

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 Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de génie civil et Hydraulique
Ref :



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري
المرجع :

Thèse présentée en vue de l'obtention
du diplôme de

DOCTORAT EN SCIENCES EN : GENIE CIVIL
OPTION : GEOTECHNIQUE

CONTRIBUTION A LA MODELISATION NUMERIQUE DU FRONT DE TUNNEL RENFORCE PAR BOULONNAGE

Présentée par

KITCHAH Fethi

Soutenue publiquement le 26 janvier 2017

Devant le jury composé de

BELOUNAR Lamine	Professeur	Président	Université de Biskra
BENMEBAREK Sadok	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
KHEMISSA Mohamed	Professeur	Examineur	Université de M'Sila
ABBECHHE Khelifa	Professeur	Examineur	Université de Batna

REMERCIEMENTS

En premier lieu, je remercie Allah pour son aide dans l'accomplissement de ce travail.

La direction de cette thèse a été assurée par Monsieur BENMEBAREK Sadok, Professeur à l'université de Biskra, que je remercie 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 BELOUNAR Lamine de l'Université de Biskra qui a accepté de juger ce travail.

Je remercie vivement Monsieur le Professeur KHEMISSA Mohamed, de l'université de M'Sila et Monsieur le Professeur ABBECHHE Khelifa, de l'université de Batna, pour avoir bien voulu accepter de participer au jury d'évaluation de cette thèse.

Un grand merci à toutes les personnes qui ont contribué à un moment ou à un autre au bon déroulement de cette thèse, et plus particulièrement mes collègues thésards pour leur aide et leurs constants encouragements. Tous m'ont permis de travailler dans d'agréables conditions.

Ma plus grande reconnaissance s'adresse également à ma famille qui a toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager. Je présente tous mes remerciements à mes parents qui ont toujours trouvé les mots pour me reconforter et m'encourager même dans les moments les plus difficiles.

RESUME

La stabilité des tunnels peu profonds réalisés en pleine section a depuis fort longtemps constitué un défi important à la communauté scientifique. Depuis une trentaine d'années, de nouvelles techniques, basées sur la mise en place d'un système de présoutènement à l'avant du front de taille se sont développées. Elles visent à contrôler les déformations et les tassements en surface induits par le creusement et à assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme.

Ce travail de thèse constitue une contribution à la modélisation numérique d'une section du tunnel Sud de Toulon en France renforcé par deux systèmes de présoutènements ; le boulonnage au front de taille et la voûte parapluie. Pour cela, deux approches ont été envisagées et confrontées : 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. Une rétro-analyse numérique en 2D a été faite pour cerner les paramètres géomécaniques qui offrent une meilleure concordance avec les résultats de mesures, les limites de cette méthode résident dans le choix exact du taux de déconfinement λ . Afin de surmonter ce problème, un modèle 3D a été mis au point, et qui a permis d'étudier l'influence des différents systèmes de présoutènement sur la réaction du massif encaissant. Les deux approches numériques 2D et 3D, ont été calées sur les mesures enregistrées dans une section du tunnel Sud de Toulon disponibles dans la littérature, et l'excellente adéquation entre les résultats a permis de valider nos simulations. Les résultats finaux montrent que l'analyse numérique 3D avec une discrétisation complète des inclusions semble incontestablement l'approche la plus fiable.

Mots clés : Boulonnage au front, Modélisation numérique, Présoutènements, Taux de déconfinement, Voûte parapluie.

ABSTRACT

The stability of shallow tunnels excavated in full face has been a major challenge to the scientific community for a long time. In the last thirty years or so, new techniques based on the installation of a prereinforcement system ahead of the tunnel face were developed to control the deformations and surface settlements induced by the excavation and to ensure the sustainability of the tunnel in the long term.

This PhD thesis work is a contribution to the numerical simulation of a section of Southern Toulon tunnel in France reinforced by two pre-reinforcement systems i.e. the face bolting and the umbrella arch system installed in. For this purpose, two approaches were taken and compared: a two-dimensional (2D) approach based on the convergence-confinement method, and a three-dimensional (3D) approach taking into account the complete modeling of the interaction phenomena between the various elements of the tunnel. A 2D numerical back-analysis was performed to identify the geomechanical parameters that offer satisfactory agreement with the measurement results. The limit of this method lies in the exact choice of the stress relaxation ratio λ . To overcome this problem, a 3D model was developed, which permitted to study the influence of different pre-support systems on the reaction of ground mass. Both 2D and 3D numerical approaches have been fitted to measurements recorded in a section of Southern Toulon tunnel available in the literature, and the excellent adequacy between results has allowed validating the simulations. The final results show that the 3D numerical analysis with a full discretization of the inclusions seems unquestionably the most reliable approach.

Keywords: Face bolting, Numerical modeling, Pre-reinforcement, Stress relaxation ratio, Umbrella arch.

ملخص:

- متانة الأنفاق ذات عمق صغير والمنجزة بطريقة الحفر الكلي للواجهة شكلت منذ زمن طويل تحديا هاما للمجتمع العلمي. منذ الثلاثين السنة الأخيرة، تقنيات جديدة طورت في هذا المجال مرتكزة على إنشاء نظام دعم- مقدم في واجهة النفق. هذه العملية تهدف إلى مراقبة التشوهات وانخفاضات التربة التي تحدث بسبب الحفر، وذلك ضمانا لاستقرار العمل المنجز على المدى الطويل.

- العمل المقدم في هذه الأطروحة يشكل مساهمة في النمذجة العددية لقطعة من النفق الجنوبي لمدينة تولون (Toulon) الواقعة بفرنسا التي دعمت بنظامين هما: تثبيت الواجهة بمسامير طويلة، وأخرى موضوعة في الجهة العلوية مشكلة قوس. من أجل هذا، منهجين قد تم استعمالهما ومقارنتهما: منهج ثنائي الأبعاد (2D) على أساس طريقة التقارب - الحبس، وطريقة ثلاثية الأبعاد التي تأخذ النمذجة الكاملة لظواهر التفاعل بين مختلف العناصر المكونة للنفق بعين الاعتبار. قد تمت عملية رجعية ثنائية الأبعاد وذلك لخصر المعايير الجيوميكانيكية التي تقدم أفضل النتائج بالنسبة التي قدرت أثناء مراقبة النفق. القيود المفروضة على هذه الطريقة هي الخيار المناسب لمعدل انخفاض الإجهاد λ . لمعالجة هذا الغموض، قد تم تطوير نموذج ثلاثي الأبعاد (3D) والذي سمح بدراسة تأثير مختلف أنظمة الدعم المقدم على رد فعل الكتلة المحيطة بالنفق. المنهجين (2D) و(3D) قد تم مقارنة نتائجهما بين القياسات المسجلة في قسم من نفق تولون (Toulon) المتوفرة في بعض الاعمال السابقة، والتطابق التام بينهما سمح بتثبيت نموذجينا المستعملين. و تشير النتائج ان النموذج ثلاثي الابعاد مع التجسيد الكامل يبدو مما لا شك فيه انه المنهج الاكثر موثوقية.

مفتاح الكلمات : دعم الواجهة, النمذجة العددية, دعم مقدم, معدل انخفاض الإجهاد, قبة مظلية.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS	1
RESUME	3
ABSTRACT	4
NOTATIONS	10
INTRODUCTION GENERALE	12
PARTIE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	14
Chapitre 1 : Mouvements engendrés par le creusement des tunnels	15
1.1 Introduction	16
1.2 Mouvements de sol dus au creusement	16
1.3 Méthode empiriques ou semi-empiriques	17
1.3.1 Cuvette de tassement transversale	17
1.3.2 Les tassements horizontaux	21
1.3.3 Cuvette de tassement longitudinale	22
1.4 Méthodes analytiques	23
1.5 Méthodes numériques	24
1.5.1 La modélisation bidimensionnelle	24
1.5.2 La modélisation tridimensionnelle	29
1.5.3 Validation des méthodes numériques	32
1.6 Conclusion	32
Chapitre 2 : Techniques de présoutènement dans le creusement des tunnels	33
2.1 Introduction	34
2.2 Phénomène de déconfinement du massif	34
2.3 Description de la méthode ADECO-RS	36
2.3.1 Les phases particulières de l'approche ADECO-RS	38
2.4 Etude sur le boulonnage du noyau d'avancement	39
2.4.1 Boulonnage des tunnels : Historique	39
2.4.2 Technique de boulonnage.....	39
2.5 Approches de dimensionnement du boulonnage	42
2.5.1 Approche physique.....	42
2.5.2 Approche en stabilité.....	46
2.5.2.1 Analyse type équilibre limite	46
2.5.2.2 Calcul à la rupture	47
2.5.3 Approche en déformation	47
2.5.3.1 Modèles analytiques.....	47
2.5.4 Calculs numériques	49
2.5.4.1 Approches simplifiées	49

2.5.4.2	<i>Homogénéisation</i>	52
2.5.4.3	<i>Approches prenant en compte la modélisation complète du terrain et du renforcement</i>	52
2.5.4.3. A	Modèles en déformations planes	53
2.5.4.3. B	Modèles tridimensionnels	54
2.6	Conclusion	57
	PARTIE II : CONTEXTE DU TUNNEL SUD DE TOULON	59
	Chapitre 3 : Description du tube Sud de Toulon	60
3.1	Introduction	61
3.2	Présentation générale du deuxième tube	61
3.2.1	Position géographique	61
3.2.2	Contexte géologique	62
3.2.3	Cadre géotechnique	63
3.2.4	Contexte hydrogéologique	64
3.3	Technique de creusement adoptée	65
3.4	Méthodes de renforcement du tunnel	65
3.5	Description du cycle d'avancement	67
3.5.1	Réalisation de la voute parapluie	67
3.5.2	Renforcement du front de taille	67
3.5.3	Excavation et mise en place du soutènement	68
3.6	Conclusion	69
	Chapitre 4 : Système d'auscultation d'une section du tunnel Sud de Toulon	70
4.1	Introduction	71
4.2	Le cadre de l'instrumentation	71
4.3	Présentation du système d'auscultation	72
4.3.1	Les déplacements en surface	72
4.3.2	Méthodes d'estimation des tassements	73
4.3.2.1	<i>Profil en long du tassement</i>	73
4.3.2.2	<i>Cuvettes transversales et tassements différentiels</i>	74
4.3.3	Relevés du front de taille et sondages de reconnaissance à l'avancement	75
4.3.4	Les mesures de déplacements à la paroi et dans le massif	76
4.4	Pilotage du chantier	76
4.5	La section retenue pour l'analyse	76
4.5.1	Instrumentation	77
4.6	Analyse des résultats obtenus	78
4.6.1	Inclinomètres	78
4.6.2	Extensomètre vertical	79
4.6.3	Convergences et déformations du cintre	80
4.6.4	Extensomètres radiaux	81
4.6.5	Jauges extensométriques	82
4.6.6	Déplacements en surface	84
4.7	Conclusion	85
	PARTIE III : MODELISATIONS NUMERIQUES	86

Chapitre 5 : Présentation de l’outil numérique	87
5.1 Introduction	88
5.2 Description du code de calcul FLAC 2D/3D	88
5.3 Principe de calcul	88
5.4 Forces non équilibrées	90
5.5 Modèles de comportement implantés dans le logiciel	90
5.5.1 Le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb.....	91
5.5.2 Critère de plasticité de Mohr-Coulomb.....	92
5.6 Eléments structurels	93
5.6.1 Elément Câble.....	94
5.6.2 Elément Pieu.....	95
5.6.3 Elément Coque.....	96
5.6.4 Elément Poutre.....	96
5.7 Conclusion	97
Chapitre 6 : Modélisation numérique bidimensionnelle	98
6.1 Introduction	99
6.2 Présentation de la procédure de simulation	99
6.2.1 Géométrie et maillage étudié.....	99
6.2.2 Influence du présoutènement	101
6.3 Simulation du creusement	101
6.4 Résultats et discussion	102
6.4.1 Cas de la rétro-analyse	103
6.4.2 Courbe caractéristique du terrain.....	107
6.4.3 Etat de contraintes dans le massif.....	108
6.5 Conclusion	110
Chapitre 7 : Modélisation numérique tridimensionnelle	111
7.1 Introduction	112
7.2 Présentation de modèle numérique réalisé	112
7.2 Modélisation des présoutènements	113
7.2.1 Voûte parapluie	113
7.2.2 Boulonnage du front de taille	113
7.2.3 Caractéristiques de l’élément Pieu et Câble.....	114
7.3 Processus du creusement	116
7.4 Comparaisons entre les calculs numériques et les mesures in-situ	117
7.4.1 Tassements en surface	117
7.4.2 Déplacements inclinométriques	119
7.4.3 Mesures extensométriques et convergence des parois	119
7.5 Influence des différents systèmes de présoutènement	122
7.5.1 Résultats et discussion.....	122
7.5.1.1 <i>Influence du mode de présoutènement</i>	122
7.5.1.1. A Tassements de surface.....	122
7.5.1.1. B Mouvements inclinométriques.....	124
7.5.1.1. C Déplacements autour du tunnel.....	124
7.5.1.1. D Efforts internes	127
7.5.1.2 <i>Influence de la densité du boulonnage de front</i>	128

7.5.1.2. A	Mouvements en surface et autour du tunnel	129
7.5.1.2. B	Distribution des efforts dans les boulons	131
7.5.1.3	<i>Influence du décalage de pose du radier</i>	132
7.5.1.3. A	Mouvements en surface et autour du tunnel	132
7.5.1.3. B	Convergence radial en clé et soulèvement en radier	133
7.5.1.3. C	Efforts internes	135
7.6	Conclusion	136
	CONCLUSIONS GENERALES	138
	REFERENCES	141

NOTATIONS ET ABREVIATIONS

A	La section de boulon.
B	Largeur de la galerie.
c	La cohésion
D	Diamètre du tunnel
d	La distance non soutenue
d ₁	Diamètre du boulon
De	La dimension équivalente de l'excavation
E	Module d'Young.
E _i	Module de déformabilité de la roche intacte
E _a	Le module d'Young de l'acier
E _b	Le module d'Young du matériau constituant la tige du boulon
E _r	Le module d'Young du renforcement
E _I	Rigidité flexionnelle et normale
E _A	Rigidité normale
F	Fonction de charge
G	Le module de cisaillement
K ₀	Le coefficient de pression des terres au repos
K	Module d'incompressibilité
K _n	La raideur normale des joints
K _{SN}	Module de rigidité normale du soutènement
K _{SF}	Module de rigidité flexionnelle du soutènement
K _n	Raideur normale
K _s	Raideur en cisaillement
H	Hauteur de la couverture du sol
H _p	Hauteur de la surcharge de terrain uniformément répartie suivant l'horizontale.
H _t	Hauteur de la galerie
i	Abscisse au point d'inflexion de la cuvette
I	Le moment d'inertie du profilé.
I _s	L'indice de résistance
I _c	L'indice de discontinuité
L	La longueur des boulons.
n	Le nombre de boulons.
N	La force axiale de boulons
M	Le moment fléchissant
Q	Indice de qualité (Tunnelling Quality Index)
P _{renf}	Pression de renforcement appliquée au front de taille
q _s	Résistance au frottement latéral unitaire
R	Rayon de l'excavation
R _f	Rayon d'influence du front
Sh	Tassement horizontal à l'abscisse x
S _{max}	Tassement maximale en surface
S _{clé}	Tassement en clé de tunnel
S _x	Tassement vertical à l'abscisse x
S	La surface représentative d'une section de tunnel boulonné.

S_g	Pression de gonflement
SL et ST	Qui représentent respectivement la distance longitudinale et transversale entre les boulons
T_b	La traction admissible du boulon
U_i	Champ de déplacements
U_c	Tassement en clé de voûte
U_y	Demi-convergence
U_r	Déplacement radial dans la cavité
V_t	Perte de volume
V_s	Le volume de la cuvette
Z_0	Profondeur du tunnel
ν_L	Le coefficient de Poisson dans la direction longitudinale
ν_T	Le coefficient de Poisson dans la direction transversale
x	Abscisse par rapport à l'axe du tunnel
γ	Le poids volumique
φ_0	L'angle de frottement interne du sol
ψ	Angle de dilatance
τ	La résistance au cisaillement
σ_c	La résistance en compression uniaxiale
λ	Taux de déconfinement
σ_1	Contrainte principale majeure
σ_2	Contrainte principale mineure
u, v, w	Translations en x, y et z
σ_r	Pression fictive est appliquée aux parois de l'excavation
σ_0	La contrainte initiale
λ_d	Taux de déconfinement à la pose de soutènement
u_d	Le déplacement radial du soutènement
\varnothing	Le diamètre des boulons
ν	Le coefficient de Poisson de sol.
Δc	L'amélioration fictive de la cohésion
β	La densité de boulonnage
σ_{adm}	Contrainte maximale admissible en traction dans un boulon
τ_{adm}	Contrainte maximale de cisaillement admissible à l'interface boulon/terrain.
σ_{ij}	Tenseur des contraintes
ε_{ij}	Tenseur des déformations
λ et μ	Les coefficients de Lamé
e_{ij} et s_{ij}	Désignent respectivement les tenseurs de déformations et de contraintes déviatoriques
σ_y	Contrainte limite de traction
ψ	Angle de dilatance
PM	Point d'avancement du front de taille
VP	voûte parapluie
EXT	Extensomètre
CPT	Capteurs de pression totale
GLR	Ground Loss Ratio

INTRODUCTION GENERALE

Renforcer l'usage du sous-sol dans les milieux urbains denses est devenu de nos jours une nécessité incontournable. La réalisation de nouveaux ouvrages souterrains permet aussi bien de diminuer l'encombrement de l'espace public que contribuer fortement à répondre à un besoin de développement durable tout en respectant l'environnement.

À faible profondeur, le creusement de ces ouvrages souvent en pleine section conduit à d'importants mouvements de terrain qui peuvent affecter de manière accrue les structures en surfaces voire même entraîner la rupture du front de taille. Dans ce cas, les ingénieurs sont constamment appelés à examiner la tenue du front, et à prévoir son renforcement pour ; d'une part contrôler de façon permanente les déformations autour de la cavité, et d'autre part garantir la pérennité de l'ouvrage.

Pour maîtriser la réponse en déformation du sol et rendre possible le creusement en toute sécurité, une approche innovante a été largement utilisée depuis une trentaine d'années. Cette approche consiste à renforcer le noyau d'avancement par un système de pré-confinement ou de présoutènement dans le but d'améliorer ces caractéristiques de résistance et de déformabilité. Afin d'atteindre cet objectif, divers types de renforcements sont employés selon la qualité du terrain rencontré et la géométrie de l'excavation, on peut citer celui de boulonnage du front de taille par des inclusions horizontales en fibre de verre scellées au terrain par un mortier de ciment ou de résine. Vu la grande efficacité de cette approche, elle est devenue l'un des facteurs clés assurant le succès d'un projet de tunnel urbain.

Ce travail de thèse constitue une contribution à l'étude numérique de l'influence du renforcement du front de taille par deux systèmes de présoutènements (boulonnage au front et voûte parapluie) sur la réaction du massif encaissant. Pour ce faire, deux analyses ont été envisagées ; une rétro-analyse numérique bidimensionnelle basée sur la méthode convergence-confinement et une analyse tridimensionnelle qui intègre la complexité des phénomènes d'interaction entre les différents constituants de l'ouvrage (sol, boulons et soutènement). Le tunnel Sud de Toulon a donc été retenu comme projet support pour valider nos études.

Ce mémoire se compose de 7 chapitres regroupés en trois parties.

