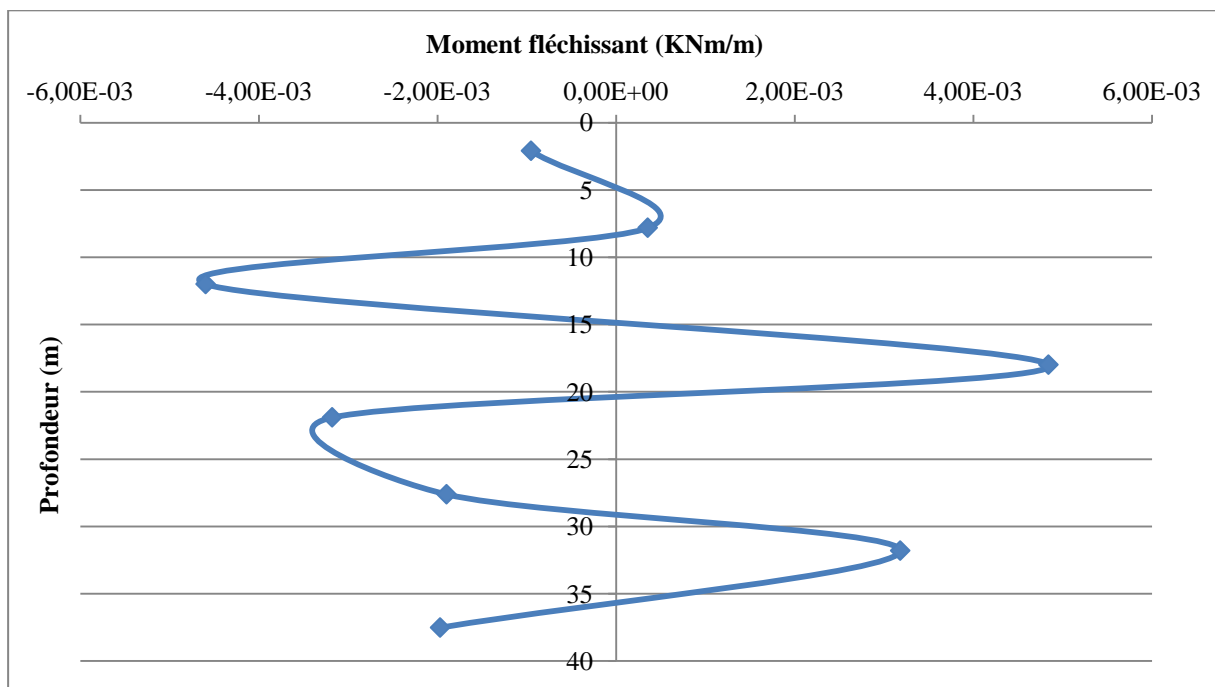


Figure 5.52 : Moment fléchissant sollicitant le renforcement vertical selon (yy).

En ce qui concerne le moment de torsion on obtient une évolution qui varie de 0,0049 KNm/m au niveau de la tête du micropieu jusqu'à 0,0119 KNm/m au niveau de la cavité. Ces moments de torsion seraient probablement le résultat d'un couple de forces exercé d'une part sur la tête du micropieu résulterait de la déviation des contraintes préexistantes dans le terrain et d'autre part dû à la résistance en pointe du micropieu ancré dans le substratum.

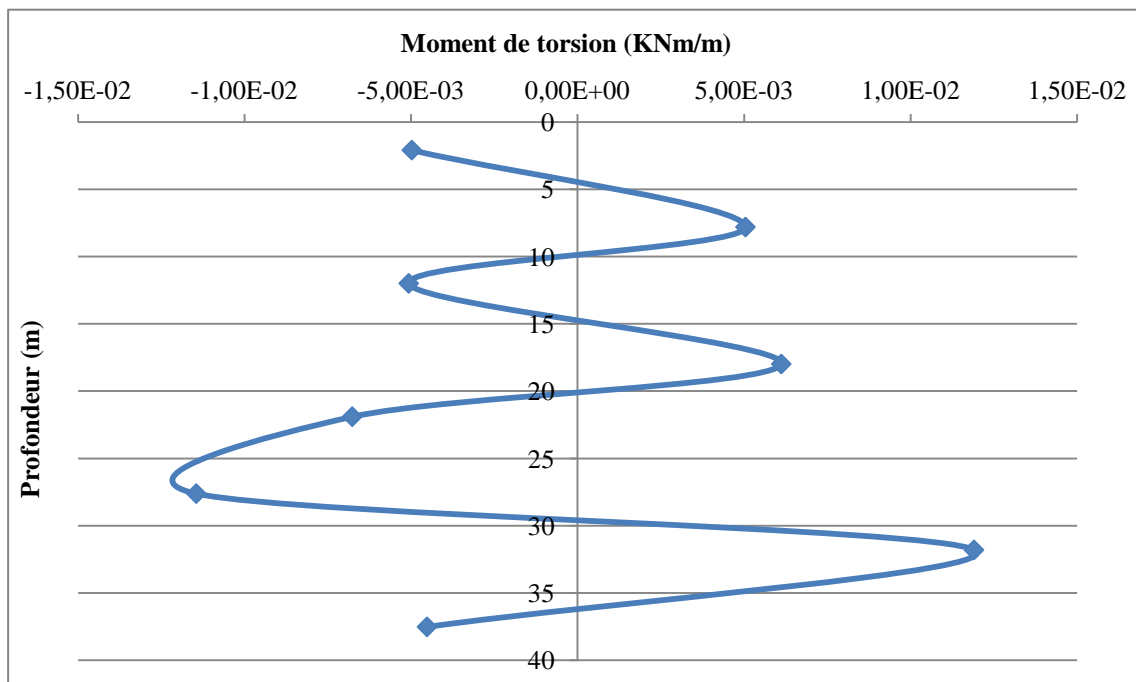


Figure 5.53 : Moment de torsion sollicitant le renforcement vertical.