La première partie présente l'étude bibliographique et comporte deux chapitres :

- Le premier chapitre contient des éléments bibliographiques sur les différentes approches disponibles permettant à la fois d'étudier et d'estimer l'étendue et la nature des mouvements, ainsi que les perturbations associées au creusement de tunnels.
- Le second chapitre contient des éléments bibliographiques sur les principes de la technique du boulonnage et son application aux tunnels, ainsi que ces avantages vis-à-vis de la méthode de creusement conventionnelle NATM. Il présente également les différentes méthodes proposées dans la littérature pour dimensionner le renforcement par boulonnage et estimer son incidence sur la stabilité du front et la limitation des mouvements.

La deuxième partie concerne le chantier support : le projet du tube Sud de Toulon dont les données géologiques, le système d'auscultation ainsi que les résultats obtenus sont majoritairement exposés dans le travail de Janin (2012) et Mermet et al. (2005). Cette partie est constituée de deux chapitres :

- Le chapitre 3 présente une description globale du contexte géologique et géotechnique du tracé du tunnel puis la technique de creusement et les profils types de soutènement, ainsi que les méthodes de renforcements adoptées.

- Le chapitre 4 présente le système d'auscultation mis en place sur le chantier du deuxième tube de Toulon et les différentes procédures sur lesquelles s'est basé le pilotage du creusement. Un exemple d'une section instrumentée ainsi que ces principaux résultats de mesures issus précisément de la thèse de doctorat de Janin (2012) réalisée avec la collaboration de la société TERRASOL seront également présentés.

La troisième et dernière partie de ce mémoire est dédiée aux simulations numériques calées sur les mesures recueillies au terme de l'auscultation de cette section :

- Le chapitre 5 présente de manière succincte les principes du code de calcul FLAC qui a été utilisé tant pour nos simulations bidimensionnelles que tridimensionnelles, les différents éléments structurels mis en œuvre dans les analyses numériques sont aussi explicités.

- Le chapitre 6 présente la validation d'une modélisation bidimensionnelle en déformation plane par le biais d'un code de calcul en différences finies FLAC^{2D}. Afin de trouver une bonne concordance entre les calculs et les mesures in-situ, une étude en rétro-analyse sur les mesures enregistrées s'est révélée nécessaire pour ajuster les valeurs des paramètres géo-mécaniques de la couche traversée par le tunnel. Dans ce cas, l'étude est effectuée en se basant sur la méthode convergence-confinement.

- Le chapitre 7 a pour objectif de modéliser numériquement une section du tunnel Sud de Toulon à l'aide d'un code de calcul tridimensionnel en s'appuyant fortement sur la bonne connaissance de la phénoménologie du creusement ainsi que du type de renforcement réel mis en place à l'avant du front de taille. Une étude consacrée à l'incidence de plusieurs modes de présoutènements sur les déformations du massif lors du creusement de tunnel a été menée.

PARTIE I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre 1

Mouvements engendrés par le creusement des tunnels

1.1 Introduction

Lors du creusement d'un tunnel dans un massif initialement stable, le champ de contraintes préexistant est perturbé. En fait, la contrainte sur le pourtour de l'excavation s'annule, cette modification s'accompagne en général d'un déplacement de front vers l'excavation ainsi que d'une convergence des parois du tunnel. L'amplitude, l'orientation et la localisation de ces mouvements du massif dépendent fortement des caractéristiques mécaniques des terrains, des contraintes géostatiques, des conditions hydrauliques, et des méthodes d'excavation et du soutènement retenu. Des analyses profondes sont donc indispensables à l'appréciation de ces déplacements.

Trois approches ont été proposées dans la littérature afin d'estimer l'étendue et la nature des mouvements ainsi que les perturbations associées au creusement de tunnels, il s'agit des méthodes empiriques, analytiques et numériques. Ce chapitre résume les principes fondamentaux de chaque approche ainsi que les améliorations y'apportées pour répondre mieux aux nombreuses difficultés rencontrées pendant la construction des tunnels.

1.2 Mouvements de sol dus au creusement

Dans des terrains peu résistants que l'on rencontre généralement en milieu urbain, le creusement d'un tunnel entraîne des perturbations qui peuvent conduire à des pertes de volume et à des mouvements nuisibles aux immeubles avoisinants. Le noyau d'avancement est la zone essentielle de la concentration de ces mouvements, le champ de déplacements dans cette partie est tridimensionnel. À l'aide de mesures in-situ, Lunardi (2008) a observé que les vecteurs de déplacements sont essentiellement dirigés vers la région excavée, on a donc un phénomène de convergence de la paroi qui débute à l'avant du front de taille par une pré-convergence, s'ajoute des déplacements d'extrusion du terrain vers le front (Fig. 1.1).

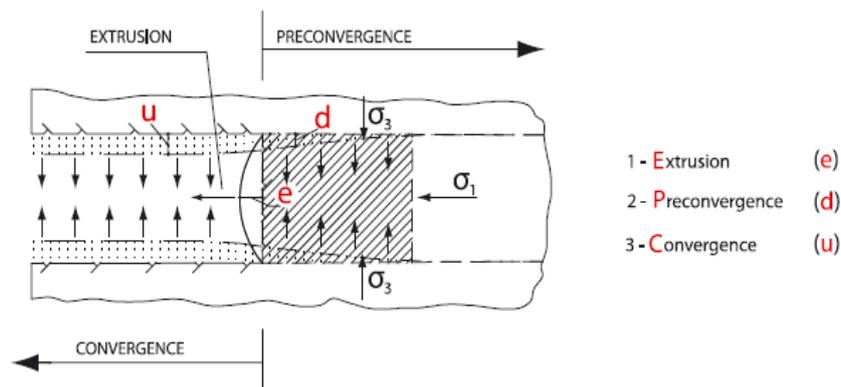


Figure 1.1 : Réponse de la galerie : Extrusion, Pré-convergence et Convergence (Lunardi, 2008).

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).

Une cuvette tridimensionnelle de tassement apparaît en surface (Fig. 1.2) et qui progresse avec l'avancement du tunnel, cela probablement dû au volume de sol perdu V_0 . Dans la littérature, le volume de terrain perdu au niveau du tunnel V_0 est souvent désigné par V_t . Tous ces mouvements peuvent affecter la stabilité et causer des désordres à l'ensemble de l'ouvrage.

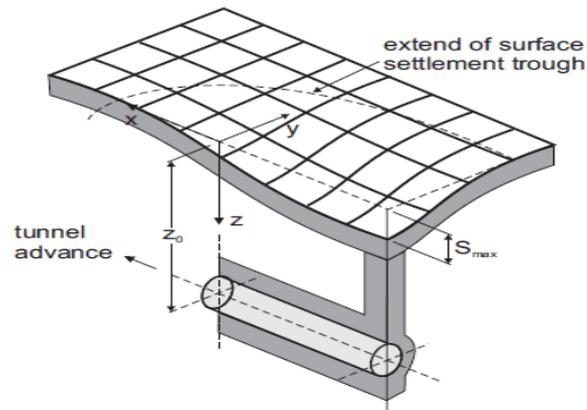


Figure 1.2 : Cuvette de tassements en surface (Attewell et al. 1986).

De ce fait, il serait intéressant de prévoir avant le démarrage des travaux, toutes les précautions à prendre en compte pour réduire au strict minimum les effets du creusement. Cependant, c'est un but difficile à atteindre, du fait des incertitudes liées aussi bien au comportement du terrain à excaver qu'à l'état du bâti. L'AFTES (1995) consacre une part importante aux diverses méthodes mises en œuvre en pratique pour limiter les tassements en surface, telles que l'amélioration des conditions générales du projet, l'amélioration du comportement des terrains, l'amélioration du bâti etc. Lunardi (2008) évoque aussi les différentes méthodes utilisées pour à la fois renforcer le noyau d'avancement et contrôler les déformations, il cite également plusieurs exemples intéressants.

1.3 Méthode empiriques ou semi-empiriques

La représentation mathématique du champ de déplacements autour d'un ouvrage souterrain reste un problème délicat, compte tenu du caractère tridimensionnel de la répartition des mouvements dans le massif de sol ainsi que la présence de structures en surface.

Les méthodes empiriques ont principalement pour objectif d'apprécier les tassements en surface à partir d'un nombre de paramètres limités prenant en compte ; la profondeur et le diamètre du tunnel, la nature du massif et la perte de volume ou la convergence engendrée par l'excavation.

1.3.1 Cuvette de tassement transversale

Plusieurs mesures relatives aux tassements de tunnels sont disponibles dans la littérature (Schmidt, 1969 ; Peck, 1969 ; Cording et Hansmire, 1975 ; Attewell, 1977 ; Clough et Schmidt, 1981 ; O'Reilly et New, 1982 ; Rankin, 1988). Ils sont tous montrés que le profil transversal des tassements verticaux à chaque profondeur Z peut bien être représenté par une courbe de Gauss (Fig. 1.3). La formulation analytique du tassement est la suivante :

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

Où $S_{v \max}$ est le tassement maximal au centre de la cuvette et i est l'abscisse du point d'inflexion de la cuvette de tassement, x est l'abscisse par rapport à l'axe du tunnel. Cette formule a été proposée pour la première fois par Martos (1958) après des mesures effectuées in-situ sur des cavités minières. Elle a ensuite été étendue au domaine des tunnels situés à faible profondeur par Schmidt (1969) et par Peck (1969).

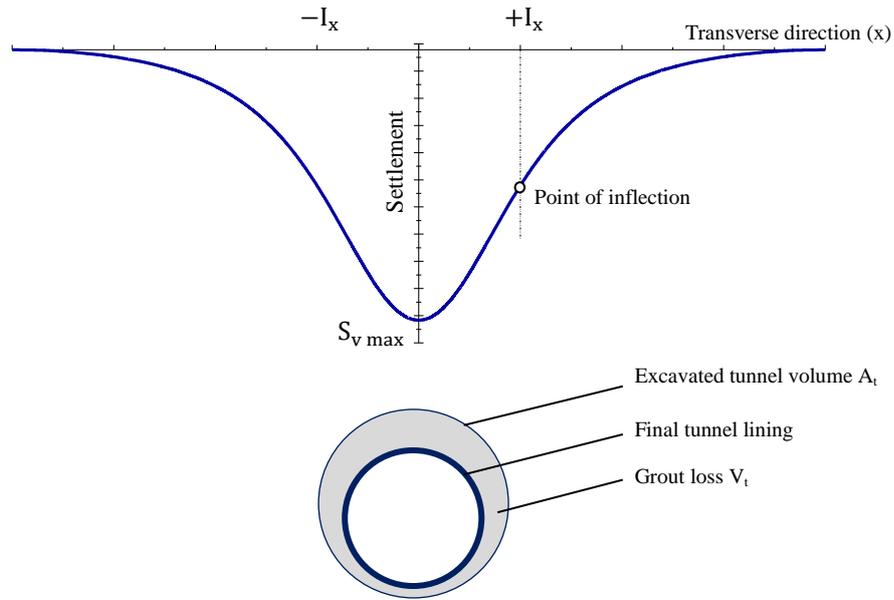


Figure 1.3 : Distribution transversale des tassements.

La cuvette de tassement est caractérisée par sa demi largeur $L_c = 2,5 i$, sa profondeur $S_{v \max}$ et son volume total V_s qui évoluent au fur et à mesure du creusement qui peut être déterminé par :

$$V_s = \int S_v(x) \cdot dx = 2,5 \cdot S_{v \max} \cdot i \quad (1.2)$$

Des études menées dans des sols cohérents ont montré qu'à court terme le volume du tassement V_s est comparable à la perte de volume du tunnel V_t . Par contre dans les sols pulvérulents, le volume V_s peut être plus faible ou plus grand que V_t selon les propriétés du sol. En outre, un accroissement important de volume perdu a été observé dans des graviers moyens à denses (Cording et Hansmire, 1977). Toutefois, la différence est censé faible, et on peut supposer que $V_s < V_t$. Certains auteurs simplifient le problème en considérant un taux de perte de sol (Ground Loss Ratio) qui est égal à :

$$GLR = \frac{V_s}{V_t} \quad (1.3)$$

V_t est la perte de volume au niveau du tunnel qui peut être dépend d'une part d'une perte axiale (extrusion du front de taille), d'autre part d'une perte radiale (convergence du soutènement). Le $S_{v \max}$ et S_v peuvent donc être calculés par les deux formules suivantes :

$$S_{v \max} = \frac{V_t}{2,5 \cdot i} \text{ GLR} \quad (1.4)$$

$$S_v = \frac{V_t}{2,5 \cdot i} \text{ GLR} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (1.5)$$

Le calage de la courbe gaussienne sur des mesures expérimentales réside dans l'estimation de $S_{v \max}$ et i . L'importante base de données qui a été obtenue à partir de nombreux sites a permis de relier i aux différents paramètres géométriques de l'ouvrage (profondeur, diamètre, couverture, etc.) selon la nature du sol. Dias (1999) a présenté les différentes formules dans son mémoire de thèse. Clough et Schmidt (1981) et O'Reilly et New (1982) ont effectué des études similaires en vue d'estimer la valeur de i . Ils ont constaté qu'il y a une forte corrélation entre la valeur de i avec la profondeur et le diamètre du tunnel à moins que la couverture soit inférieure au diamètre. Ils ont également déclaré que, pour la plupart des applications pratiques, la distance du point d'inflexion de la courbe de tassement peut être simplifiée par la forme suivante :

$$i = K \cdot z_0 \quad (1.6)$$

Où z_0 est la profondeur du tunnel (voir Fig. 1.2), K est le paramètre adimensionnel de la largeur de la cuvette. Le paramètre K est respectivement égal à 0,5 et 0,25 pour les sols argileux et les sols sableux. Cette formule a été confirmée par Rankin (1988), qui a de son côté présenté une variété de cas d'études de tunnels dans des terrains argileux, sableux ou mixtes. Mair et Taylor (1997) ont aussi présenté un grand nombre de données de tunnels avec différentes valeurs de i dans le cas des sols argileux ou sableux et graveleux. On voit clairement sur la figure 1.4a que leurs corrélations confirment en effet les conclusions d'O'Reilly et New (1982) pour les sols argileux, avec un paramètre de largeur de la cuvette allant entre 0,4 et 0,6. Cependant, pour les sols sableux (Fig. 1.4b), ils obtiennent des valeurs allant entre 0,25 et 0,45, avec une valeur moyenne de 0,35, ce qui indique que les cuvettes de tassements sont moins larges.

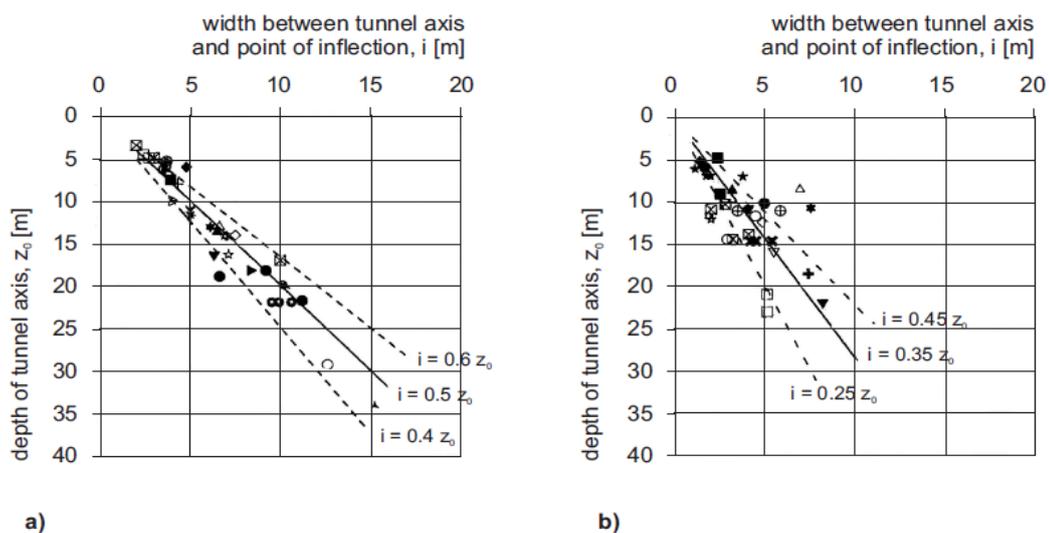


Figure 1.4 : Les valeurs du point d'inflexion de la cuvette de tassement en fonction de la profondeur du tunnel. a) Dans les argiles. b) Dans les sables et graviers (Mair and Taylor, 1997).

Dans la majorité des cas, les tunnels sont creusés dans des terrains hétérogènes, New et O'Reilly (1991) ont proposé une formule pour estimer la valeur de i , s'il y a deux couches (sable et argile) surmontant l'horizon du creusement:

$$i = K_1 \cdot z_1 + K_2 \cdot z_2 \quad (1.7)$$

Où K_1 et K_2 sont respectivement les paramètres de la largeur de la cuvette pour les deux couches de sol avec une profondeur z_1 et z_2 . Mair et Taylor (1997) ont également discuté de cette formule et déclarent que dans le cas où le sable est recouvert par une couche d'argile, les résultats obtenus sont relativement en bien accord avec les observations. Cependant, si le cas inverse (le sable surmonte l'argile), l'équation 1.7 devient moins précise. Il semblerait que cette formule peut être utilisé pour une évaluation préliminaire des tassements de surface en combinaison avec les pertes du volume de sol, à la fois pour une excavation dans un mode ouvert (par la méthode NATM) ou dans un mode fermé (par tunnelier).

D'autres travaux ont été menés afin d'estimer les déplacements verticaux survenant au-dessus du tunnel. Mair et al. (1993) ont effectué des analyses en mesurant particulièrement les tassements dans des sols argileux (Fig. 1.5a et Fig. 1.5b). Ils ont constaté que les tassements du sous-sol peuvent également être raisonnablement approchés d'une distribution Gaussienne. Une extension possible de l'équation 1.6 pour les profils de tassements du sous-sol est :

$$i = K \cdot (z_0 - z) \quad (1.8)$$

Où z est la profondeur du profil du sous-sol. Mair et al. (1993) ont également observé que la valeur de i pour les profils de tassements en subsurface est nettement plus grande que celle évaluée par une valeur constante de K (Fig. 1.5b). Pour faire correspondre les résultats de la figure 1.5a et la figure 1.5b pour les tunnels creusés dans les argiles, ils ont proposé l'expression suivante :

$$K = \frac{0,175 + 0,325 \cdot (1 - z/z_0)}{(1 - z/z_0)} \quad (1.9)$$

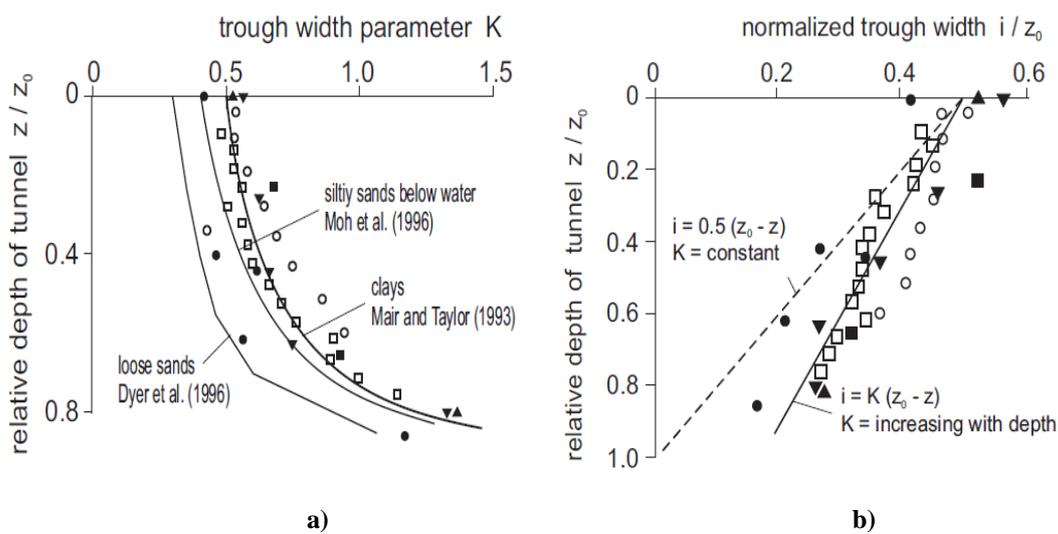


Figure 1.5 : a) Variation de K en fonction de de la profondeur. b) Variation de i en fonction de la profondeur du tunnel dans les argiles (Mair et al. 1993).

Des résultats similaires ont également été obtenus en analysant des mesures de tassements en subsurface dans des sables limoneux (Moh et al. 1996), et dans des sables lâches (Dyer et al. 1996) comme le montre la figure 1.5a.

1.3.2 Les tassements horizontaux

Les structures proches de l'ouvrage souterrain en creusement sont susceptibles d'être aussi soumises à des tassements verticaux s'accompagnent généralement de déplacements horizontaux. En fait, il existe peu de données in-situ qui concernent la mesure des mouvements horizontaux. O'Reilly et New (1982) ont souligné que les vecteurs de mouvement au-dessus d'un tunnel convergent généralement vers le centre de tunnel. Cette hypothèse aboutit à la répartition de la surface horizontale de déplacements du sol donnée par :

$$S_h(x) = \frac{x}{z_0} S_v(x) \quad (1.10)$$

En utilisant les équations 1.1 et 1.4 dans l'équation 1.10, le déplacement horizontal en surface peut être écrit comme suit :

$$S_h(x) = \frac{x}{z_0} \cdot S_{v \max} \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \approx \frac{x}{z_0} \cdot \frac{V_t}{2,5 \cdot i} \cdot \text{GLR} \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (1.11)$$

La figure 1.6 montre la distribution des déplacements horizontaux et la cuvette de tassement en surface. Conformément aux observations in-situ tirées par Cording et Hansmire (1979), le déplacement horizontal maximal théorique se produit au point d'inflexion où $S_h(x) = 0,6 \cdot S_{v \max}$. Donc, l'équation 1.10 peut être réécrite sous la forme :

$$S_{h \max} = \frac{i}{z_0} \cdot 0,6 \cdot S_{v \max} \quad (1.12)$$

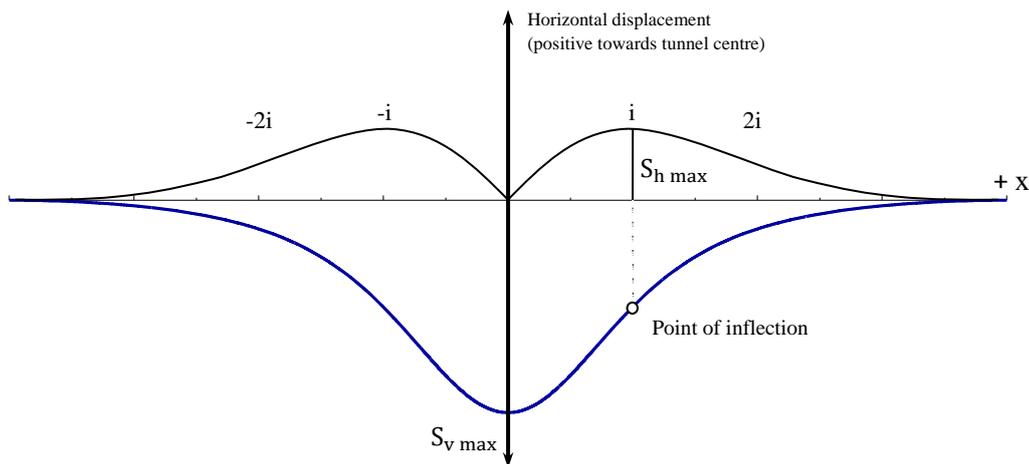


Figure 1.6 : Déplacements horizontaux et cuvette de tassement en surface (O'Reilly & New,1982).

1.3.3 Cuvette de tassement longitudinale

Sur la base d'une analyse de données d'ouvrages souterrains, Attewell et Woodman (1982) ont étendu le modèle de Peck pour décrire l'évolution de la cuvette de tassement en fonction de l'avancement du front de taille. Ils ont montré que le profil de tassement longitudinal peut être dérivé en considérant que le tassement final est la somme de toutes les phases excavées. Le tassement au-dessus de la ligne médiane du tunnel à l'emplacement y peut être obtenu à partir de l'équation suivante :

$$S_v(y) = S_{v \max} \cdot \frac{1}{2,5 \cdot i} \cdot \int_{-\infty}^y \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) dy \quad (1.13)$$

Où y est la distance du front de taille dans la direction longitudinale de la cuvette du tassement. Il est supposé que la moitié du tassement total a lieu lors du passage du front. Cependant, Mair et Taylor (1997) ont conclu que les tassements générés par le creusement au bouclier sont beaucoup plus faibles, ce qui conduit à une translation du profil de tassement longitudinal par une ligne pointillée comme indiqué sur la figure 1.7.

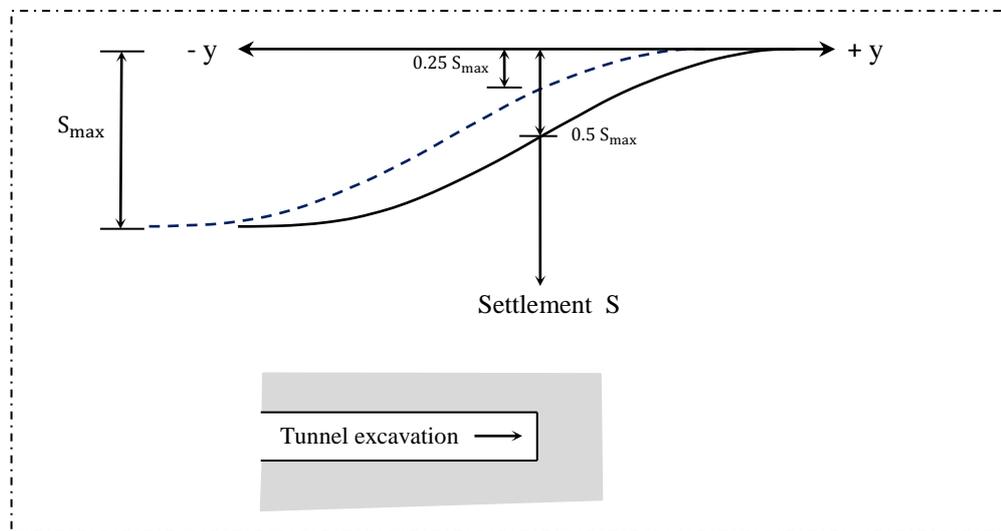


Figure 1.7 : Profil longitudinal de la cuvette de tassement de surface (Attewell et al. 1986).

Serratrice et Magnan (2002) ont proposé deux méthodes semi-empiriques de prévision des cuvettes de tassement longitudinal au fur et à mesure du creusement du premier tube de Toulon. La première méthode dite du profil en long, se fonde sur l'extrapolation de l'approche de Loganathan et Poulos (1998) qui est bidimensionnelle et transversale. L'expression du tassement proposée est la suivante :

$$S(x, y) = S_0 + c \left(\frac{4R^2 h}{h^2 + y^2} \right) \cdot \left(1 - \frac{h^2}{h^2 + (x - x_0)^2} \cdot \exp\left(\frac{-a(x - x_0)^2}{(h + R)^2}\right) \right) \exp\left(\frac{-by^2}{(h + R)^2}\right) \quad (1.14)$$

Au total, la formule comporte sept paramètres (R , h , S_0 , x_0 , a , b , c), dont deux paramètres géométriques R et h qui sont respectivement le rayon et la profondeur du tunnel, S_0 est le tassement maximum prévu, x représente l'axe du tunnel, x_0 est la distance d'influence à l'avant du front, c est un paramètre lié à l'amplitude, en relation avec le paramètre du vide annulaire g , les

paramètres a et b sont considérés comme fixes avec $a = 0,25$ et $b = 1,38$. L'expression 1.14 permet d'extrapoler les mesures effectuées au voisinage du point d'abscisse x_0 , et de prévoir ainsi le tassement final à partir des premiers signes de tassement au front de la cuvette longitudinale. En pratique, cette méthode s'est révélée efficace pour un nombre suffisant de plots (y compris pendant les périodes d'arrêt et de reprise du creusement). Néanmoins, des difficultés apparaissent lorsque des tassements avancés se produisent en avant de la zone normale d'influence du front.

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 excavé est connue.

On peut dire, d'une façon générale, qu'une grande prudence est recommandée après avoir utilisé les formules empiriques, du fait qu'elles ne sont pas rigoureusement applicables à un ouvrage à faible profondeur et négligent souvent la technique d'exécution, l'hétérogénéité des couches du sol et également le coefficient des terres au repos. Elles sont donc utiles lors des phases d'études préliminaires lorsque le site de creusement est déjà bien connu.

1.4 Méthodes analytiques

De nombreux auteurs se sont attachés à définir le champ de déplacements dans le massif du sol en essayant de trouver des solutions analytiques basées sur les principes de la mécanique. Elles peuvent, néanmoins fournir des indications utiles de prévision des mouvements après avoir considéré que le tunnel est situé à une grande profondeur, de forme circulaire, creusé dans une seule couche de terrain homogène, avec un sol non pesant, isotrope, élastique linéaire ou élasto-plastique (Mohr-Coulomb ou Tresca), en petites déformations. Sous ses conditions restrictives, on peut calculer le déplacement radial dans le cas d'un tunnel non soutenu et également la perte du volume.

Plusieurs chercheurs dont Panet (1969), Poupelloz (1984), Sagaseta (1987), Detourney et Fairhurst (1987) et Verruijt (1997) ont proposé des expressions analytiques pour calculer les tassements en surface et les déplacements horizontaux dans le cadre d'un milieu élastique ou élasto-plastique. Chapeau (1991) propose une formulation du tassement en surface (pour un milieu élastique linéaire) en retenant deux hypothèses ; $1/3 < \nu < 1/2$ et $0,5 < K_0 < 1$.

$$S = 2 \frac{\nu R^2}{E} \quad (1.15)$$

Sagaseta (1987) a proposé une solution pour les déplacements verticaux et horizontaux causés par une charge ponctuelle dans un milieu semi-infini élastique linéaire isotrope. Cette méthode basée sur les solutions de l'écoulement de fluide tient compte de la perte de volume. Les déplacements sont donnés par :

$$S_v(y) = \frac{\gamma D^2}{2G} \left(\frac{z_0^2}{z_0^2 + y^2} \right) \quad (1.16)$$

$$S_h(y) = \frac{\gamma D^2}{2G} \left(\frac{yz_0}{z_0^2 + y^2} \right) \quad (1.17)$$

Où S est le déplacement vertical, γ est la densité de sol, G est le module de cisaillement et D est le diamètre du tunnel. Ces expressions signifient que les vecteurs de déplacements à la surface sont dirigés vers la direction du centre du tunnel. La solution de Verruijt et Booker (1996) a confirmé il y a un écart significatif de cette expression seulement pour les tunnels très peu profonds.

Loganathan et Poulos (1998) ont également proposé des expressions analytiques des déplacements en améliorant la méthode de Verruijt et Booker (1996). Ils ont introduit un nouveau paramètre (g) qui représente le vide annulaire engendré au passage du front de taille. Leurs expressions ont été testées et vérifiées sur plusieurs chantiers traversant des argiles molles, et les résultats obtenus étaient en bonne concordance avec les mesures in-situ.

Les méthodes analytiques sont censées limiter uniquement à des cas très simples (terrain homogène et isotrope, tunnel profond), et ne couvrent pas l'étendu de problème en entier. Néanmoins, elles ont tout de même aidé les concepteurs à obtenir des ordres de grandeur et à effectuer des études généralement guidées par des calculs aux éléments finis, et calées sur de nécessaires retours d'expérience.

1.5 Méthodes numériques

Faire usage de méthodes précédentes dans le domaine des travaux souterrains semble devenir de plus en plus limité, du fait de la présence d'une part de structures en surface (bâtiments, ouvrages d'art, etc.), d'autre part des ouvrages en profondeur (galeries, collecteurs, etc.) qu'ils les rendent mal adaptées à l'évaluation des tassements.

Actuellement, les méthodes numériques sont devenues un moyen habituel pour étudier les ouvrages souterrains. Ces méthodes permettent d'obtenir des déplacements et des contraintes en tout point du massif autour de l'excavation et de prendre en compte les caractéristiques de l'ouvrage et du terrain (contraintes initiales, hétérogénéité des couches, lois de comportement, conditions aux limites, phasage d'exécution, etc.). Les codes de calcul numérique dans le domaine de la géotechnique sont généralement construits sur la base des éléments finis, des différences finies, ou encore des éléments distincts.

1.5.1 La modélisation bidimensionnelle

Il est clair qu'au voisinage du front, le champ de déplacements engendré par le creusement est tridimensionnel. Toutefois, la majorité des modèles numériques sont bidimensionnelles parce qu'elles présentent l'avantage d'être plus rapides et demandent moins de ressources informatiques. Trois types de modèles bidimensionnels peuvent être adoptés afin de simuler le creusement d'un tunnel ; Les modélisations transversales (le tunnel est infiniment long dans la direction de son axe, elles peuvent représenter le comportement du tunnel à une certaine distance en arrière du front de taille), les modélisations longitudinales (le tunnel est considéré comme une excavation de largeur infinie dans la direction transversale), et les modélisations axisymétriques (l'axe du tunnel est considéré comme un axe de symétrie de révolution du modèle). Les analyses bidimensionnelles en déformations planes et en coupe transversale sont celles les plus répandues (AFTEs, 1983 ; Kielbessa et Duddeck, 1991).

Lors du creusement d'un tunnel, les contraintes initiales autour de l'excavation ne sont pas réduites brutalement à zéro, mais qu'elles se réduisent à mesure qu'on s'éloigne du front de taille. Dans ce cas-là, le terrain se déconfiné en provoquant des déplacements. Lorsque le processus d'excavation est modélisé par une analyse bidimensionnelle en déformation plane, une hypothèse simplifiée doit être introduite afin de prendre en compte l'influence mécanique de la proximité du front de taille.

Plusieurs auteurs ont effectué des simulations du creusement de tunnels par différentes méthodes qui prennent en compte des effets 3D dans des calculs 2D. On peut citer 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).

Dans la majorité des cas, la méthode la plus utilisée est celle de convergence-confinement. L'intérêt de cette méthode est de substituer un problème tridimensionnel à un problème bidimensionnel en déformation plane de l'interaction terrain-soutènement. La notion d'évolution du champ de contrainte est traduite par l'introduction d'un paramètre adimensionnel appelé (taux de déconfinement) et noté « λ ». On peut étudier par cette méthode plusieurs équilibres successifs correspondant à des valeurs décroissantes d'une pression fictive appliquée à la périphérie de l'excavation (Fig. 1.8). L'évolution de cette contrainte fictive de soutènement est donnée par la relation : $\sigma(t) = (1 - \lambda)\sigma_0$ avec λ variant entre 0 (pour $t = 0$) et 1 (pour $t = \infty$), dans le cas d'un tunnel non revêtu.

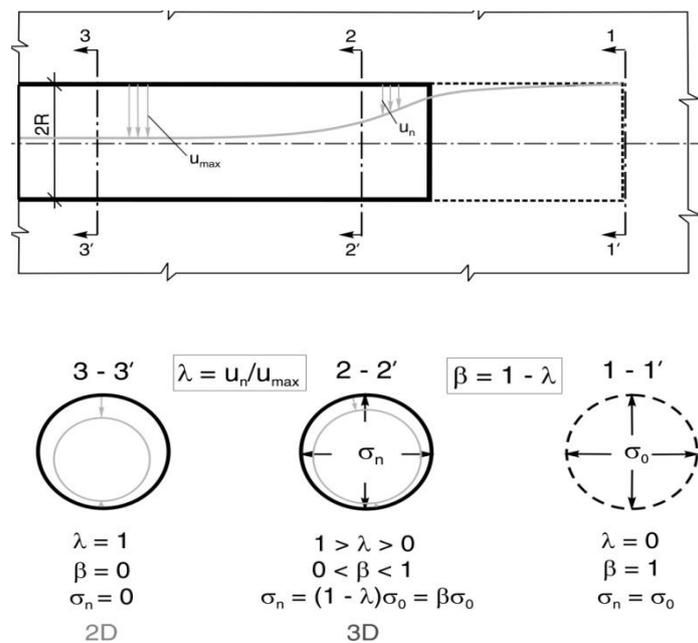


Figure 1.8 : Variation du taux de déconfinement, de la pression et du déplacement radial en fonction de la distance au front de taille.

La contrainte initiale se réduit progressivement au fur et à mesure que l'on s'éloigne du front de taille, le terrain va se converger en provoquant un déplacement radial u . Au début, le comportement du terrain est élastique linéaire et la courbe contrainte-déplacement suivie est linéaire du point A au point B (voir Fig. 1.9). En revanche, si la valeur du taux de déconfinement croît, il peut se former une zone plastique autour du tunnel et la courbe perd sa linéarité. C'est la portion BC de la courbe. La courbe ABC est appelée « courbe caractéristique du terrain ».

Si la courbe ABC coupe l'axe des déplacements ($\sigma = 0$) la cavité est stable par elle-même (du moins pour un certain temps).

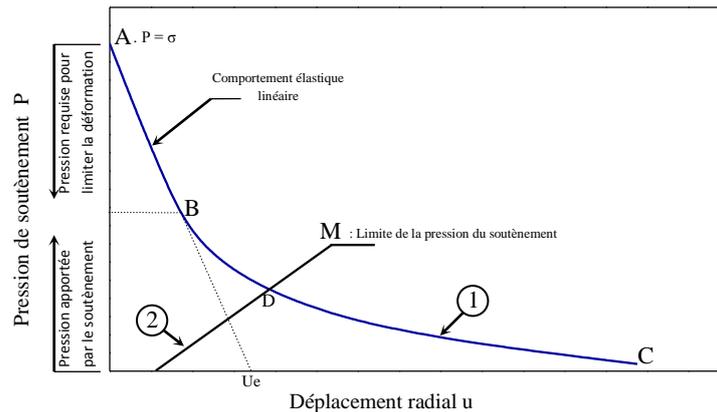


Figure 1.9 : Courbe caractéristique d'une excavation circulaire et de son soutènement.

Par contre si la courbe ne recoupe pas l'axe des abscisses, la cavité n'est pas stable et nécessite impérativement un soutènement. En général, le soutènement est nécessaire lorsque les déplacements correspondants à l'équilibre ($\sigma = 0$) sont grands ou le phénomène de rupture s'étend profondément à l'intérieur du massif.

On peut aussi représenter sur le même graphique la courbe qui relie le déplacement radial du soutènement en fonction de la pression extérieure qui lui est appliquée. Cette courbe est appelée « courbe caractéristique du soutènement » (courbe 2). Dans le cas le plus classique, 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 s'est déjà produit, la détermination de la valeur λ au moment de la mise en place du soutènement reste la principale difficulté de cette méthode. Le point D, à l'intersection des deux courbes caractéristiques représente l'état d'équilibre.

La pression de soutènement croît avec la rigidité du soutènement et est limitée par la résistance de ce dernier. Panet (1995) présente diverses formulations analytiques pour calculer la raideur du soutènement suivant le type utilisé (cintres métalliques, béton projeté, soutènement boulonné, combinaison de plusieurs types, etc.).