En complément, nous nous sommes intéressés à l'influence du diamètre des micropieux sur l'évolution des moments de torsion. Pour cela, nous avons tracé les courbes des moments de torsion pour des micropieux de 10 cm et de 25 cm de diamètre. Les moments de torsion sollicitant un micropieu de 25 cm sont plus élevés d'environ 74% en surface et 83% au niveau des parois du tunnel que ceux sollicitant un micropieu de 10 cm.

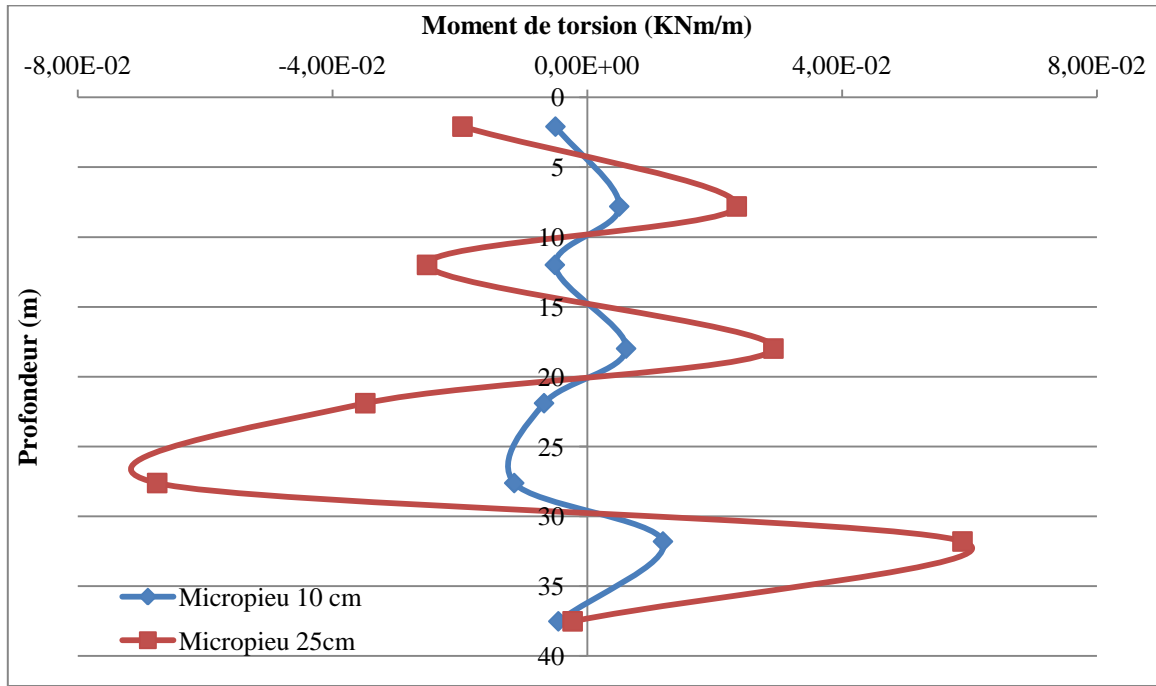


Figure 5.54 : Moment de torsion sollicitant le renforcement vertical selon la section.

5.4.2.10. Evaluation des Déplacements des micropieux

L'analyse à court terme des déplacements des micropieux, constitue un élément clé pour la bonne maîtrise du processus de creusement. Il s'agit d'une étape importante vers l'ouvrage définitif, qui subira au cours de sa réalisation et juste avant la mise en place du soutènement des déplacements additionnelles. Nous proposons donc ci-après un complément d'étude examinant les déplacements dans les micropieux.

La modélisation 3D a montré que les déplacements sont concentrés autour de la cavité, elles atteindront leurs valeurs maximales dans le sens vertical y à l'axe du creusement. En particulier les déplacements se manifestent sur la zone du piédroit du tunnel à partir de la clé de voûte jusqu'au radier. En arrière du front de taille et dans l'axe Z on retrouve une stabilité des mouvements (car le noyau d'avancement est déjà renforcé par un boulonnage frontal qui contrôle les déplacements dans ce sens).

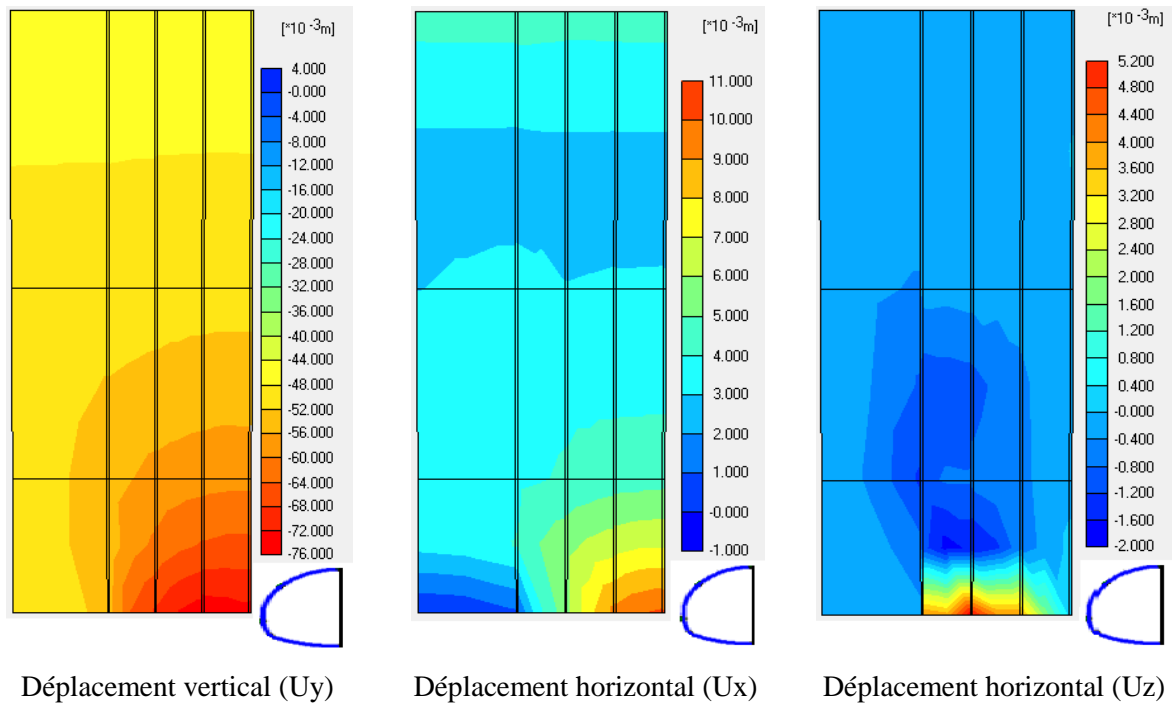


Figure 5.55 : Différentes zones de mouvements observées dans les micropieux.