Plusieurs extensions de la méthode convergence confinement ont été développées. Guilloux et al. (1996) généralisent cette approche dans le cadre de la mise en place de présoutènements type pré-voûtes ou voûtes parapluie. Le principe de leur démarche consiste à réaliser des études paramétriques en utilisant des calculs numériques par éléments finis en axisymétrie, puis à rapprocher les résultats obtenus par des formules analytiques reproduisant au mieux les résultats numériques. Ils ont pu produire des abaques permettant de savoir si le terrain risquait ou non de se plastifier selon les caractéristiques et le présoutènement mis en place. Bouvard et al. (1999) tiennent également en compte d'un renforcement frontal dans le cadre de la méthode des lignes caractéristiques, qui adapte la méthode convergence-confinement dans la zone du front de taille pour prendre en compte l'effet tridimensionnel du noyau d'avancement.

La souplesse de la méthode convergence-confinement permet son adaptation rapide aux conditions rencontrées sur le site pendant les travaux. Le contrôle continu de l'ouvrage et l'interprétation des mesures restent alors pour l'adaptation de l'exécution aux conditions imposées par le terrain une composante essentielle du projet.

Une étude intéressante est faite par Karakus (2007) qui a comparé la pertinence de quatre méthodes de simulation numérique 2D (la méthode convergence-confinement, la méthode du ramollissement progressif, la méthode du calcul des disques et la méthode du revêtement de

rigidité fluctuante (HME)) appliquées au tunnel Heathrow Express à Londres qui a été creusé par la méthode conventionnelle (NATM). Il a montré que la CCM (où le soutènement est modélisé par éléments poutres) permettait le meilleur accord avec les résultats expérimentaux.

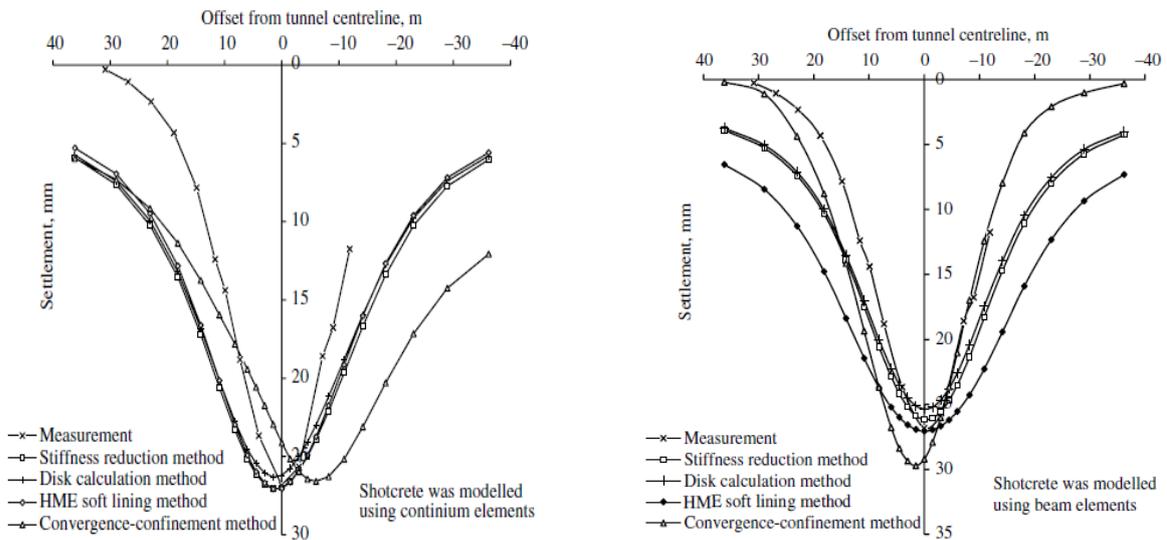


Figure 1.10 : Comparaison entre les différentes méthodes de prévisions des tassements et les mesures in-situ (Karakus, 2007).

Corbetta et al. (1991) ont utilisé la méthode convergence-confinement basée sur le principe de similitude pour tracer le profil longitudinal de convergence du tunnel. Pour cela, des analyses numériques en axisymétrie ont été effectuées dans le cas d'un sol ayant un comportement élasto-plastique parfait, avec le critère de rupture de Tresca et de Mohr Coulomb. Cette étude a permis de s'affranchir de la détermination du taux de déconfinement à la pose du soutènement, et de mettre également en évidence, pour une profondeur donnée, une diminution de pression sur le revêtement à proximité du front lorsque la plasticité du terrain augmente. Subrin (2002) considère que cette méthode semble conduire inévitablement à une surestimation de la convergence finale et à des erreurs significatives lorsqu'un boulonnage ou, un soutènement relativement raide est installé près du front de taille, en raison de la non prise en compte de l'influence amont du soutènement.

Svoboda et Mašín (2010a) ont appliqué une méthode d'analyse inverse au creusement de trois tunnels simulés par la méthode convergence-confinement. 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 λ_d . Ils ont remarqué que ces valeurs sont influencées dans une large mesure par la section du tunnel et par la méthode d'excavation.

Pour l'excavation par bouclier, Ngoc-Anh et al. (2014) ont effectué une étude numérique 2D pour mettre en évidence l'influence de deux approches équivalentes, qui sont, la méthode convergence-confinement (CCM) et la méthode de réduction du volume contrôlé (VLM), sur le comportement d'un tunnel construit dans une zone urbaine. Par comparaison avec une simulation numérique 3D qui a été réalisée en parallèle pour estimer la précision de ces approches. Les résultats obtenus montrent que les forces de soutènement (Fig. 1.11a) et les tassements en surface (Fig. 1.11b) déterminées par la CCM sont en bonne concordance avec les résultats numériques 3D que ceux obtenus avec la VLM.

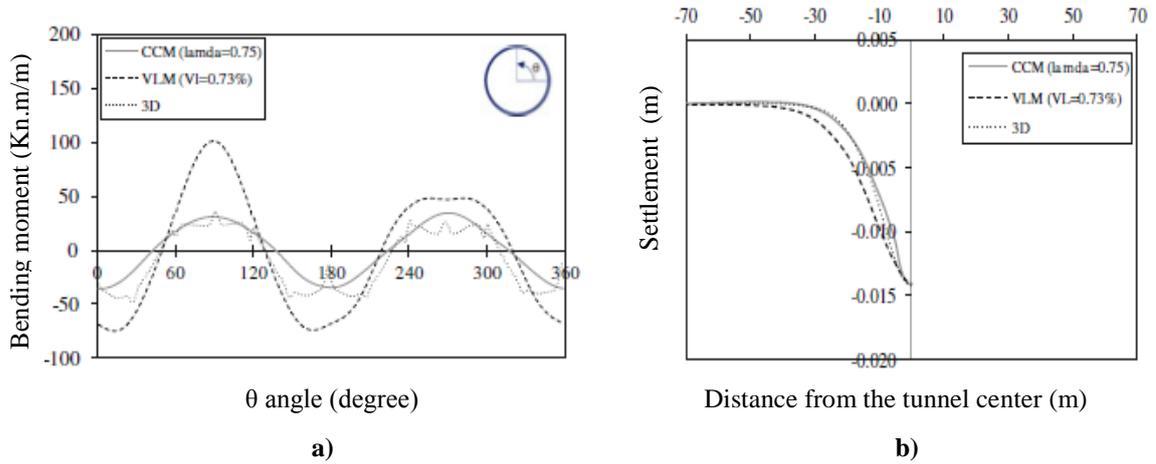


Figure 1.11 : a) Moment fléchissant. b) Tassements en surface : comparaison entre les résultats numériques 2D et 3D (Ngoc-Anh et al. 2013).

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'utilisation d'un modèle de comportement adapté au problème du creusement d'un ouvrage souterrain (qui comprend la non linéarité en petites déformations et la rigidité plus élevée en très petites déformations) améliore plus au moins la prédiction des déplacements autour de l'ouvrage.

La méthode de réduction du volume contrôlé, appliquée aux calculs bidimensionnels, a également été testée par Cheng et al. (2006), en la comparant avec les expressions analytiques de Loganathan et Poulos (1998) et les mesures in-situ. Après plusieurs études en rétro-analyses numériques sur les mesures enregistrées d'un tunnel creusé dans les argiles de Londres. Les résultats obtenus montrent que la méthode de réduction du volume contrôlé permet d'obtenir des profils de tassement en surface et des déplacements horizontaux dans le massif qui se calent très bien aux mesures (Fig. 1.12).

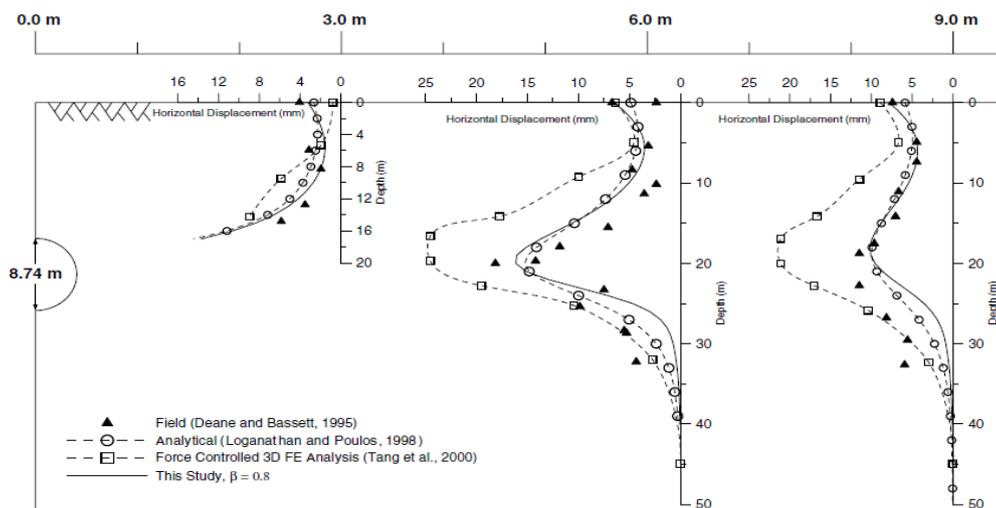


Figure 1.12 : Mouvements horizontaux : comparaison entre les résultats numériques, analytiques et les mesures in-situ (Cheng et al. 2006).

Benmebarek et Kastner (2000) ont examiné la pertinence de trois approches de modélisation numérique 2D sur les mouvements induits par le creusement de la ligne D du métro de Lyon (France) en tenant compte des diverses phases de creusement. Ces approches sont basées sur le concept de contrôle en contrainte avec la méthode convergence-confinement (quand il s'agit d'un déconfinement isotrope ou anisotrope) et de contrôle en déformation. Ils ont pu proposer une nouvelle procédure basée sur une approche en déplacement radial contrôlé de la périphérie du tunnel, c'est-à-dire découpler les déplacements radiaux et tangentiels en interposant des éléments d'interface entre le sol et la machine ou le revêtement. Cette procédure de simulation permet une modélisation correcte des mouvements verticaux et horizontaux observés, dans diverses conditions de creusement.

Möller et Vermeer (2008) ont effectué des analyses numériques 2D et 3D dans le cas d'un creusement d'un tunnel à front ouvert (NATM) et de celui à front fermé. Les simulations 2D avec l'utilisation de la méthode convergence-confinement dans le premier cas, montrent qu'il est nécessaire d'effectuer des analyses séparées avec des taux de déconfinements différents selon que l'on souhaite estimer les tassements en surface ou les forces dans le soutènement. Ils recommandent des valeurs plus élevées de β ($\beta = 1 - \lambda$) d'environ 0,5 à 0,7 pour l'évaluation des forces structurelles, et des valeurs relativement faibles entre 0,3 et 0,4 pour prédire les tassements. Cet écart de valeurs est probablement dû au fait que le soutènement est lourdement chargé en clé de tunnel, en raison des effets de voûtes tridimensionnels.

Dans le deuxième cas, ils ont testé trois méthodes de simulation (la méthode convergence-confinement, la méthode de contraction et la méthode dite de pression d'injection). Ils sont arrivés à la conclusion que la méthode de la pression d'injection permet d'établir des cuvettes de tassement et des déformations horizontales plus réaliste, ainsi même que pour les forces structurelles. Ils ont ajouté que l'utilisation d'une loi de comportement qui inclut une rigidité de sol très élevée en très petites déformations semble conduire à une amélioration de résultats.

Emeriault et al. (2008) ont aussi testé la performance et la précision de ces trois dernières méthodes sur le cas particulier du tunnel de la Yangtze river près de Shanghai (Chine), creusé par un tunnelier à front pressurisé dans un milieu constitué d'argiles molles. Lors de la confrontation des résultats numériques aux mesures in-situ, seule la méthode de la pression d'injection fournit des cuvettes de tassements les plus proches de mesures.

1.5.2 La modélisation tridimensionnelle

La simulation tridimensionnelle est à priori la plus adaptée aux ouvrages souterrains afin de créer et d'étudier le problème dans toute sa complexité. De nombreux auteurs ont déjà utilisé un code de calcul 3D et générer un modèle complet du tunnel en vue d'obtenir des résultats plus précis. Le tableau 1.1 présente quelques auteurs qui ont effectué des analyses numériques 3D.

Tableau 1.1 : Analyses numériques 3D effectuées par certains auteurs.

Auteurs	Année	Méthode d'excavation	Loi de comportement	Code de calcul
Lee et Rowe	1991	TBM	Elastique parf. pl.	FEM3D
Tang et al.	2000	Séquentielle	Elastique parf. pl.	ABAQUS
Bourgeois	2002	Séquentielle	Mohr-Coulomb	CÉSAR-LCPC
Möller et Vermeer	2006a	Séquentielle	HS- small model	Plaxis 3D
Mroueh et Shahrour	2008	TBM	Mohr-Coulomb	PECPLAS
Migliazza et al.	2009	TBM	Mohr-Coulomb	ABAQUS
Svobada et al.	2010	Séquentielle	Hypoplastique	ABAQUS
Aksoy et al.	2014	Séquentielle	Jointed Rock model	Plaxis 3D
Do et al.	2014	TBM	CYsoil model	FLAC 3D
Zhao et al.	2104	TBM	Hoek-Brown	Midas GTS
Liu et al.	2014	TBM	Mohr-Coulomb	ABAQUS
Manh et al.	2015	TBM	Burger-creep viscoplastic	FLAC 3D

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. La méthode adoptée pour simuler l'avancement du creusement est celle de vide annulaire (Gap method). Le coefficient de pression des terres au repos était de $K_0=0,85$ et les caractéristiques du sol sont obtenues à partir des essais triaxiaux. Les résultats numériques concordent bien avec les mesures enregistrés tant au niveau des tassements longitudinaux que des déplacements horizontaux. Le profil du tassement transversal était toutefois un peu large.

Dans le chantier du tunnel Heathrow trial creusé de manière séquentielle dans les argiles de Londres, Tang et al. (2000) ont étudié l'influence de la longueur libre non-soutenue au-devant du tunnel 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. le profil de tassement longitudinal finalement obtenu devient horizontal à une distance d'environ 20 m derrière le front de taille. Cette étude a permis de montrer l'effet important de l'emplacement du soutènement sur la réduction des tassements.

Bourgeois (2002) a mené des calculs par éléments finis en condition tridimensionnelle, pour le calcul des tassements provoqués par la construction d'un tunnel creusé par la technique du prédécoupage mécanique. L'ouvrage modélisé reprend les caractéristiques géométriques du tunnel nord de la traversée souterraine de Toulon. Son modèle est constitué d'un ensemble de prévoûtes, et les phases d'excavations respectent au mieux la réalité. Le calcul a donné la possibilité de fournir une estimation de la cuvette de tassements provoqués par le creusement, qu'il l'a pu représenter au moyen d'une expression analytique relativement simple. Il a obtenu des résultats qui paraissent en bonne concordance avec les valeurs mesurées (aussi bien sur la forme de la cuvette qu'au rapport tassement au passage du front/ tassement final).

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 (jupe et arrière de la jupe) et le déconfinement partiel du sol sur cette longueur. La valeur de L_{dec} peut être égale au diamètre du tunnel, tandis que le paramètre α_{dec} est calculé par calage sur des formules empiriques et ajusté sur des tassements enregistrés en projet réel. La performance de ce modèle a permis de fournir des résultats satisfaisants en termes de tassements de surface.

Le travail de Migliazza et al. (2009) a aussi permis de mettre en évidence, et de spécifier la pertinence de la modélisation 3D dans le cadre de l'extension de la ligne 1 du métro de Milan, creusé dans une zone de nature sableuse. Le but de leur travail est de comparer les mesures de tassements de surface enregistrées sur le chantier avec les résultats numériques par trois approches ; empiriques, analytiques et numériques. Il apparait que le meilleur calage est seulement obtenu avec la modélisation 3D.

La potentialité de la simulation tridimensionnelle a été confirmée par Svoboda et al. (2010b) dans un tunnel creusé par la méthode conventionnelle NATM. Leur travail consiste à étudier l'efficacité d'une loi de comportement avancée (modèle hypo-plastique) destinée aux argiles dans

le but de simuler le problème du creusement du tunnel Královo Pole (république Chèque). Après avoir ajusté les paramètres du modèle de comportement sur les essais expérimentaux, un modèle 3D a pu être modélisé, et les calculs fournissent de précis résultats en termes de tassements en surface et en profondeur (Fig. 1.13a). Cependant, la confrontation des déplacements horizontaux met en évidence un écart important au voisinage du tunnel (Fig. 1.13b).

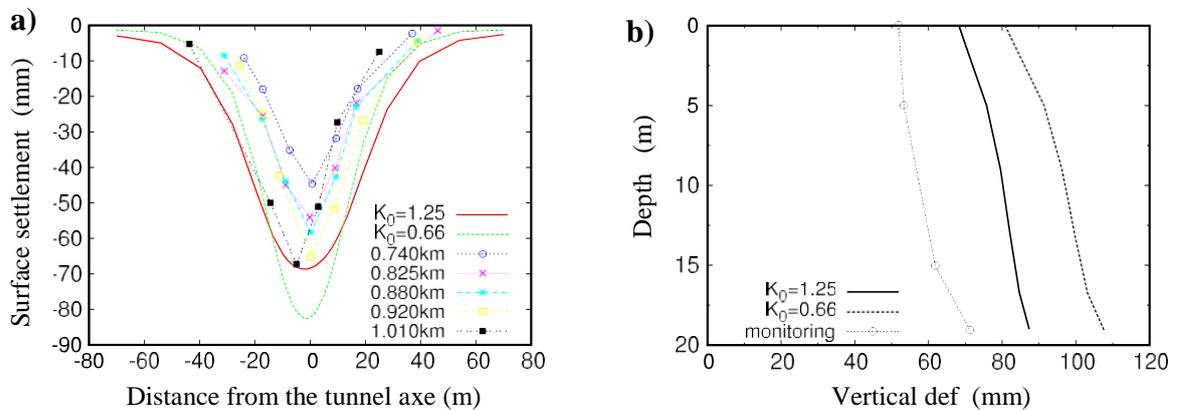


Figure 1.13 : a) Cuvette de tassement transversale. b) Extensomètre vertical : comparaison entre les simulations numériques et les mesures in-situ (Svoboda et al. 2010b).

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.). Ils soulignent que tous ces aspects doivent être respectés pour obtenir une simulation numérique la plus réaliste possible. 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. 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.

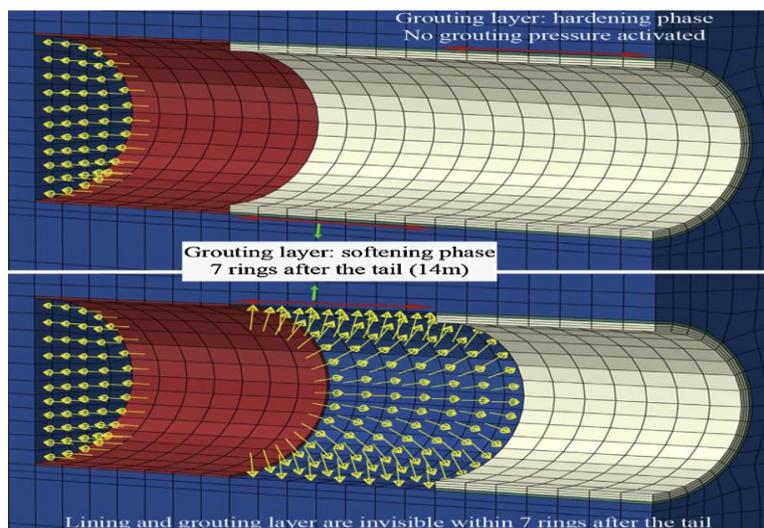


Figure 1.14 : Etapes de la simulation numérique de l'excavation de tunnel par tunnelier (Liu et al. 2014).

1.5.3 Validation des méthodes numériques

Il est indispensable de valider les modèles numériques utilisés pour la conception des projets souterrains. En effet, c'est une étape prépondérante qu'elle ne peut se faire qu'à partir de données expérimentales réelles. Un ouvrage support qui sert de référence est donc nécessaire à la confrontation des différentes procédures mises en œuvre.

Pour aboutir à des résultats numériques cohérents et fiables, une attention particulière doit être portée sur chaque étape de la création d'un modèle numérique. Ces étapes englobent le maillage et les conditions aux limites, le modèle du comportement, l'état de contraintes initial et la valeur de K_0 ...

Pour ce qui est de la taille du modèle, Mestat (1997) préconise d'étendre latéralement le maillage sur une distance d'où moins $5D$, et ce maillage doit être raffiné au voisinage du tunnel où les contraintes et les déplacements varient rapidement d'un point à l'autre.

Etant donné le phénomène de déchargement (enlèvement de la matière) du terrain, et la redistribution de contraintes, dans certaines zones des déchargements et dans d'autres des surchargements, AFTES (1994) recommande d'estimer le module de déformation à partir de la courbe déchargement-rechargement sur un essai à cycles. Bolton et al. (1994), Masin et Herle (2005), Möller et Vermeer (2008), Hejazi (2010) mettent l'accent sur l'intérêt d'utiliser des modèles de comportement qui comprennent une rigidité initiale généralement plus élevée en très petites déformations et un module d'élasticité en chargement différent de celui en déchargement. Ils ont conclu que le fait d'introduire la non-linéarité du sol sous faibles déformations conduit à une meilleure prédiction des mouvements du sol autour d'un ouvrage souterrain.

1.6 Conclusion

On s'est intéressé dans ce chapitre aux méthodes de prédiction des mouvements de sol induits par le creusement d'un tunnel. Les dispositifs de mesures in-situ montrent une cuvette de tassement en surface qui a pu être décrite par une courbe de Gauss. L'estimation de ces tassements dans un premier temps était basée sur des méthodes empiriques qui sont sensiblement influencées par la forme du tunnel, l'hétérogénéité des terrains, la méthode d'excavation etc. Ces méthodes restent utiles au stade d'études préliminaires compte tenu de la complexité des phénomènes en jeu. Du côté d'approches analytiques, elles sont des outils d'analyse qui présentent de grands avantages aux ingénieurs mais demeurent limitées et obéissent à des hypothèses restrictives.

Les méthodes numériques telles que les différences finies ou les éléments finis représentent, dans ce cas, un outil important capable de prendre en compte la complexité de la géométrie, le comportement du sol environnant ou encore les processus du creusement. Les analyses bidimensionnelles en coupe transversale et en déformations planes sont les plus répandues dans ce domaine, mais nécessitent des hypothèses simplifiées qui peuvent décrire le processus de déconfinement lié au creusement. Ces méthodes sont, par nature, mal adaptées à l'évaluation des processus de rupture et présentent parfois une transmission incorrecte des effets du creusement en surface surtout pour les ouvrages très peu profonds. Pour cette raison, il semble que seule l'approche numérique tridimensionnelle est de nature à examiner le problème dans toute sa complexité. Toutefois, ces simulations doivent être suivies par des calculs en rétro-analyse de cas réels tant pour caler les paramètres mécaniques qu'éclairer les interprétations faites à partir des mesures in-situ.

Chapitre 2

Techniques de présoutènement dans le creusement des tunnels

2.1 Introduction

La stabilité des tunnels peu profonds réalisés en pleine section a depuis fort longtemps constitué un défi important à la communauté scientifique. Ces dernières années, une récente approche, basée sur la mise en place d'un système de prérenforcement à l'avant du front de taille a été développée. Elle vise à contrôler les déformations et les tassements en surface induits par le creusement et à assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme. Cette approche consiste à renforcer un anneau de terrain autour de l'excavation en y introduisant des éléments linéaires beaucoup plus raides. Ces éléments dont la longueur varie de un à plusieurs mètres sont placés dans un trou de forage de quelques centimètres de diamètre dans la direction frontale, ils jouent un rôle de confinement lié à la pré-convergence du tunnel.

Dans le présent chapitre, les principes de la technique ADECO.RS et son application aux tunnels ainsi que ces avantages vis-à-vis de la méthode de creusement conventionnelle NATM (New Austrian Tunnelling method) seront décrits en détail. On présente également les différentes approches disponibles dans la littérature pour dimensionner le renforcement par boulonnage et estimer son incidence sur la stabilité du front et la limitation des mouvements.

2.2 Phénomène de déconfinement du massif

Au fur et à mesure du creusement de tunnel, l'avancement du front de taille engendre des perturbations qui se propagent longitudinalement et transversalement dans le terrain ainsi que d'une convergence des parois du tunnel en modifiant le champ de contraintes initial dans le massif, autrement dit la zone entourant le front de taille, c'est la zone d'influence du front.

Selon Lunardi (2008), la réalisation d'un tunnel ne peut pas se passer sans la connaissance de :

- Le milieu à l'intérieur duquel nous opérons.
- L'action que nous accomplissons pour commencer l'excavation.
- La réaction attendue du massif à la suite de l'excavation.

Dans la pratique, le milieu est le terrain dans lequel on envisage de réaliser le projet, qui est souvent discontinu, non homogène et anisotrope. En surface, ces caractéristiques sont assez variées, mais dépendent exclusivement de sa nature intrinsèque (consistance naturelle). En profondeur, les caractéristiques se modifient en fonction de l'importance des contraintes exerçant sur lui.

L'avancement du front à l'intérieur du milieu représente l'action par laquelle se produisent des perturbations. En effet, cet avancement crée un phénomène strictement dynamique qui va modifier complètement l'état de contraintes. L'ampleur et l'extension de la zone perturbée à proximité du front de taille est définie par le rayon d'influence du front, elle est du même ordre de grandeur que le diamètre du tunnel.

La réaction est la réponse en déformation du milieu à l'action de l'excavation. Elle se produit dans le cadre de la zone perturbée à la suite des forces de compression qui se développent sur le contour de la cavité et se manifestent ensuite par des phénomènes d'extrusion sur le front de taille et des convergences autour de la cavité.

Après plusieurs analyses de différents chantiers de tunnels en Italie, Lunardi (2008) a remarqué trois zones distinctes (Fig. 2.1) se forment autour du massif environnant en se basant sur le changement qui est arrivé à l'état de contraintes :

- Une zone non perturbée par l'excavation, où le massif du sol est soumis au champ de contrainte initial loin devant le front.
- Une zone perturbée (ou zone du front de taille), en avant du front et, limitée par le rayon d'influence du front R_f , où le champ de contrainte est tridimensionnel.
- Une zone de stabilisation, loin derrière le front, où celui-ci n'a plus d'influence et le champ de contrainte devient plan.

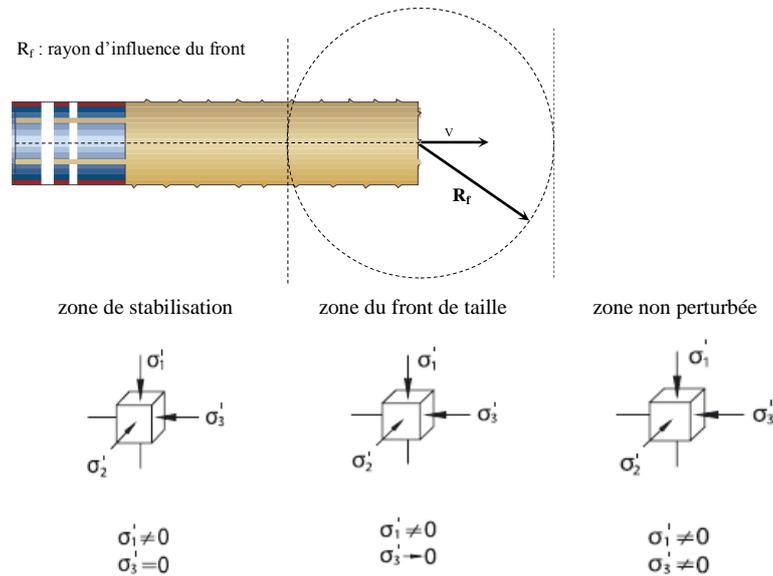


Figure 2.1 : Les trois zones caractéristiques lors du creusement d'un tunnel (Lunardi, 2008).

On appelle un noyau d'avancement comme le prisme du terrain en amont du front de taille. Il s'étend sur une longueur correspondant au rayon d'influence du front soit environ le diamètre du tunnel. Le champ de contrainte autour de ce noyau se modifie à l'arrivée du front en supprimant la contrainte sur le front même (Fig. 2.2).

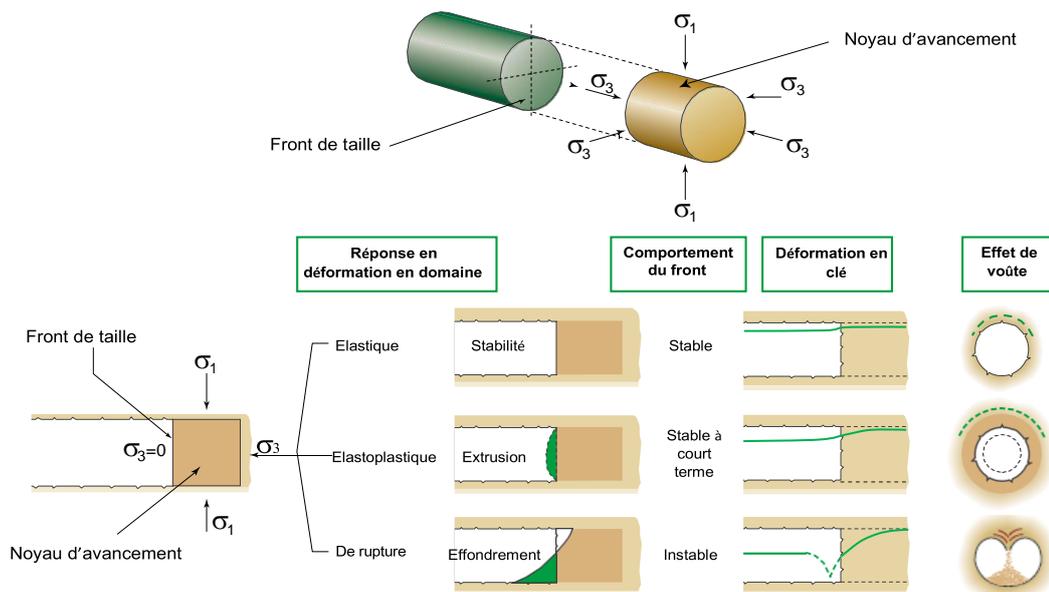


Figure 2.2 : Comportement du noyau d'avancement en fonction de l'état de contrainte (Lunardi, 2008).

On remarque sur la figure 2.2 qu'au cours de l'avancement du front de taille, la contrainte de confinement σ_3 dans le noyau diminue jusqu'à s'annuler et celle principale σ_1 augmente, on a donc trois types de comportement possible du système front-noyau d'avancement :

- Si l'élimination de l'état de contrainte au front ($\sigma_3 = 0$) se fera lorsque le noyau du front est sous contrainte en domaine élastique, la paroi libérée (front de taille) se maintiendra stable avec des déformations limitées et absolument négligeables.
Dans ce cas, la canalisation des contraintes sur le contour de la cavité (effet de voûte) se fait par la voie naturelle.
- Si l'élimination de l'état de contrainte au front ($\sigma_3 = 0$) se fait lorsque le noyau du front est sous contrainte en domaine élasto-plastique, la réaction sera importante et le front de taille se déformera élasto-plastiquement vers l'intérieur de la cavité (extrusion) en donnant lieu à une situation de stabilité à court terme. Cela signifie qu'un phénomène de plastification va se propager longitudinalement et radialement à partir du contour de l'excavation en produisant le déplacement de (l'effet de voûte) plus à l'intérieur du massif. Ce processus ne peut être arrêté qu'à travers l'installation d'interventions pertinentes de stabilisation de terrain.
- Si l'élimination de l'état de contrainte au front ($\sigma_3 = 0$) se fait lorsque le noyau d'avancement atteint le domaine de rupture, le noyau devant le front devient instable et risque de mettre en péril la stabilité de l'ouvrage.

Il est apparu que les caractéristiques de résistance et de déformabilité du noyau d'avancement jouent un rôle déterminant sur l'évolution des phénomènes de déformation. Sur la base de ces observations, il s'avère nécessaire de mettre en œuvre un ou plusieurs renforcements permettant de limiter les déformations élasto-plastiques et de garantir la stabilité de l'ouvrage à court et à long terme. Ces interventions en amont du front représentent une action de pré-confinement qui se distingue de celle de confinement qui agit seulement sur le contour de la cavité en aval du front.

La disponibilité des technologies d'excavation et de renforcement a abouti à une véritable révolution dans les tunnels, qui ont permis à Lunardi (2008) de proposer une méthode innovante de conception et de construction des tunnels appelée l'approche ADECO-RS (Analyse des Déformations Contrôlées dans les Roches et dans les Sols) dont l'application pour la première fois est en Italie [à partir des années quatre-vingt]. Cette méthode a permis de donner des résultats exceptionnels voire incroyables en termes de stabilité et de sécurité.

2.3 Description de la méthode ADECO-RS

Cette approche représente une nouvelle procédure de conception et de construction des tunnels dont la qualité s'est définitivement révélée indiscutable au creusement des tunnels dans des conditions géologiques difficiles. Elle présente des solutions alternatives à celle de NATM (New Austrian Tunnelling method) qui intervient en aval du front, par une simple action de confinement pour réduire la convergence de la cavité (ne tient pas compte de l'extrusion et du pré-confinement).

Lunardi (2008) est le premier qui a eu l'idée de mettre au point un élément structural ayant des caractéristiques géomécaniques capables de limiter l'extrusion prématurée du front et l'apparition de zones en déformations plastiques. Ces éléments agissent à l'intérieur du massif en amont du front lorsque celui-ci est encore impliqué par des contraintes de type tridimensionnelles. Il propose trois méthodes de pré-confinement du massif à l'avant du front (Fig. 2.3) :

- Des interventions directes de protection qui consistent à renforcer le contour du noyau en réalisant un présoutènement afin de faciliter l'effet de voûte ; on a la pré-voûte, le jet-grouting, ou encore la réalisation d'un arc cellulaire.

- Des interventions de conservation indirecte qui consistent à améliorer les caractéristiques du noyau par la mise en place d'inclusions horizontales en fibre de verre (FGT ; fibres glass tubes).
- Des interventions de conservation mixte qui regroupent en même temps une intervention directe de protection et une intervention de renforcement du noyau, (voûte parapluie + FGT).

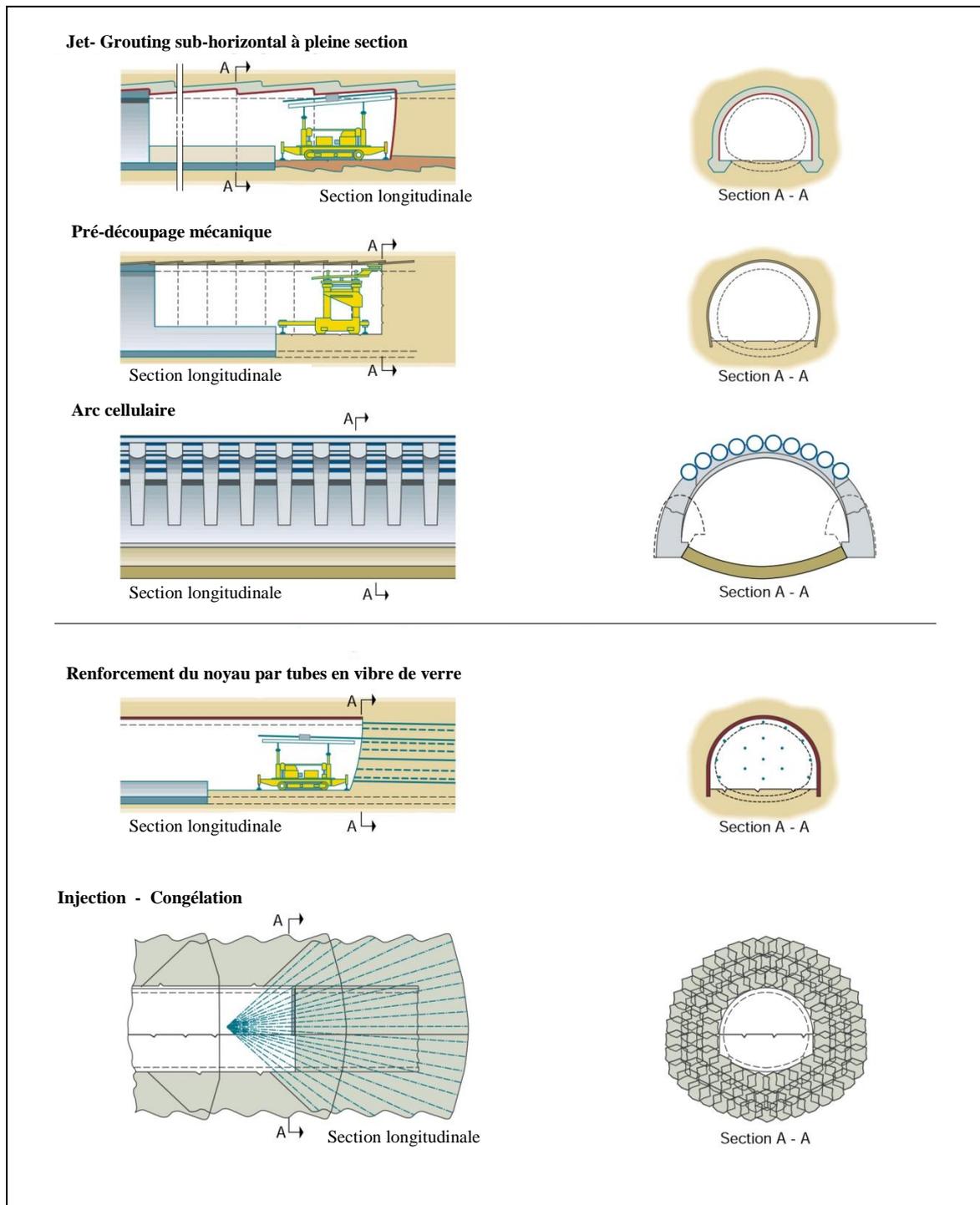


Figure 2.3 : Quelques méthodes de renforcement du noyau (Lunardi, 2008).