5.4.2.11. Développement de la plasticité dans le massif

La zone plastique provoquée par l'excavation de tunnel peut être évaluée en utilisant la théorie de déformation en plastique. Selon le Bray [1967], Fenner [1938] et Kastner [1962], l'extension de la zone plastique à partir de l'excavation du tunnel peut être évaluée par

$$l'équation suivante : R_e = R_0 \left(\frac{\sigma_{v0} (1 - \sin \phi) - c (\cos \phi - \cos \phi)}{p + c \cot \phi} \right)^{\frac{1}{K_p - 1}} \quad (5.10)$$

Avec R_0 le rayon de tunnel, σ_{v0} la contrainte verticale initiale, p la pression du micropieu, est K_p est coefficient de poussée des terres au repos.

Dans notre cas on a procédé à l'étude l'extension de la zone plastique par l'analyse des forces axiaux au niveau des micropieux installés à partir des parois de la cavité jusqu'à une largeur de 4,5m.

L'analyse des résultats de la répartition des efforts axiaux sur le plan (xx) pour les différents micropieux montre que le chargement maximal est sur le premier et le deuxième micropieu, suivi ensuite par une décroissance des forces axiales pour les deux derniers micropieux relativement significative en termes de réduction de la zone plastique. Cette zone est alors rejetée plus en arrière des pénétrations du tunnel.

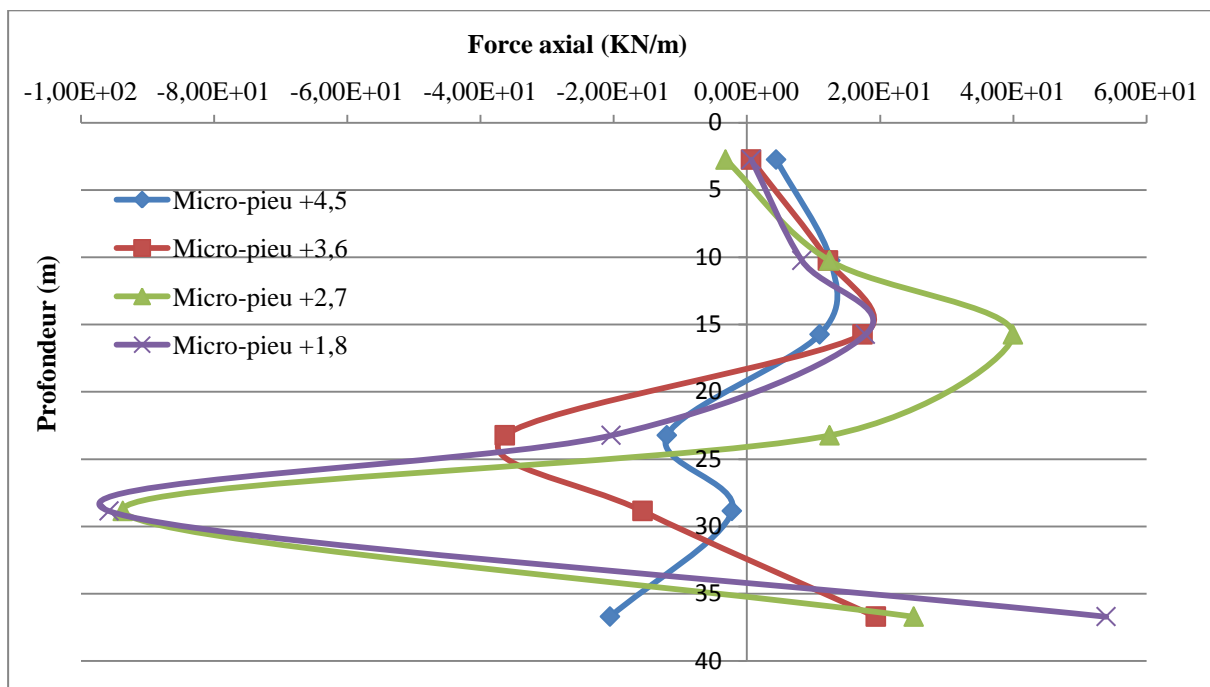


Figure 5.56: Evolution du chargement dans les micropieux (force axiale Nxx)

Cependant, sur le plan (yy) la distribution des forces axiales est pratiquement identique pour les quatre micropieux. Celle-ci a atteint sa valeur maximale en compression 0,481416 kN/m pour le premier pieu au niveau du piédroit de la cavité.