2.3.1 Les phases particulières de l'approche ADECO-RS

La méthode ADECO-RS comprend plusieurs phases regroupées en deux étapes principales : analyse et contrôle. La première phase consiste à identifier les caractéristiques physico-mécaniques des terrains à partir des reconnaissances géologiques et géotechniques plus ponctuelles et plus détaillées. La deuxième est de choisir l'action de confinement ou de pré-confinement à exercer au front vis-à-vis de la réaction attendue du noyau, ce choix est basé sur une série de contrôle et des mesures in-situ et en laboratoire. Pour évaluer la pression qu'il faut exercer au front afin de limiter ces déformations, certaines mesures doivent être faites telles que :

- La mesure de l'extrusion ; in-situ, au moyen d'extrusomètre qui fournit la déformation longitudinale du front (en vraie grandeur). En laboratoire, on utilise un essai d'extrusion en cellule triaxiale qui va permettre de trouver la pression que l'on doit appliquer dans la cavité de l'échantillon pour limiter sa déformation axiale, et éviter notamment une trop forte plastification. Cette pression est alors utilisée par transposition au tunnel réel pour dimensionner le boulonnage du front de taille et obtenir l'ordre de grandeur des valeurs d'extrusion au front du tunnel.
- La mesure de pré-convergence : on utilise des extensomètres introduits verticalement dans le terrain.
- Les relevés topographiques des déplacements absolus du front de taille, à l'aide de mires optiques effectuées lorsque les travaux d'avancement sont arrêtés (Fig. 2.4).

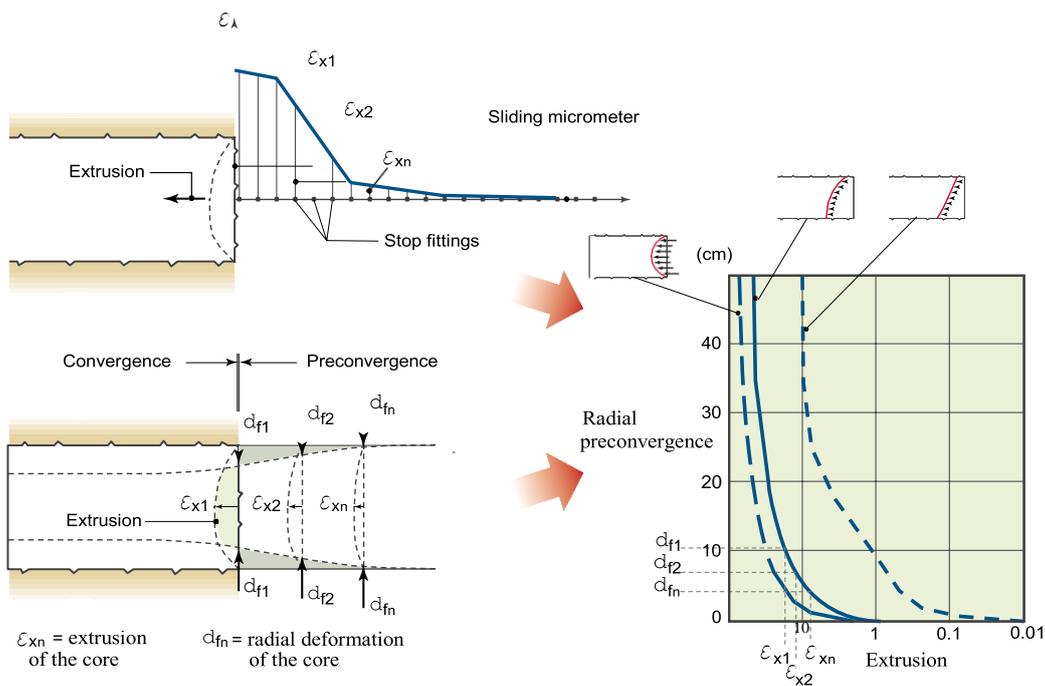


Figure 2.4 : Calcul de la pré-convergence à partir des mesures expérimentales de l'extrusion (Lunardi, 2008).

Par la suite, une phase opérationnelle qui consiste à mettre en œuvre les présoutènements appropriés (fibre de verre, jet-grouting...etc.) au cours de l'avancement du front en les adaptant en termes de convergence et de pré-convergence lié à la réponse en déformation du massif.

La dernière phase est de vérifier l'exactitude et la justesse des calculs faits préalablement par la lecture des phénomènes de déformations comme réponse du milieu durant l'avancement de l'excavation, et de contrôler le tunnel après l'exécution.

L'approche ADECO-RS présente de grands avantages après avoir testé sa performance à plusieurs chantiers dont le tunnel ferroviaire de Vasto (Italie) et celui de Tartaguille sur la ligne ferroviaire haute-vitesse Lyon-Marseille. Avec la mise en place des présoutènements en avant du front de taille, leur excavation a pu être menée à son terme en réduisant à la fois le coût et le temps de réalisation ainsi qu'une meilleure sécurité pour les ouvriers sur le chantier. A cet égard, l'approche ADECO-RS est rendu applicable à tous les types de sol, même les plus difficiles avec l'industrialisation des opérations avancées qui garantissent essentiellement un avancement régulier du creusement pour contrôler les déformations survenus dans le massif. Cet aspect lui a permis d'avoir une part importante dans le cas de tunnels en milieu urbain où les tassements de surface doivent être minimisés.

Un exemple détaillé sera explicité dans le prochain chapitre sur le deuxième Tube du tunnel de Toulon dans lequel l'application de l'approche ADECO-RS est utilisée. Le mode de renforcement adopté dans ce tunnel consiste en un boulonnage au front de taille plus une voûte parapluie.

2.4 Etude sur le boulonnage du noyau d'avancement

2.4.1 Boulonnage des tunnels : Historique

Cette technique de renforcement des sols en place par des boulons, est apparue dans les années 50 dans les mines des Etats-Unis. Elle permettait de traiter des difficultés particulières, par exemple la rupture fragile en écailles de granites à forte profondeur surtout dans des galeries hydrauliques. L'extension de cette technique aux terrains de caractéristiques médiocres a conduit à l'utiliser de manière systématique comme soutènement radial, en l'associant au béton projeté (Nouvelle Méthode Autrichienne).

Les premiers boulons utilisés étaient des barres d'acier ancrés en fond de forage par divers dispositifs mécaniques comparable aux chevilles. A cause des limites rencontrées dans les terrains déformables et fragiles, le boulonnage à scellement réparti, en tout premier lieu au mortier de ciment puis à la résine, est apparu autour des années 1960, et s'est rapidement généralisé à une grande échelle grâce aux progrès réalisés dans sa mise en place.

Dans les années 1980, une nouvelle technique est apparue consistant à enfoncer au front de taille des boulons de grande longueur en fibre de verre, dont la première utilisation concerne un des tunnels de la ligne ferroviaire de grande vitesse Rome-Florence, en Italie (1988). La réduction des mouvements et la maîtrise du phénomène de plastification des terrains dû à la décompression ont contribué à étendre cette technologie à des tunnels de section plus importante.

2.4.2 Technique de boulonnage

Deux sortes de matériaux sont utilisées pour la fabrication des boulons : l'acier ou la fibre de verre. Le premier étant utilisé pour le boulonnage radial, son rôle est d'armer le terrain c'est-à-dire de limiter les déformations de massif, d'améliorer globalement sa résistance à la traction et au cisaillement, et surtout d'éviter sa dégradation progressif. Les principaux types de boulons disponible actuellement sur le marché sont (les boulons à ancrage ponctuel et ceux à ancrage réparti, et les boulons à friction). D'une manière générale, le type d'ancrage dépend de la nature du terrain, alors que la longueur et la disposition sont conditionnées par la géométrie de l'ouvrage.

Dans ce mémoire de thèse, on s'intéresse particulièrement aux boulons frontaux renforcé de fibres de verre ainsi qu'aux boulons utilisés comme présoutènement par voûte parapluie.

Les boulons au front sont des tubes légers en matériau composite de fibres de verre et de résines polyester utilisés notamment au front de taille. Ils sont scellés dans des forages de grande longueur (généralement supérieur au diamètre du tunnel) dans le but d'augmenter les caractéristiques de résistance et de déformabilité du noyau d'avancement. Cette méthode permet de réduire le phénomène d'extrusion ainsi que la transmission des mouvements vers la surface du sol.

Il en existe plusieurs types et formes, tubulaires de type « Y » ou lanières (Fig. 2.5), Certains sont constitués d'un tube nervuré en fibre de verre servant également de tube d'injection du mortier de scellement et d'autres sont constitués d'éléments triangulaire ou rectangulaire. Ces boulons sont utilisés dans le cas d'un creusement en pleine ou en demi section.

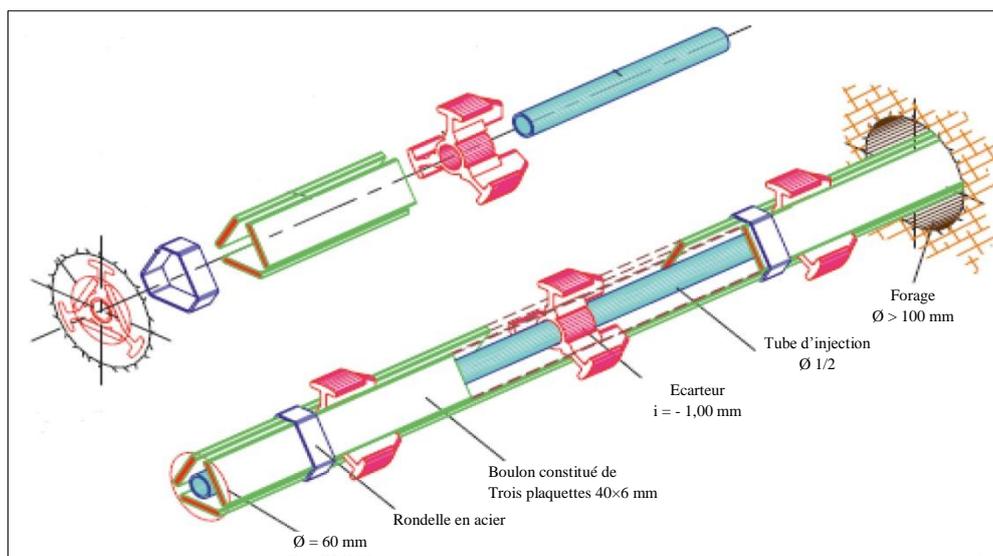


Figure 2.5 : Boulons en fibre de verre (Lunardi, 2008).

Ces boulons sont assemblés directement sur chantier (Fig. 2.6), leur longueur est généralement comprise entre 10 et 25 m avec un diamètre varie entre 60 et 100 mm environ. Ils sont placés à l'intérieur d'un forage frontal d'environ 10 cm de diamètre pour permettre une excellente adhérence avec les mortiers de scellement.

Concernant les produits de scellement, Il en existe deux types: au coulis de ciment et à la résine. L'usage du coulis de ciment est plus répandu et coûte moins cher que celui de la résine. Cependant, le temps de prise de la résine est assez court qui rend possible l'excavation en toute sécurité. Les caractéristiques d'interface sol/coulis ou coulis/boulon doivent être élevées pour mobiliser l'effort admissible dans les boulons, ça va permettre d'assurer le transfert de charge entre le sol et le boulon.

Du point de vue mécanique, Les boulons en fibre de verre possèdent une forte anisotropie. Ils présentent une forte résistance en traction (environ 500 à 800 MPa) et au même temps une faible résistance au cisaillement. Ceci va permettre d'assurer une destruction facile par les engins de terrassement au fur et à mesure de l'avancement.



Figure 2.6 : Mise en place de boulons en fibre de verre (Lunardi, 2008).

Les opérations de renouvellement des boulons au cours de l'avancement du front sont fonction des performances de ces boulons, des paramètres géométriques de l'ouvrage, des caractéristiques géotechniques du massif et de l'état de contraintes initial dans le terrain. Toutefois, les boulons doivent être renouvelés à partir du moment où la densité du boulonnage semble insuffisante à garantir le préconfinement du noyau. Sur chantier, il existe deux modes de renouvellement du boulonnage au front (voir Fig 2.7) :

- Le cycle court : consiste à mettre en œuvre une fraction constante du boulonnage à chaque passe d'excavation du front de taille. L'intervention au front est plus courte car on ne renouvelle pas l'ensemble du boulonnage mais elle se répète plus régulièrement.
- Le cycle long : un renouvellement total du boulonnage est effectué lorsque la longueur des inclusions n'est plus suffisante. Dans ce cas le linéaire des boulons n'est pas constant et l'intervention au front de taille est plus longue.

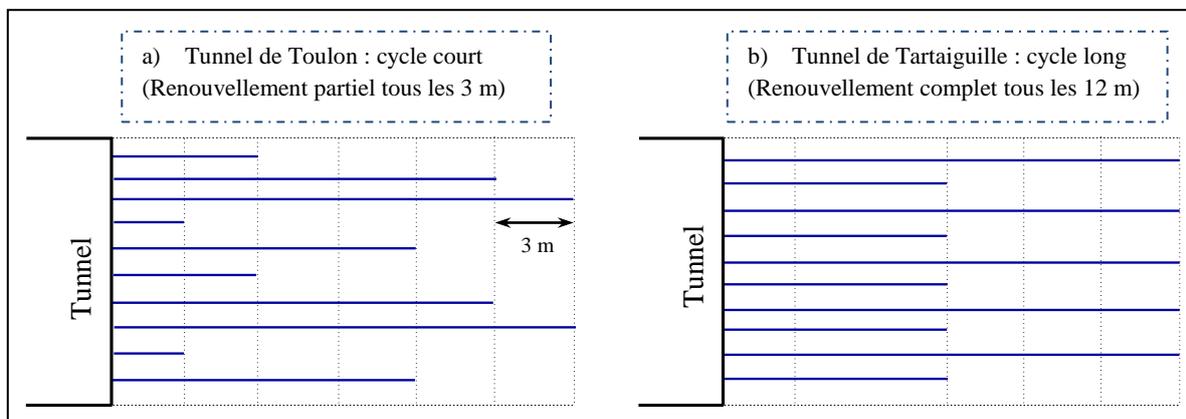


Figure 2.7 : Deux types de cycles de boulonnage du front.

En conclusion, il est souhaitable que ce système du renforcement soit conçu pour disposer en permanence d'un préconfinement constant (combinaison d'inclusions de longueurs variables définies selon le pas d'excavation) afin d'optimiser l'avancement des travaux du point de vue sécuritaire et économique.

Si cette technique de renforcement n'est pas capable à maintenir le front dans un état stable, et les terrains situés en dessus peuvent mettre en péril la sécurité de l'ouvrage, il est nécessaire de combiner le renforcement du front avec d'autres techniques de présoutènements, telles que le jet-

grouting subhorizontal, la prévoûte ou la voûte parapluie. Dans le cadre de cette étude, une attention particulière est apportée au présoutènement par voûte parapluie.

Ce présoutènement a pour but de limiter les décompressions survenues en calotte au cours du creusement. Il est conçu pour atteindre une longueur de pénétration en avant du front du même ordre de grandeur que sa hauteur pour se protéger de surfaces de rupture potentielles intéressant toute la section d'excavation (Fig. 2.8). La voûte parapluie est généralement formée soit de barres (ϕ 32 ou 50 mm), de tubes injectés (ϕ 90 à 250 mm) ou de tubes nommés forepoles installés dans des forages inclinés de longueur qui ne dépasse pas 18 m en raison des déviations lors de la foration. Les inclusions sont renouvelées en suivant un cycle préétabli pour former un arc longitudinal contenu.

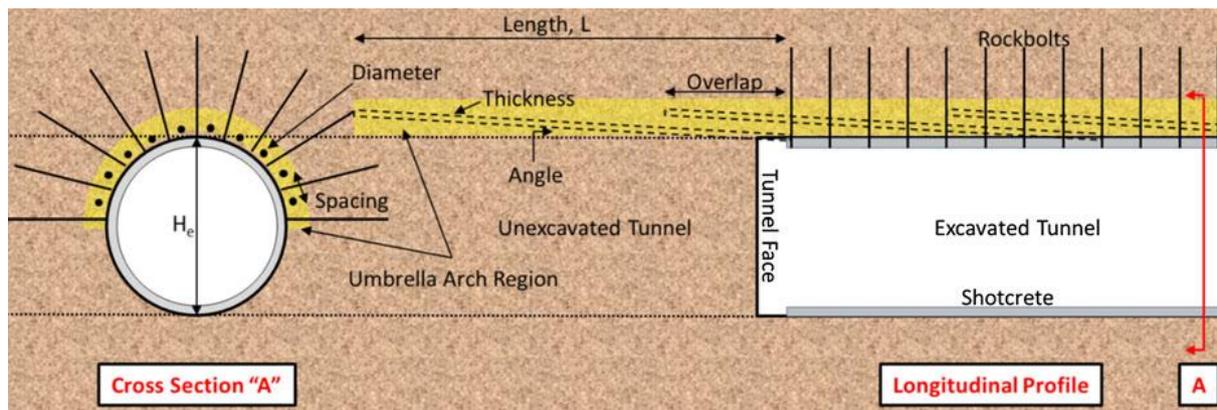


Figure 2.8 : Profil longitudinal de la voûte parapluie (Oke et al. 2014).

La voûte parapluie peut être adaptée aux différents terrains. Néanmoins, Lunardi (2008) considère que les éléments utilisés pour former la voûte ne jouent pas le même rôle, par exemple l'élément forepole où chaque boulon fonctionne individuellement comme une poutre continue, sans créer une action transversale avec les autres boulons. En fait, cette technique n'arrive pas à créer un effet de voûte artificiel à l'avant du front de taille du fait qu'il n'y a pas une action transversale réciproque entre les boulons. Généralement, ce système de renforcement est préconisé dans le cas d'un milieu rocheux fracturé pour lutter contre les discontinuités du massif.

Des exemples détaillés des études menées sur le boulonnage au front de taille et sur la voûte parapluie seront présentés dans les paragraphes suivants, en fonction de différentes approches d'analyse suivies.

2.5 Approches de dimensionnement du boulonnage

2.5.1 Approche physique

Plusieurs auteurs se sont intéressés à étudier le renforcement du noyau d'avancement à l'aide de centrifugeuse (Al Hallak et al., 1999; Calvello and Taylor, 1999; Kamata and Mashimo, 2003; Juneja et al., 2010; Yokota et al., 2012) où d'un modèle réduit (Egger et al., 1999; Yoo et Shin, 2003; Trompille, 2003; Shin et al., 2008; Hirata et al., 2013). Ils se sont attaché à étudier l'effet du boulonnage sur la stabilité du tunnel, en modifiant les propriétés du sol, les surcharges, le diamètre du tunnel, la densité et la longueur des boulons. Une attention particulière a été portée

sur le déplacement d'extrusion au front du tunnel, les tassements en surface et sur la longueur utile des boulons.

Lors des études en centrifugeuse sur l'effet du boulonnage frontal, Al Hallak (1999) a simulé un tunnel prototype de 10 m de diamètre sous une couverture égale à deux fois le diamètre, renforcé frontalement par des boulons en fibre de verre. Pour cela, le tunnel est modélisé par un cylindre métallique ($\phi = 20$ cm, épaisseur = 3 mm, et longueur = 30 cm) à l'intérieur d'un conteneur en acier de dimensions moyennes (largeur 1 m, profondeur 1 m, hauteur 1.6 m) indéformable rempli de sable de Fontainebleau jusqu'à atteindre une couverture de 40 cm. Les boulons sont simulés soit par des tiges filetées en acier de 2 mm de diamètre ($E_{\text{acier}} = 210$ GPa), soit par des tiges en PVC ($E_{\text{PVC}} = 3\,000$ MPa). Il a mis en évidence que la mise en place des boulons à l'avant du front permet de réduire la pression limite de soutènement, les déplacements au front et les tassements en surface, ils peuvent également limiter l'étendue horizontale et verticale des zones de rupture en avant du front. La longueur utile des boulons est estimée à plus de deux fois la distance entre le front et la surface de rupture développée en avant de celui-ci.

Une autre étude a été réalisée par Kamata et Mashimo (2003) à l'aide toujours de la centrifugeuse dans le but d'étudier le renforcement du front de taille. Un conteneur qui mesure 140x500x400 mm et un semi-cylindre de 80 mm de diamètre ont été utilisés pour simuler l'essai. Ils ont étudié l'influence de la longueur et du nombre de boulons mis en place derrière le front sur la stabilité d'un tunnel à faible profondeur ($C/D=1$) dans du sable. L'analyse des résultats obtenus a mis en évidence que la longueur minimale des boulons pour assurer la stabilité du front est égale à $0,5 D$. Une autre étude concernant l'influence de la voûte parapluie a également été prise en compte. Les essais sont menés sous une gravité de 30g en utilisant deux modes de renforcement (élément forepole, et une plaque). La longueur des boulons varie de $0,25D$ à $1,5D$ ayant 1 mm de diamètre. Les résultats ont montré que la transmission de la zone de rupture vers la surface est réduite grâce à ce type de présoutènement. En outre, son effet en termes de stabilité du front de taille et d'extrusion semble limiter (Fig. 2.9). Les mêmes conclusions ont été tirées par Juneja et al (2010) dans des argiles. Ils ont remarqué que les boulons semblent réduire seulement la longueur de la cuvette du tassement à l'avant du front, la largeur n'a pas été affectée.

Par contre, d'autres recherches menées par Hisatake et Ohno (2008) ont montré que les tassements peuvent être réduits d'une manière significative à l'avant du front lorsque les éléments forepoles sont installés dans des sables secs. Cet écart entre les résultats de ces études est probablement lié d'une part à la taille des inclusions par rapport aux autres dimensions du modèle, d'autre part au fait qu'on ne sait pas si les résultats de Hisatake et Ohno (2008) ne sont applicables qu'aux sols granulaires qui peuvent présenter à la fois des déformations volumiques et de cisaillement.

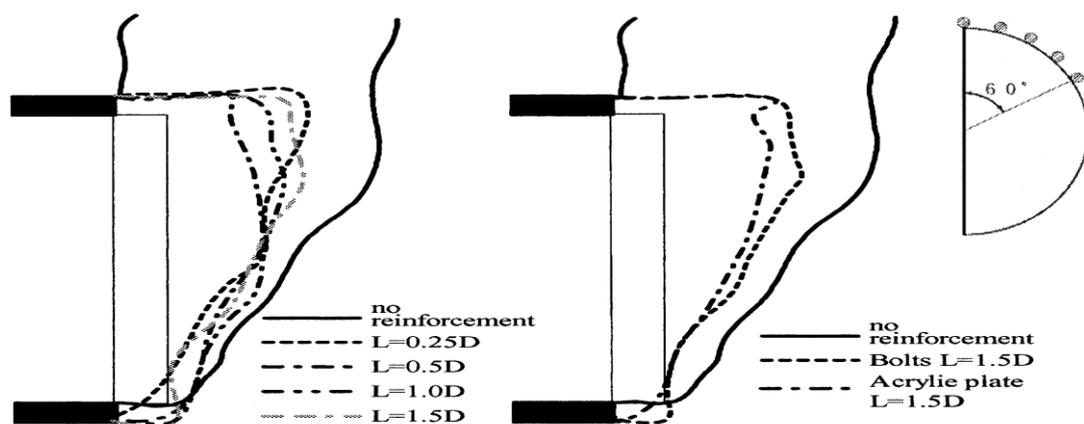


Figure 2.9 : Effet de la voûte parapluie sur le mécanisme de rupture (Kamata et Mashim, 2003).

Egger et al. (1999) ont effectué des études sur le comportement du front d'un tunnel renforcé par des inclusions en fibre de verre. La stabilité du front de taille est analysée à l'aide d'un modèle physique à échelle réduite tridimensionnel sous gravité terrestre. Une cuve d'essai, de dimensions moyennes est utilisée (largeur 1 m, profondeur 1 m, hauteur 1,6 m), elle possède une structure métallique avec une ouverture circulaire de 48 cm de diamètre. Le front de taille est renforcé par des inclusions en fibre de verre horizontales et parallèles à l'axe du tunnel 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 du boulonnage. Les résultats obtenus ont montré l'effet du boulonnage à stabiliser le front, et ceci même pour un niveau de renforcement relativement faible par rapport aux renforcements courants sur chantiers (le volume extrudé est largement réduit) (Fig. 2.10).

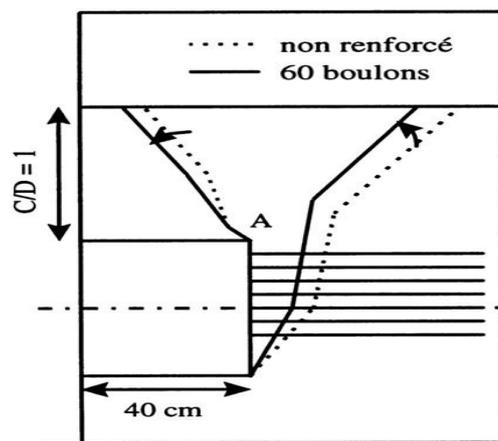


Figure 2.10 : Surface de rupture avec ou sans boulons (Egger et al. 1999).

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 18,4 cm, 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. 2.11).

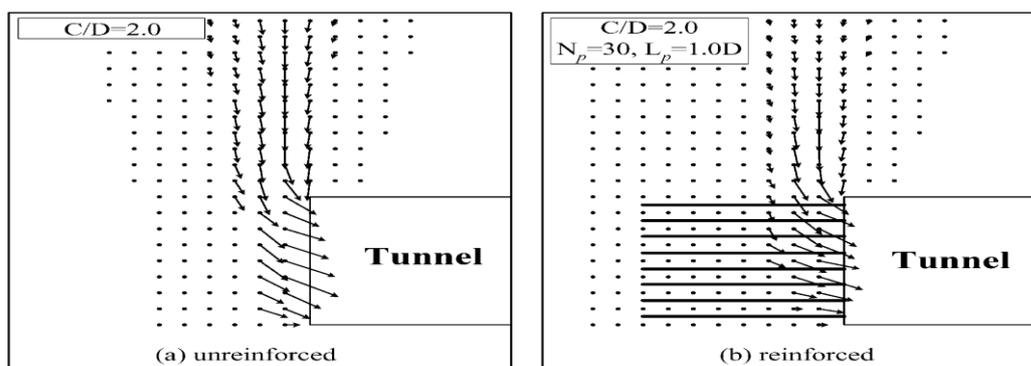


Figure 2.11 : Influence du boulonnage sur les mouvements produits à l'avant du front (Yoo et Shin, 2003).

Trompille (2003) a conduit une étude expérimentale intéressante sur un modèle réduit conçu au laboratoire Géo-Matériaux de l'E.N.T.P.E. Huit essais ont été réalisés dans un mélange composé en masse à 85 % de sable fin et à 15% de kaolin (les quatre premiers avec boulons et les autres sans) afin d'évaluer l'apport du boulonnage frontal sur le comportement du terrain autour du tunnel. Le modèle est composé d'une cuve de grandes dimensions (longueur et largeur de 1,5 m et hauteur de 1,4 m) dotée sur sa paroi frontale d'une ouverture circulaire de 30 cm, servant à guider le creusement du tunnel. Le soutènement est modélisé par un tube en acier de 3 mm d'épaisseur, de 30 cm de diamètre extérieur et d'un mètre de longueur. Pour modéliser les boulons en fibre de verre et leur scellement, un matériau identique à celui utilisé par (Egger et al., 1999) est 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, et le nombre de ces boulons varie entre 24 et 26 selon les essais. Elle a pu conclure que 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 (Fig. 2.12). Le chargement surfacique de rupture est quasiment deux fois plus important en présence de boulons.

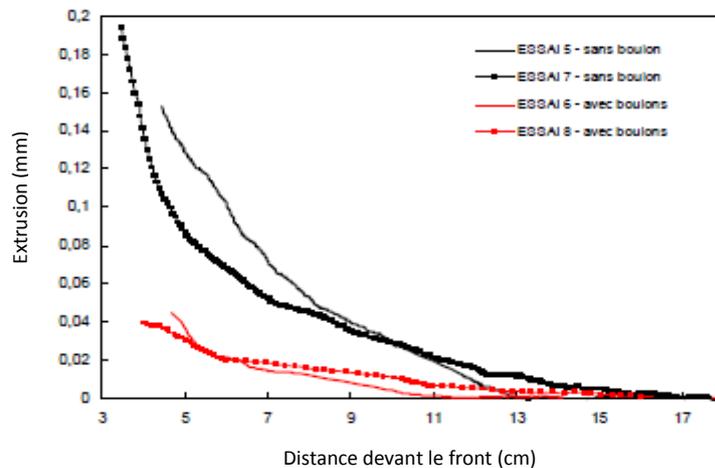


Figure 2.12 : Profils d'extrusion devant le front déduits expérimentalement (Trompille, 2003).

Shin et al. (2008) ont effectué une série d'essais en laboratoire à grande échelle pour étudier l'influence des deux systèmes de renforcements (voûte parapluie et boulonnage au front) sur la réaction du massif, et comprendre le mécanisme de renforcement afin d'améliorer les méthodes de conception. Les résultats ont démontré que la voûte parapluie assure un transfert longitudinal des

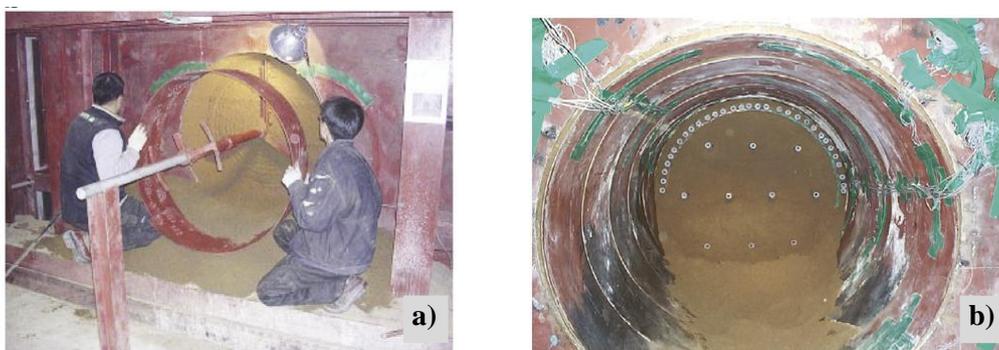


Figure 2.13 : Modèle réduit à grande échelle : a) Installation du soutènement. b) Installation des boulons (Shin et al. 2008).

efforts et diminue la concentration des contraintes dans la direction latérale, ainsi qu'une réduction des tassements dans le massif (de l'ordre de 18-24 %). En ce qui concerne le renforcement frontal, ils ont remarqué que les boulons influent positivement sur la diminution des mouvements jusqu'à une longueur $L=1-1,5 D$. Ces résultats ont ensuite été confirmés à l'aide d'une simulation numérique.

2.5.2 Approche en stabilité

2.5.2.1 Analyse type équilibre limite

Plusieurs auteurs (Anagnostou et Serafeimidis, 2007; Perazzelli et Anagnostou, 2011-2013; Oreste et Dias, 2012) 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. Elles sont largement utilisées en ce qui concerne les talus, car elles ont été validées sur plusieurs ouvrages réels.

Anagnostou et Serafeimidis (2007) ont présenté cette méthode pour le dimensionnement du boulonnage au front dans un massif hétérogène et stratifié. La densité du boulonnage nécessaire à maintenir stable le front de taille 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 $0.2\gamma H$, et considèrent qu'une densité de $1,5 \text{ b/m}^2$ est suffisante dans le cas où les boulons sont renouvelés tous les 9m. 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.

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. Le résultat du calcul principal

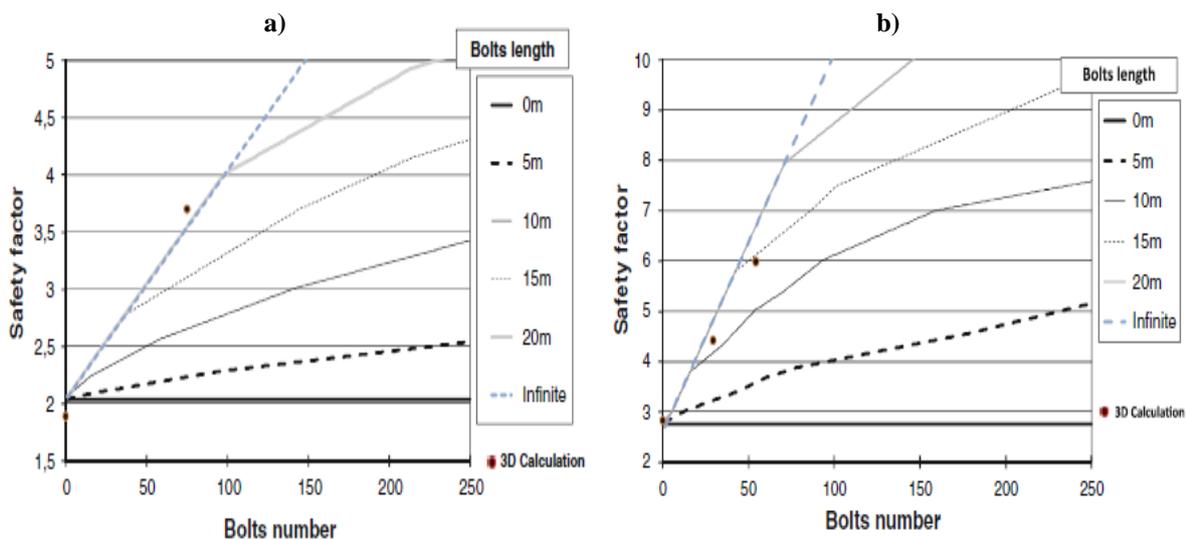


Figure 2.14 : Le coefficient de sécurité en fonction du nombre de boulons : a) tunnel de Toulon. b) tunnel de Pech-Brunet (Oreste et Dias, 2012).

concerne le facteur de sécurité au front d'excavation avec les éléments de renforcements. Sur la base de ce 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 2.14).

2.5.2.2 Calcul à la rupture

Divers travaux en milieu homogène et isotrope (sans renforcement), mettent en œuvre la théorie du calcul à la rupture pour conduire à des estimations par défaut ou par excès de la marge de sécurité par rapport à la rupture.

Leca (1997) a introduit le boulonnage au front dans ces approches cinématiques sous forme d'un terme supplémentaire dans l'évaluation de la puissance de résistante maximale du massif, il a aussi étudié la contribution individuelle de chaque boulon en termes de frottement mobilisable à l'interface.

Dans le cadre toujours de l'approche cinématique en calcul à la rupture, Subrin (2002) a proposé un nouveau mécanisme tridimensionnel pour l'étude de la stabilité du front de taille d'un tunnel en milieu cohérent et cohérent-frottant. La famille de mécanismes envisagée est construite à partir de spirales logarithmiques et dépend de deux paramètres géométriques. L'optimisation de cette géométrie conduit à un mécanisme critique très semblable aux observations expérimentales et numériques. Les boulons étant introduits par leur effet ponctuel sur les surfaces de rupture, ces boulons sont tendus sur Σ_a , comprimés sur Σ_b (voir Fig. 2.15).

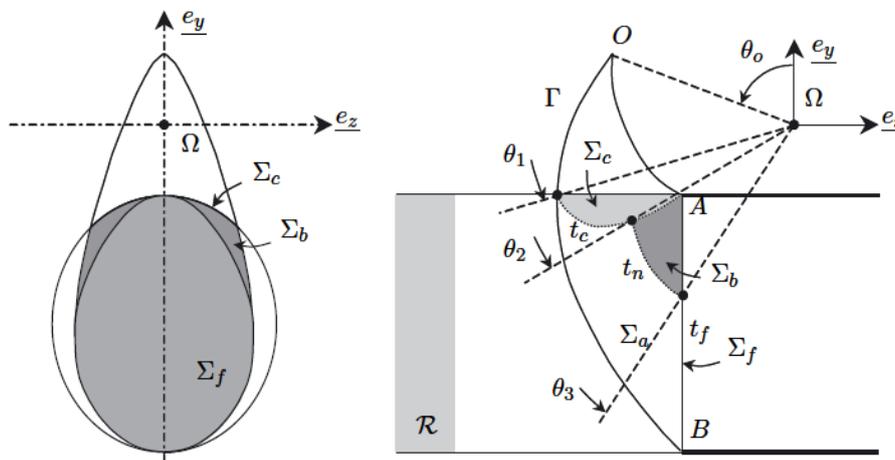


Figure 2.15 : Mécanisme de rupture : contribution des boulons (Subrin, 2002).

2.5.3 Approche en déformation

2.5.3.1 Modèles analytiques

La méthode fréquemment utilisée dans les modèles analytiques est celle d'homogénéisation. Cette méthode consiste à remplacer un milieu hétérogène (sol et boulons) par un autre homogène

équivalent. Elle est appliquée aux cas où le renforcement est uniformément réparti dans le massif traité et dont la densité puisse être considérée comme homogène à l'échelle macroscopique.

De nombreux auteurs (Egger, 1978 ; De Buhan et al., 1989 ; Graso et al., 1991 ; Pelizza et al., 1994 ; Bernaud et al., 1995 ; et Wong et al., 2000) se sont penchés sur la méthode de l'homogénéisation. Bernaud et al. (1995) ont mis en application une approche en homogénéisation par l'amélioration des paramètres d'élasticité et de plasticité anisotropes du matériau équivalent amélioré dans les directions longitudinale (boulonnage au front) et transversale (boulonnage en paroi). En fait, la démarche originale de cette approche a été proposée par Greuell (1993). Le comportement du massif non renforcé est décrit dans ce cas par une loi élastoplastique avec critère de Tresca (sol cohérent sous conditions non drainées).

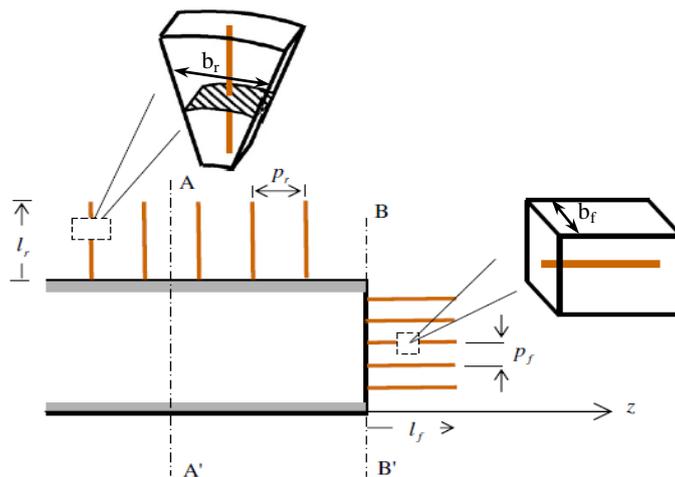


Figure 2. 16 : Boulonnage radial et frontal des tunnels.

Jassionnesse et al. (1996) ont développé un modèle analytique en symétrie sphérique sur le renforcement longitudinal d'un tunnel. Wong et al. (1997) ont également développé une méthode analytique en contraintes-déformations basée sur le principe de symétrie sphérique, permettant à partir d'un certain nombre d'hypothèses simplificatrices d'évaluer les déformations d'extrusion du front avec la possibilité supplémentaire de tenir compte d'un renforcement par boulons. Cette méthode s'appelle le modèle "Extrusion" est tout à fait comparable à la méthode convergence-confinement pour les sections transversales de tunnels. Les boulons du renforcement du front de taille sont pris en compte par la méthode d'homogénéisation des milieux périodiques, selon les principes décrits par Greuell (1993) pour le boulonnage radial des tunnels, puis adaptés par Jassionnesse (1998) pour le boulonnage axial. Par hypothèse, les boulons ont une longueur infinie et ils sont modélisés avec une loi de comportement élasto-plastique avec une adhérence parfaite entre les boulons et le terrain. Les auteurs ont pu valider ce modèle à partir de comparaison avec des modèles numériques 2D et 3D et sur quelques cas de chantiers pour lesquels des mesures expérimentales étaient disponibles.