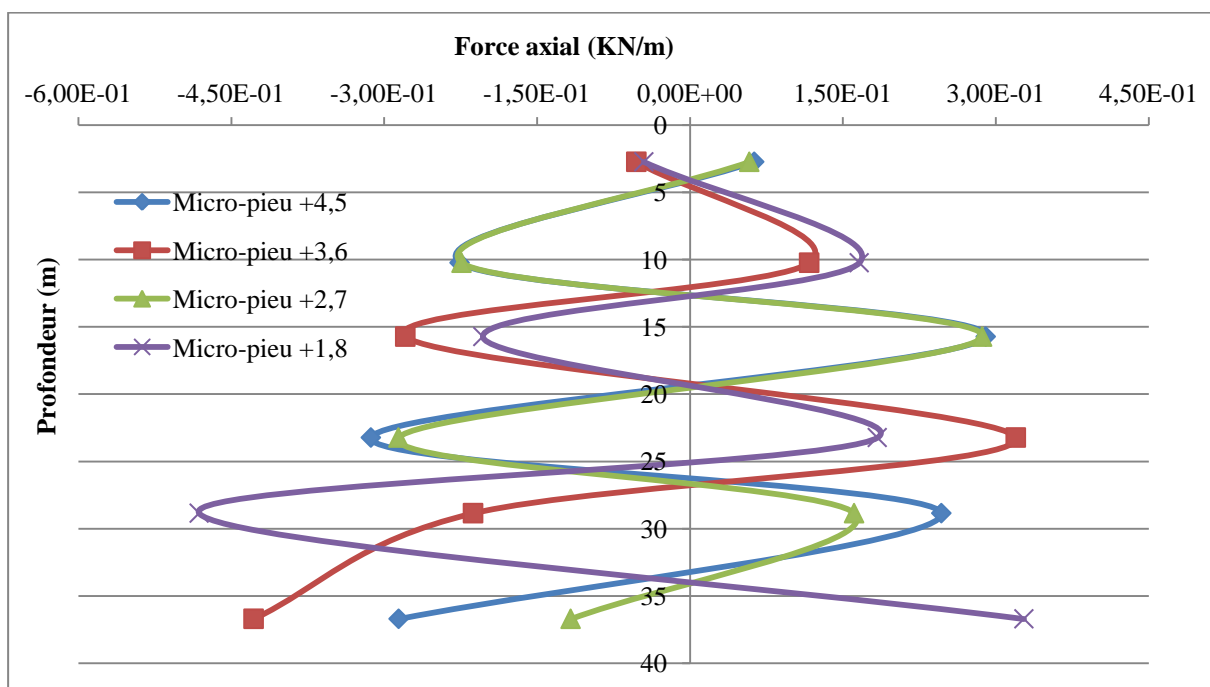


Figure 5.57: Evolution du chargement dans les micropieux (force axiale Nyy)

5.5. Validation du modèle numérique

Dans cette partie, une étude sur la validation des deux modèles numériques développés dans ce chapitre est réalisée en confrontant ses prédictions aux mesures in situ proviennent du

chantier du tunnel T4 de l'autoroute Est-Ouest. Ces mesures concernent les mouvements d'extrusion du front, les déplacements horizontaux et verticaux ainsi que les différentes sollicitations induites dans le soutènement provisoire.

5.5.1. Comparaison avec des données in situ

Les données in situ des déplacements, de contraintes internes et des sollicitations dans le soutènement provisoire qui sont utilisées dans ce paragraphe proviennent du chantier du tunnel T4 de l'autoroute Est-Ouest et ont été recueillies grâce à l'aimable collaboration de Mr. Bachir Ghaleb, ingénieur chez l'agence nationale des autoroutes.

5.5.1.1. Mesures à l'intérieur du tunnel

Les deux tubes comporte des stations de convergence-déformation, chaque section comprend 03 à 05 points en fonction du phasage des travaux (3 points au niveau de la calotte et 2 points au niveau du stross). D'abord, une comparaison des mesures de ces stations a été menée avec les résultats des modèles numériques. Les résultats de la confrontation des deux méthodes sont bons, avec une erreur relative comprise entre 1% et 18% selon la section étudiée.

A chaque nouvelle excavation du front, le sol subit des perturbations qui se manifestent, entre autre, par l'augmentation de l'extrusion à un point donné, devant le front. Pour connaître au mieux la réponse du terrain face à l'avancement du front de taille, le comité de pilotage effectue des mesures d'extrusion chaque jour (c'est-à-dire pour une longueur d'excavation donnée donc pour un emplacement du front donné). Ces mesures sont comparées avec les calculs numériques réalisés avec le logiciel de calcul Plaxis3D. Les prévisions du modèle donnent d'excellents résultats puisque l'erreur relative concernant l'extrusion au front est comprise entre 7% et 23 %. De plus, le profil des déplacements devant le front mesuré sur chantier est relativement proche de celui prédit par le modèle.

A cela s'ajoute deux types de jauge ont été installés au niveau des tubes de ce tunnel :

- Jauges installées sur cintre (HEB 200)
- Jauges sur béton projeté

En ce qui concerne les différentes sollicitations induites dans le soutènement provisoire sur tout le contour de la cavité, les résultats de la comparaison sont guère satisfaisants puisque les prévisions sont 10% à 100% plus grandes que les mesures, respectivement dans le cas sans et avec micropieux.

5.5.1.2. Mesures à l'extérieur du tunnel

Les mouvements enregistrés par les inclinomètres ont été comparés avec les résultats numériques des tassements en surface trouvés. Les résultats de la confrontation sont bons, avec une erreur relative comprise entre 6% et 31% selon la section étudiée.

5.6. Conclusion

La modélisation par éléments finis avec pré-soutènement nous a permis de retrouver les principaux résultats issus de la littérature sur la stabilité du front de taille. L'influence du renforcement du front de taille par boulonnage ainsi que du renforcement de la faible couverture par micropieux a été analysée dans des conditions axisymétriques et nous a permis d'observer les phénomènes suivants :

- l'étude paramétrique sur l'influence des paramètres rhéologiques a montré que la cohésion, le module de Young et le coefficient de poussée des terres au repos ont une influence déterminante sur les calculs des différents déplacements obtenus par la méthode des éléments finis, d'où la nécessité d'une bonne détermination de ces paramètres.
- Le renforcement par boulonnage est capable de réduire d'environ 90 % l'extrusion du front de taille en cas de boulonnage dense.
- L'influence de la longueur du boulonnage se limite à un peu plus d'un rayon du tunnel. Au delà de cette dimension, cette influence tend à disparaître pour une valeur varie entre 0,5D et 0,6D conformément aux résultats de Kamata et Mashimo [2003], Yoo et Shin [2003] dans un sable et Bin Li et al [2015].
- la maîtrise de l'extrusion au front de taille par un boulonnage très dense ne suffit pas à garantir un faible niveau de tassement pour la partie de faible couverture parce que les sollicitations rencontrées dans le cadre des tunnels superficiels sont en général bien supérieures.
- Le renforcement par boulonnage frontal présente plus d'efficacité s'il est placé au périphérique du tunnel que son emplacement près du centre du tunnel. Cette conclusion confirme celles trouvés par (Calvello and Taylor [1999]) sur modèle réduit tridimensionnel sous gravité terrestre et de Bin Li et al [2015] dans son étude numérique tridimensionnelle.
- Le renforcement du front de taille est insuffisant pour contrôler les déplacements de la totalité de l'excavation, au moins s'il est utilisé seul. Il est possible que son impact sur les tassements soit plus significatif s'il est utilisé en combinaison avec le renforcement vertical en micropieux pour les zones de faible couverture.

- L'influence du pré-soutènement de la partie excavée sous faible couverture sur la réponse des mouvements engendrés a été également étudiée. La modélisation numérique tridimensionnelle a montré que le pré-soutènement par des micropieux est utile pour améliorer la stabilité du tunnel pendant l'excavation en terre meuble et sous faible couverture. Cette technique engendre une diminution d'environ 50% des déplacements verticaux et de 43% des tassements en surface étant donné que ces résultats ont été également trouvés par D.H. Seo et al [2014]. Une réduction moyenne de contraintes de cisaillement de 58% a également été observée, cette réduction, en effet, apparaît être strictement lié à l'amélioration de la résistance de cisaillement du massif renforcé.
- Il faut cependant souligner les réductions très élevées des différentes sollicitations dans le soutènement provisoire, variant de 70% à 98%, (efforts axiaux, moments fléchissant, moment de torsion).
- L'effet du pré-soutènement est toujours bien marqué sur les courbes des déplacements, puisqu'il stoppe l'évolution des zones plastiques et stabilise finalement les mouvements de la galerie.
- L'enveloppe des efforts axiaux dans les micropieux selon l'horizontal (xx) est caractérisé par une différence dans la répartition. Cette dernière atteint sa valeur maximale au niveau du piédroit du tunnel, correspond à l'effet de voûte dont les contraintes préexistantes sont déviées par l'ouverture de la cavité.
- La technique de pré-soutènement par les micropieux permet de créer artificiellement l'effet de voûte pour garantir la sécurité de l'ouvrage à court et à long terme.

Conclusion et perspectives

L'objectif du travail de recherche présenté dans cette thèse est l'étude de l'influence d'un renforcement par boulonnage frontal et vertical d'un tunnel. Pour ce faire, différentes approches ont été menées, en utilisant des outils numérique simplifiés, développés pour évaluer l'apport du boulonnage sur la maîtrise des mouvements de la cavité ainsi que sur l'amélioration de sa stabilité.

Analyse bibliographique

L'étude bibliographique est scindée en trois chapitres, elle a permis de mettre en évidence les points suivants :

Les ouvrages souterrains sont des projets coûteux, leur réalisation nécessite la collaboration de plusieurs spécialistes dont le rôle est d'assurer chaque étape du projet. Grâce au progrès scientifique, les techniques et les méthodes de conception et de construction des ouvrages souterrains se sont beaucoup développés et améliorées au cours des dernières années. Néanmoins, le risque fait toujours partie de chaque étape d'un projet souterrain. Le choix de la méthode de réalisation, du soutènement provisoire et du revêtement définitif sont fait en fonction des conditions topographiques, géologiques et géotechniques.

Les mouvements dans le sol sont liés aux différentes phases de construction, donc la connaissance de ces phases permet de contrôler et de limiter les mouvements de sol. Seule l'approche tridimensionnelle permet de représenter dans toute sa complexité un massif de sol et l'ouvrage souterrain, cependant, cette technique n'est pas assez développée aujourd'hui à cause de la complexité du maillage, le temps de calcul, et du manque de codes de calcul fiables pour pouvoir largement appliquer cette méthode de prédiction. Le calcul tridimensionnel reste pour l'instant un objet de recherche et n'est employé que lors de situations spécifiques.

Le comportement d'un massif renforcé par boulonnage frontal est complexe et nécessite la prise en compte des transferts d'efforts à l'interface sol/inclusions. Les approches de type calcul à la rupture visent à déterminer les limites d'équilibre du massif, mais ne renseigne pas sur son niveau de déformation. Les modélisations en déformation simplifiées, prenant en compte le boulonnage de façon indirecte (par l'approche d'homogénéisation et par l'amélioration de certaines caractéristiques du terrain) sont parfois approximatives car basées sur des hypothèses fortes telles que l'adhérence parfaite. Les modélisations numériques prenant en compte le sol, le boulon et l'interface séparément semblent être les plus fiables mais leur mise en œuvre demeure relativement longue et coûteuse. A cela s'ajoute

l'importance des techniques de pré-soutènement des tunnels sous faible couverture qui permis de réduire les tassements de surface et améliorer la stabilité du front de taille d'un tunnel creusé sous faible couverture dans des terrains médiocres.

Modèles numériques développés

Dans ce travail, deux modèles permettant la caractérisation, à la fois du comportement d'un tunnel renforcé par boulonnage frontal et vertical ont été proposés. Ces deux modèles ont été implémentés dans Plaxis 3D afin d'analyser le comportement du tunnel T4 de l'autoroute Est-Ouest en Algérie.

L'influence du front de taille a été analysée dans des conditions axisymétriques et nous a permis de mettre en évidence l'influence déterminante du boulonnage frontal dans le control des mouvements d'extrusion au niveau du front, cette technique de pré-soutènement est capable de réduire d'environ 90 % l'extrusion du front de taille dont 80% se situent dans les premiers cinq mètres après le renforcement. Cependant le boulonnage même à densité élevée ne permet pas de conserver le massif dans un état purement élastique, car une partie des déformations plastiques aura lieu. Ainsi l'extrusion au niveau du front diminue avec l'augmentation de la longueur des boulons, dont la longueur minimale est défini par l'intervalle de 50% à 60% du diamètre du tunnel. Or en phase de travaux d'excavation, on observe une importante influence du choix des passes d'avancement. Bien qu'une passe d'avancement d'un mètre présente un gain de temps et de déformations acceptables, cependant, pour plus de sécurité durant la réalisation du projet, un pas d'avancement de 0,75m a été utilisé.

La réalisation des simulations numériques dans la zone de faible couverture a montré que le renforcement par des micropieux est utile pour réduire le tassement en surface et améliorer la stabilité du front de tunnel pendant l'excavation en terre meuble et sous faible couverture. Cette technique engendre une diminution d'environ 50% des déplacements verticaux, de 43% des tassements en surface et une réduction moyenne de contraintes de cisaillement de 58%. D'autre part il s'est avéré l'importance des facteurs de longueur, espacement et la surface horizontal d'installation des micropieux dans la réduction des tassements en surface, des déplacements verticaux et horizontaux.

Ce renforcement vertical engendre également dans le soutènement provisoire, des réductions très élevées des différentes sollicitations, variant de 70% à 98%, (efforts axiaux, moments fléchissant et moments de torsion).

Enfin, le creusement d'un tunnel dévie les contraintes existantes dans le milieu vers l'extérieur du tunnel et les canalisant devant le front de taille et autour de la cavité. Cette

déviations crée une zone d'effort accru autour des piédroits de l'excavation qui est à l'origine des différentes sollicitations induites dans les micropieux dans les trois plans horizontaux.

Perspectives

Quelques tentatives de validation des deux modèles adoptés dans notre étude en les confrontant à l'expérience ont été proposées mais les conclusions restent toutefois partielles. Davantage d'observations de chantiers réels sont donc nécessaires pour mieux comprendre toutes les finesses du comportement d'un tel ouvrage et affiner les conclusions de cette première étude, et éventuellement apporter des améliorations au modèle numérique.

Concernant les mesures de déplacements, de contraintes internes et des sollicitations dans le soutènement provisoire semblent très fiables et les résultats de la modélisation ainsi obtenus donnent des informations précieuses sur les mouvements de terrain et la stabilité du tunnel au cours des travaux de réalisation. De telles mesures pourraient facilement être mises en œuvre dans d'autres études expérimentales.

De futurs essais pour le développement d'un modèle réduit tridimensionnel sous gravité terrestre permettraient d'étudier l'influence de ces deux techniques de pré-soutènement. Des essais sous conditions contrôlées qui permet de faire varier facilement plus de paramètres.

Références bibliographiques

AFTES. Recommandations relatives : Tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain. N° p : 132. 1995.

AFTES. Recommendations on the characterization of rock masses useful for the design and the construction of underground structures. Paris: 2003.

AFTES. Texte des recommandations pour : Le choix des paramètres et essais géotechniques utiles à la conception, au dimensionnement et à l'exécution des ouvrages creusés en souterrain. N° p : 22. 1994.

Aksoy CO, Onargan T. The role of umbrella arch and face bolt as deformation preventing support system in preventing building damages. *Tunnelling and Underground Space Technology* 25 (2010) 553-559.

AL Abram. Etude sur modèle réduit bidimensionnel du champ de déplacement induit par le creusement d'un tunnel à faible profondeur. Interaction avec les ouvrages existants, Thèse Génie Civil, Lyon : INSA de Lyon, 1998, 268p.

Alessandra Paternesi, Helmut F. Schweiger, Giuseppe Scarpelli. Numerical analyses of stability and deformation behavior of reinforced and unreinforced tunnel faces. *Computers and Geotechnics* 88 (2017) 256-266.

Al Hallak R. 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 Chaussées, 1999, 229 p.

Anagnostou G, Perazzelli P. Analysis method and design charts for bolt reinforcement of the tunnel face in cohesive-frictional soils. *Tunnelling and Underground Space Technology* 47 (2015) 162-181.

A N Dancygier, Y S Karinski, A Chacha. A model to assess the response of an arched roof of a lined tunnel. *Tunnelling and Underground Space Technology* 56 (2016) 211-225.

Barla G. Full-face excavation of large tunnels in difficult conditions. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 8 (2016) 294-303.

Benamar I. Etude des effets différés dans les tunnels profonds. Thèse de Doctorat. L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1996, 205 p.

Bernat S. "Modélisation du creusement d'un tunnel en terrain meuble", Qualification sur chantier expérimental, 1996. PhD thesis, Ecole Central de Lyon.

Berthoz N. Modélisation physique et théorique du creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles homogènes et stratifiés. Thèse de doctorat, L'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, 2012, 144 p.

Bin Li, Y. Hong, Bo Gao, Tai Yue Qi, Zheng Zheng Wang, Ji Ming Zhou. Numerical parametric study on stability and deformation of tunnel face reinforced with face bolts. *Tunnelling and Underground Space Technology* 47 (2015) 73-80.

Boidy É. Modélisation numérique du comportement différé des cavités souterraines. Thèse de doctorat. L'université JOSEPH FOURIER -GRENOBLE I- 2002, 315 p.

Boubou R. Prise en compte du mode de pressurisation du front et de la géologie dans l'étude de l'impact du creusement de tunnels. Thèse de doctorat. Lyon : Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2010, 259 p.

Cem A. Modélisation numérique du creusement d'un tunnel à l'aide d'un bouclier à pression de boue, thèse de doctorat. L'école nationale des ponts et chaussées 1995, 451 p.

Charmetton S. Renforcement des parois d'un tunnel par des boulons expansifs retour d'expérience et étude numérique. Thèse de doctorat. L'école centrale de Lyon 2001, 249 p.

Cheng CY, Dasari GR, Chow YK, Leung CF. Finite element analysis of tunnel-soil-pile interaction using displacement controlled model. *Tunnelling and Underground Space Technology* 22 (2007) 450–466.

Dar Al-Handasah (Shair and Partners). “Documents d'autoroute Est Ouest Lot Unique Est”. Consortium Japonais pour L'autoroute Algérienne COJAAL 2008.

D H Seo, T.H. Lee, D.R. Kim, J.H. Shin. Pre-nailing support for shallow soft-ground tunneling. *Tunnelling and Underground Space Technology* 42 (2014) 216–226.

Dias D. Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage. Etude numérique et application à un cas réel en site urbain. Thèse de doctorat. Lyon : Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 1999, 320 p.

Dolzhenko N. Etude expérimentale et numérique de modèle réduit bidimensionnel du creusement d'un tunnel. Développement d'une loi de comportement spécifique. Thèse de doctorat. Lyon : Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2002, 300 p.

Dubois P. Boulonnage radial et boulonnage de front : dimensionnement et expérimentations. J. Etd. CETU coordonnée par P. Dubois, 9 oct, Centre d'Etudes des Tunnels, Bron, 2001.

Egger P, Subrin D, Wong H. Behavior of a tunnel head reinforced by bolting: experimental study and theoretical modeling, International Conference on Geotechnical & Geological Engineering, Melbourne, Australia 2000.

Funatsu T, Hoshino T, Sawae H, Shimizu N. Numerical analysis to better understand the mechanism of the effects of ground supports and reinforcements on the stability of tunnels using the distinct element method. *Tunnelling and Underground Space Technology* 23 (2008) 561–573.

Galli G, Grimaldi A, Leonardi A. Three-dimensional modelling of tunnel excavation and lining, *Computers and Geotechnics* 31 (2004) 171–183.

Gilleron N. 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, 2016, 227 p.

Greuell E. Etude du soutènement des tunnels par boulons passifs dans les sols et les roches tendres, par une méthode d'homogénéisation. Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique, 1993, 200 p.

Guan Z, Jiang Y, Tanabasi Y. Ground reaction analyses in conventional tunneling excavation. *Tunnelling and Underground Space Technology* 22 (2007) 230–237.

Hejazi Y, Dias D, Kastner R. Impact of constitutive models on the numerical analysis of underground constructions. *Acta Geotechnica* (2008) 3:251–258.

Hisatake M, Ohno S. Effects of pipe roof supports and the excavation method on the displacements above a tunnel face. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23 (2) (2008) 120-127.

Hounyevou Klotoé C, Bourgeois E. Three dimensional finite element analysis of the influence of the umbrella arch on the settlements induced by shallow tunneling. *Computers and Geotechnics* 110 (2019) 114–121.

Hounyevou Klotoé C. Modélisation de l'influence des techniques de pré-soutènement sur les tassements provoqués lors du creusement des tunnels peu profonds. Thèse de doctorat. Université Paris-Est, Ecole Doctorale : Sciences, Ingénierie et Environnement, 2017, 195 p.

H J Zhang, Z Z Wang, F Lu, G Y Xu, W G Qiu. Analysis of the displacement increment induced by removing temporary linings and corresponding countermeasures. *Tunnelling and Underground Space Technology* 73 (2018) 236–243.

Idris J. Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains – Méthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique. Thèse de doctorat : Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy, 2007, 214 p.

Janin J P, Dias D, Emeriault F, Kastner R, Le Bissonnais H, Guilloux A. Numerical backanalysis of the southern Toulon tunnel measurements: a comparison of 3D and 2D approaches. *Engineering Geology* 195 (2015) 42–52.

Janin J P. Tunnels en milieu urbain : Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré-soutènements (renforcement du front de taille et voûte-parapluie). Thèse de doctorat. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2012, 267 p.

Jinfeng Zou, Guanghui Chen, Zehang Qian*. Tunnel face stability in cohesion-frictional soils considering the soil arching effect by improved failure models. *Computers and Geotechnics* 106 (2019) 1–17.

J S Jeon, C D Martin*, D H Chan, J S Kim. Predicting ground conditions ahead of the tunnel face by vector orientation analysis. *Tunnelling and Underground Space Technology* 20 (2005) 344–355.

Juneja A, Hedge A, Lee FH, Yeo CH. Centrifuge modelling of tunnel face reinforcement using forepoling. *Tunnelling and Underground Space Technology* 25 (2010) 377-381.

Jun Wu, Shao-Ming Liao, Meng-Bo Liu. An analytical solution for the arching effect induced by ground loss of tunneling in sand. *Tunnelling and Underground Space Technology* 83 (2019) 175–186.

Kamata H, Mashimo H. Centrifuge model test of tunnel face reinforcement by bolting. *Tunnelling and Underground Space Technology* 18 (2003) 205–212.

Kamran Maleki. Contribution à l'étude du comportement des micropieux isolés et en groupe. PhD Thesis. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995, 350 p.

Kleine A. Modélisation numérique du comportement des ouvrages souterrains par une approche viscoplastique. Thèse de doctorat : Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy, 2007, 313 p.

Ki-II Song, Gye-Chun Cho, Seok-Bue Chang, In-Mo Lee. Beam–spring structural analysis for the design of a tunnel pre-reinforcement support system. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 59 (2013) 139–150.

Kitchah F, Benmebarek S. Finite difference analysis of an advance core pre-reinforcement system for Toulon's south tube. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 8 (2016) 703-713.

Kitchah F. Contribution a la modélisation numérique du front de tunnel renforce par boulonnage. Thèse de doctorat. Université Mohamed Khider – Biskra, 2017, 151 p.

Kiyoshi Kishida, Ying Cui, Masaichi Nonomura, Tomomi Iura, Makoto Kimura. Discussion on the mechanism of ground improvement method at the excavation of shallow overburden tunnel in difficult ground. *Underground Space* 1 (2016) 94–107.

Leblais Y, Andre D, Chapeau C, et al. Tassement lié au creusement des ouvrages en souterrain. *Tunnels et ouvrages souterrains*, Novembre/Décembre 1995, n° 132, pp. 379-386.

Leca E. Développement d'outils de calcul pour le dimensionnement des tunnels creusés en terrains meubles. Thèse d'habilitation à diriger des recherches, Université de Lille, 1997 :83 p.

Li, X.Z. Field and numerical investigation of open-face tunnelling in soft rock reinforced by face bolting. Ph.D. thesis, Chang'an University, China, 2007.

Lunardi P F. Design and construction of tunnels, Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soil. Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2008.

Maghous S, Bernaud D, Couto E. Three-dimensional numerical simulation of rock deformation in bolt-supported tunnels: A homogenization approach. *Tunnelling and Underground Space Technology* 31 (2012) 68–79.

Möller S C. Tunnel induced settlements and structural forces in linings. Doctoral thesis. Institut für Geotechnik, Stuttgart, 2006, 141 p.

Mollon G. Etude déterministe et probabiliste du comportement des tunnels. Thèse de doctorat. Lyon : Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2010, 387 p.

Mroueh H. Tunnels en site urbain: Modélisation numérique et interaction creusement-ouvrages existants. Thèse de doctorat : Génie Civil: Ecole Centrale de Lille: 1998, 132 p.

Ngoc-Anh D, Dias D, Oreste P, Djeran-Maigre I. 2D Tunnel Numerical Investigation: The Influence of the Simplified Excavation Method on Tunnel Behaviour. *Geotech Geol Eng* (2014) 32:43–58.

Oreste P. Face stabilization of deep tunnels using longitudinal fibreglass dowels. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 58 (2013) 127–140.

Oreste P P, Dias D. Stabilisation of the excavation face in shallow tunnels using fibreglass dowels. *Rock Mechanics and Rock Engineering* (2012) 45:499–517.

Peila D. A theoretical study of reinforcement influence on the stability of tunnel face, *Geotechnical and geological engineering*, 1994, № 12, pp. 145-168.

Peila D, Oreste P P and Pelizza S. Study of the influence of sub-horizontal fiber-glass pipes on stability of a tunnel face, *North American tunnelling*, Rotterdam: Balkema, 1996, pp. 425-432.

Purwodihardjo, A. Modélisation des déformations différées lors du creusement des tunnels. Thèse de doctorat : l'école centrale de Lyon, 2004, 234 p.

Roméo Francis. Etude du comportement mécanique de micropieux modèles en chambre d'étalonnage. Application aux effets de groupe. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995, 383 p.

Rowe RK, Lo KY, Kack GJ. A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground. *Canadian Geotechnical Journal* 1983; 20(1): 11-22.

Saeid R. Dindarloo, Elnaz Siami-Irdemoosa. Maximum surface settlement based classification of shallow tunnels in soft ground. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 49 (2015) 320–327.

Sharifzadeh M, Kolivand F, Ghorbani M, Yasrobi S. Design of sequential excavation method for large span urban tunnels in soft ground – Niayesh tunnel. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 35 (2013) 178–188.

Shin JH, Choi YK, Kwon OY, Lee SD. Model testing for pipe-reinforced tunnel heading in a granular soil. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23 (2008) 241-250.

Sliteen I. Modélisation tridimensionnelle du comportement sismique des tunnels en terrain meuble. Thèse de doctorat. Lille : L'Université Lille1 Sciences et Technologies, 2013, 140 p.

Sterpi D, Rizzo F, Renda D, Aguglia F, L. Zenti Carla. Soil nailing at the tunnel face in difficult conditions: A case study. *Tunnelling and Underground Space Technology* 38 (2013) 129–139.

Subrin D. Etudes théoriques sur la stabilité et le comportement des tunnels renforcés par boulonnage. Thèse de doctorat. Lyon : Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2002, 196 p.

Svoboda T, Mašín D. Convergence-confinement method for simulating NATM tunnels evaluated by comparison with full 3D simulations. In 11th International Conference Underground Construction Prague - Transport and City Tunnels, Prague, Czech Republic 2010a: p. 795-801.

Svoboda T, Mašín D, Boháč J. Class A predictions of a NATM tunnel in stiff clay. *Computers and Geotechnics* 37 (2010) 817-825.

The Manh VU. Comportement des tunnels en terrains tectonisés -Application à la liaison ferroviaire Lyon-Turin. Thèse de doctorat. Ecole des Ponts ParisTech, 2010, 214 p.

Tonon F. Sequential excavation, NATM and ADECO: What they have in common and how they differ. *Tunnelling and Underground Space Technology* 25 (2010) 245–265.

Tran manh H. Comportement des tunnels en terrain poussant. Thèse de doctorat. Paris : l'École des Ponts ParisTech (ENPC), 2014, 194 p.

Trompille V. Etude expérimentale et théorique du comportement d'un tunnel renforcé par boulonnage frontal. Thèse de doctorat. Lyon : Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2003, 219 p.

Verruijt A, and Booker J R. Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane. *Géotechnique*, (1996), 46 (4), 753-756.

Wang H, Jia J, Kang H. Analytical approach and field monitoring for mechanical behaviors of pipe roof reinforcement. *J. Cent. South Univ. Technol.* 2009:vol 16;pp. 827–834.

Wong, H. Subrin, D. and Jassionnesse, C. Comportement du front de taille d'un tunnel renforcé par des inclusions en fibre de verre, modèle analytique, 4ème réunion annuelle, 1997, GE097, Aussois, pp. 133-147.

Wong H, Subrin D, Dias D. Extrusion movements of a tunnel head reinforced by finite length bolts – a closed-form solution using homogenization approach. *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2000; 24:533-565.

Xuezhen Wu, Yujing Jiang, Zhenchang Guan, Bin Gong. Influence of confining pressure-dependent Young's modulus on the convergence of underground excavation. *Tunnelling and Underground Space Technology* 83 (2019) 135–144.

X X Kong, Q S Liu, Q B Zhang, Y X Wu, J Zhao. A method to estimate the pressure arch formation above underground excavation in rock mass. *Tunnelling and Underground Space Technology* 71 (2018) 382–390.

Y Hong, M A Soomro, C W W Ng, L Z Wang, J J Yan, B Li. Tunnelling under pile groups and rafts: Numerical parametric study on tension effects. *Computers and Geotechnics* 68 (2015) 54–65.

Ying Cui, Kiyoshi Kishida, Makoto Kimura. Prevention of the ground subsidence by using the foot reinforcement side pile during the shallow overburden tunnel excavation in unconsolidated ground. *Tunnelling and Underground Space Technology* 63 (2017) 194–204.

Yoo C, Shin H K. Deformation behaviour of tunnel face reinforced with longitudinal pipes—laboratory and numerical investigation. *Tunnelling and Underground Space Technology* 18 (2003) 303–319.

Yeo C H, Lee F H, Tan S C et al. Three dimensional numerical modelling of a NATM tunnel. *International Journal of the JCRM*, March 2009, vol. 5, n° 1, pp. 33-38.

Zou Jin-feng, Qian Ze-hang, Xiang Xin-hai, Chen Guang hui. Face stability of a tunnel excavated in saturated nonhomogeneous soils. *Tunnelling and Underground Space Technology* 83 (2019) 1–17.