Pour ce qui est de la voûte parapluie, Wang et al. (2009) ont étudié son comportement par une approche analytique basée sur la théorie élastique des poutres de Pasternak. Les résultats ont ensuite été comparés à des mesures de déformations des inclusions enregistrées in-situ. Ils ont pu remarquer que leur approche arrive à simuler d'une manière satisfaisante l'allure globale des données.

2.5.4 Calculs numériques

Dans un calcul numérique, le renforcement des tunnels par boulonnage peut être modélisé par trois méthodes : des approches simplifiées, l'homogénéisation et la modélisation complète du terrain, des inclusions et leur interaction.

2.5.4.1 Approches simplifiées

Ces approches prennent en compte l'effet du boulonnage de façon indirecte, elles tentent de simplifier l'apport du renforcement par l'utilisation d'un paramètre généralement difficile à quantifier. Quatre méthodes principales existent :

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

Lunardi et al. (1989) ont proposé de prendre en compte l'effet des éléments du 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. En ce qui concerne le pré-soutènement par voûte parapluie, Song et al (2007) ont comparé cinq méthodes de détermination de la rigidité équivalente de la zone pré-renforcée. Pour vérifier la pertinence de chaque méthode, ils ont effectué un calcul 3D en prenant en compte la modélisation complète du terrain et des boulons. Les résultats des différentes méthodes ont été comparés et la formule suivante proposée par les auteurs arrive à simuler correctement le comportement du massif :

$$E_{eq} = E_{sol} + \frac{E_{boulon} \cdot E_{coulis}}{E_{boulons} + E_{coulis}} \quad (2.1)$$

Indraratna et Kaiser (1988, 1990) ont réalisé des calculs axisymétriques en simulant la roche renforcée avec des propriétés géo-mécaniques améliorées (C_{renf} et φ_{renf}). Ces caractéristiques sont reliées à la densité du boulonnage par le coefficient β où :

$$\beta = \frac{\pi * d * \lambda * a}{S_L * S_T}$$

Avec :

d : diamètre du boulon.

λ : coefficient de frottement entre la sol et la roche.

a : rayon du tunnel.

S_L et S_T : qui représentent respectivement la distance longitudinale et transversale entre les boulons.

Les deux propriétés géo-mécaniques améliorées sont définies de la manière suivante :

$$\sin\varphi_{renf} = \frac{\beta(1 + \sin\varphi) + 2\sin\varphi}{\beta(1 + \sin\varphi) + 2} \quad (2.2)$$

$$c_{renf} = \frac{2c \cdot \cos\varphi(1 - \sin\varphi_{renf})(1 + \beta)}{2\cos\varphi_{renf}(1 - \sin\varphi)} \quad (2.3)$$

Egger (1978), De Buhan et al. (1989), Graso et al. (1991), Pelizza et al. (1994) se sont également intéressés à déterminer l'apport du renforcement en termes de résistance. Ils ont conclu que la résistance à la traction du renforcement donne au matériau composite une cohésion élevée en 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. 2.17 :

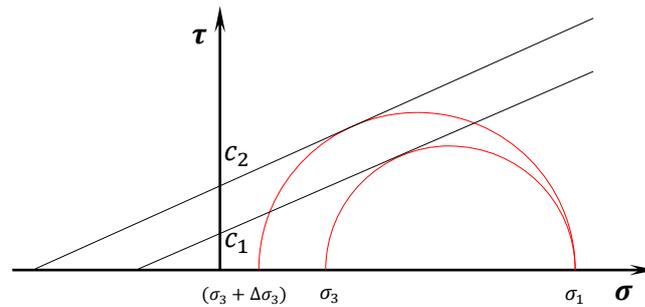


Figure 2. 17 : La présence des boulons dans le plan de Mohr-Coulomb.

Si l'on appelle c 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 :

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin\varphi - c \cos\varphi = 0 \quad (2.4)$$

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

$$\frac{\sigma_1 - (\sigma_3 + \Delta\sigma_3)}{2} - \frac{\sigma_1 + (\sigma_3 + \Delta\sigma_3)}{2} \sin\varphi - c' \cos\varphi = 0 \quad (2.5)$$

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

$$\Delta c = \frac{1 + \sin\varphi}{2 * \cos\varphi} * \Delta\sigma_3 \quad (2.6)$$

$\Delta\sigma_3$: est calculée à partir de la valeur minimale entre la résistance à la traction et la résistance à l'arrachement du boulon.

$$\Delta\sigma_3 = \min(R_{\text{traction}} , R_{\text{arrachement}}) * a_r \quad (2.7)$$

$$a_r = \frac{1}{p_r * b_r} \quad \text{Pour le boulonnage au front de taille.}$$

$$a_r = \frac{1}{(p_r * b_r) (R + \frac{L}{2})} \quad \text{Pour le boulonnage radial.}$$

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

$$\Delta c = \frac{\Delta \sigma_3}{2} * \tan \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.8)$$

Où $\Delta \sigma_3 = \frac{n * T_b}{S}$

n : est le nombre de boulons.

S : est la surface représentative d'une section de tunnel boulonné.

T_b : est la traction admissible du boulon.

Dans cette approche, l'effet des boulons se traduit uniquement sur la cohésion du terrain et néglige totalement leur contribution dans les zones de terrain dont le comportement est élastique. On fait donc l'hypothèse que l'influence des boulons dans la zone élastique est négligeable.

Une autre approche proposée par Peila (1994) consiste à prendre en compte l'apport du renforcement par une pression exercée au front de taille. Cette pression est égale à la somme des efforts dans les boulons ramenée à la surface du front, l'effort étant pris comme égal à la valeur inférieure de la résistance à la traction ou à l'arrachement du boulon.

$$P_{\text{renf}} = \min \left\{ \frac{nA\sigma_{\text{adm}}}{S}, \frac{nS_l\tau_{\text{adm}}}{S} \right\} \quad (2.9)$$

Avec :

n : nombre de boulons.

A : section d'un boulon.

σ_{adm} : contrainte maximale admissible en traction dans un boulon.

S : surface excavée.

τ_{adm} : contrainte maximale de cisaillement admissible à l'interface boulon/terrain.

S_l : surface latérale totale d'ancrage.

Dans le cas d'un tunnel profond, Peila et al. (1996) ont abouti à une bonne concordance entre le calcul numérique (3D axisymétrique) et les résultats expérimentaux en prenant en compte la valeur de la résistance à la traction comme une force.

Dans les deux méthodes citées précédemment, l'estimation de la pression fictive au front ou de l'augmentation de cohésion, sont basées sur la limite de résistance du boulon. Cependant, dans la grande majorité des cas, le boulon étant très déformable, l'effort maximal de traction dans le boulon reste faible en comparaison avec sa limite de résistance, laquelle ne constitue donc pas un critère de dimensionnement.

Par le biais d'une modélisation tridimensionnelle, Dias (1999) a montré que dans le cas d'un tunnel peu profond, les approches simplifiées de Grasso (1993) et Peila (1994) surestiment l'effet du boulonnage vis-à-vis des déformations dans le massif. Ce résultat est dû au fait qu'en réalité, l'effort maximal des boulons est rarement mobilisé. Il a également souligné que la force unitaire à prendre en compte varie à la fois avec le nombre des boulons et le niveau de contraintes initiales dans le sol.

2.5.4.2 Homogénéisation

De nombreux auteurs se sont intéressés à la méthode d'homogénéisation (Wullschlager et Natau, 1987 ; Greuell, 1993, Bernaud et al. 1995...) en vue d'analyser des situations simplifiées d'une cavité boulonnée au moyen d'un modèle bidimensionnel axisymétrique. La formulation d'une loi constitutive élasto-plastique anisotrope pour un massif renforcé par boulonnage frontal et radial a été initialement présentée par Bernaud et al. (1995). L'extension de ces travaux au cas d'un massif pulvérulent a été menée par Bernard et al. (2009) dans le cadre d'un calcul 2D. L'intérêt principal de l'utilisation de la méthode d'homogénéisation dans une configuration axisymétrique réside dans le fait que l'on puisse prendre en compte le boulonnage frontal et radial ce qui permet d'éviter le recours au calcul 3D.

Sur la base des travaux de Bernard et al. (2009), Maghous et al. (2012) ont pu formuler un critère de résistance homogénéisé avec la prise en compte des caractéristiques d'interfaces inclusion-sol et l'implanter par la suite dans un code de calcul 3D. Le tunnel de Kielder (Royaume Uni) a été retenu comme un projet support pour l'étude numérique. La précision des solutions numériques basées sur la méthode d'homogénéisation est évaluée par comparaison avec les résultats in-situ et avec la mise en œuvre d'un modèle intégré.

Dias (1999) a également implanté un modèle de comportement homogénéisé dans le code de calcul FLAC 2D au cas particulier de l'axisymétrie avec une direction axiale de renforcement. Le comportement du sol a été représenté par un modèle élastique-parfaitement plastique basé sur le critère de rupture de Mohr Coulomb et sa règle d'écoulement associée. L'écroutissage macroscopique induit par la non-simultanéité des chargements pour les deux matériaux, ainsi qu'un glissement de type rigide-plastique entre le sol et l'inclusion sont pris en compte. Les résultats de la confrontation de l'approche homogénéisée aux calculs tridimensionnels ont montré une très bonne concordance en termes d'extrusion (voir Fig. 2.18) et de convergence.

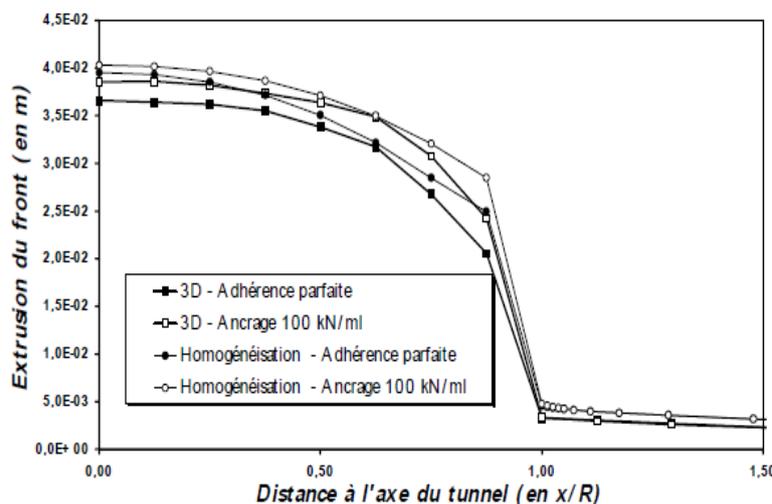


Figure 2.18 : Extrusion du front de taille ($\sigma_0=0,8\text{MPa}$), (Dias, 1999).

2.5.4.3 Approches prenant en compte la modélisation complète du terrain et du renforcement

Dans cette technique, le sol et l'élément du renforcement sont discrétisés et après assemblés en introduisant des éléments de contact à l'interface. Les boulons dans ce cas peuvent être soit représentés par des éléments de massif, soit par des éléments barre. Ces approches présentent

l'avantage de prendre en compte différents modes d'interaction terrain-inclusion (frottement, glissement, décollement). L'utilisation de ces méthodes permet d'une meilleure estimation de la contribution du renforcement à la réduction des déformations puisqu'elles sont capables de modéliser la complexité des phénomènes en jeu.

Deux types d'analyses sont possible : en déformation planes ou en configuration 3D.

2.5.4.3. A Modèles en déformations planes

L'analyse bidimensionnelle en déformations planes n'est à priori utilisée que pour des éléments de renforcement bidimensionnels (nappe géotextile, plaque métallique) qui sont continus dans leur plan. Les boulons discontinus dans la direction longitudinale au tunnel sont représentés par un élément équivalent continue de type plaque ou coque. Cette représentation consiste à remplacer une nappe discontinue de boulons par une nappe continue, dont les propriétés macroscopiques sont équivalentes à celle de la nappe réelle. Ces propriétés sont déduites en égalant les rigidités à la traction et à la flexion des deux éléments, cette méthode présente l'inconvénient de ne pas tenir compte de la continuité des déformations et des contraintes entre les points situés de part et d'autre de la nappe et suppose que les déformations des boulons sont égales aux déformations de la nappe. Cela pose un problème lorsque l'on se trouve dans le cas d'une interface différente de l'adhérence parfaite. L'équivalence est alors plus difficile à déterminer et il faut tenir compte de caractéristiques d'interfaces équivalentes.

Très peu d'auteurs se sont penchés sur la stabilité de la tenue du front et prévoir son renforcement par le biais d'un calcul 2D car le tunnel est considéré comme une excavation de largeur infinie dans la direction transversale ce qui ne permet pas de rendre compte effectivement des redistributions tridimensionnelles de contraintes liées à la présence du front.

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.

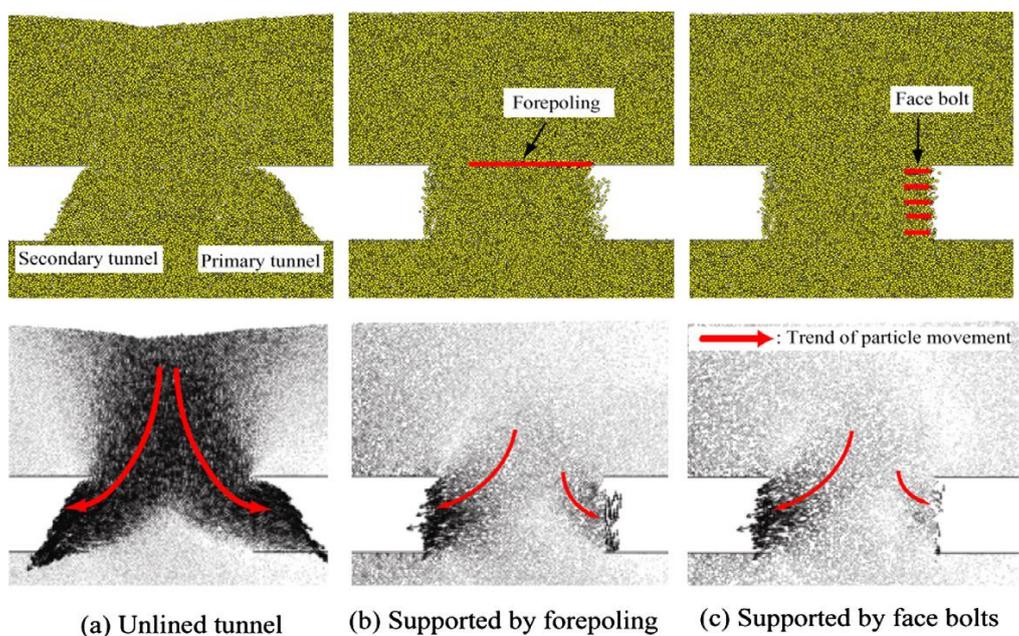


Figure 2.19 : Distributions des particules, et les vecteurs déplacements engendrés par l'excavation de deux tunnels (Funatsu et al. 2008).

Quatre calculs ont été effectués dont deux concernent le renforcement du noyau par deux systèmes de présoutènements, le boulonnage au front et la voûte parapluie. Ils se sont seulement contentés d'étudier l'impact de ces deux systèmes de présoutènements vis-à-vis de la stabilité du front. La figure 2.19 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.

2.5.4.3. B Modèles tridimensionnels

Compte tenu de la présence du front de taille, l'analyse du creusement d'un tunnel nécessite, en toute rigueur, la mise en œuvre de calculs tridimensionnels. Ce type de calcul semble à priori le plus adéquat pour prendre en compte la complexité du système sol/boulons. Dans la pratique courante, l'analyse 3D est appliquée pour des cas très particuliers, par exemple pour une géométrie complexe qui demande un examen plus détaillé impossible avec les méthodes courantes. Ces modélisations sont encore plus rares et sont faites plutôt dans le cadre de travaux de recherche.

Plusieurs auteurs ont utilisé des approches tridimensionnelles pour étudier l'effet du renforcement du noyau d'avancement sur le problème de la stabilité globale de tunnel, soit par l'utilisation des boulons en fibre de verre (Dias, 1999 ; You, 2002 ; Yoo et Shin, 2003 ; Perazzelli et Anagnostou, 2013 ; Oreste, 2013 ; Anagnostou et Perazzelli, 2015 ; Li B et al., 2015), ou par des boulons qui servent comme une voûte parapluie (Kim et al., 2005 ; Volkmane et schubert, 2006 ; Song et al., 2006-2013 ; Oke et al., 2014).

Dias (1999) a effectué une analyse 3D pour examiner essentiellement l'action d'un décalage du radier sur les mouvements du massif encaissant et l'apport du boulonnage au front pour le contrôle de ces mouvements. Le phasage du creusement et de la mise en place des inclusions sont simulés. Il a mis en évidence que le boulonnage au front influe fortement sur l'extrusion avec une réduction de 45 % des mouvements dans le cas d'une densité moyenne. L'influence du décalage du radier est moins importante que l'influence du boulonnage, en fait, avec une densité de 0,26 b/m² (densité de boulonnage faible), le volume d'extrusion est inférieur à celui obtenu avec un radier placé au front.

Yoo (2002) a par ailleurs mené une analyse numérique 3D pour étudier le comportement d'un tunnel renforcé frontalement, il a lancé une étude paramétrique en mettant l'accent sur les effets

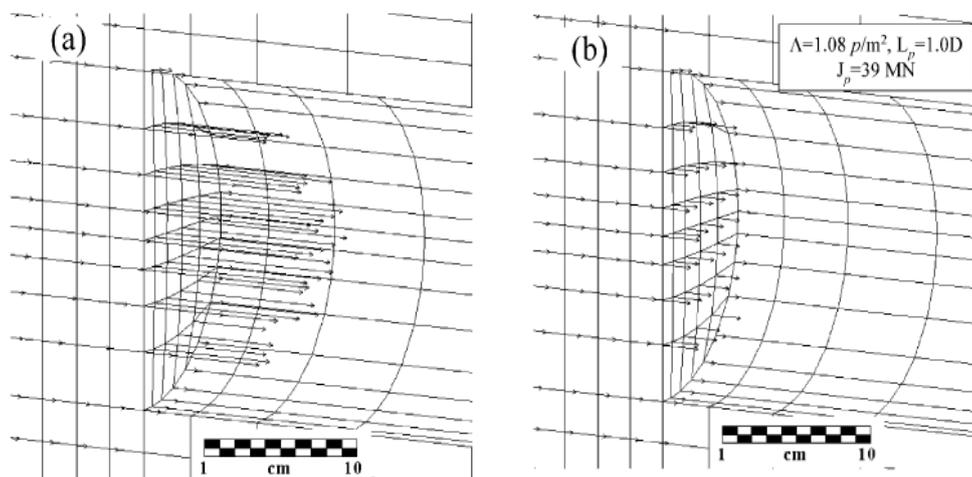


Figure 2.20 : Déplacements d'extrusion, (C/D = 2.5) ; a) Front non renforcé. b) Front renforcé (Yoo, 2002).

des paramètres du renforcement tels que (la longueur, la densité, et la rigidité) sur le comportement du front. Il a indiqué que la mise en place des inclusions à l'avant du front, même avec une densité faible, conduit à une réduction significative de l'extrusion (voir Fig. 2.20), des tassements de surface et des zones plastiques. Néanmoins, les inclusions doivent avoir une longueur minimale de $0,5 D$ pour être efficaces, de plus, la valeur du K_0 joue un rôle remarquable.

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 2.21 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.

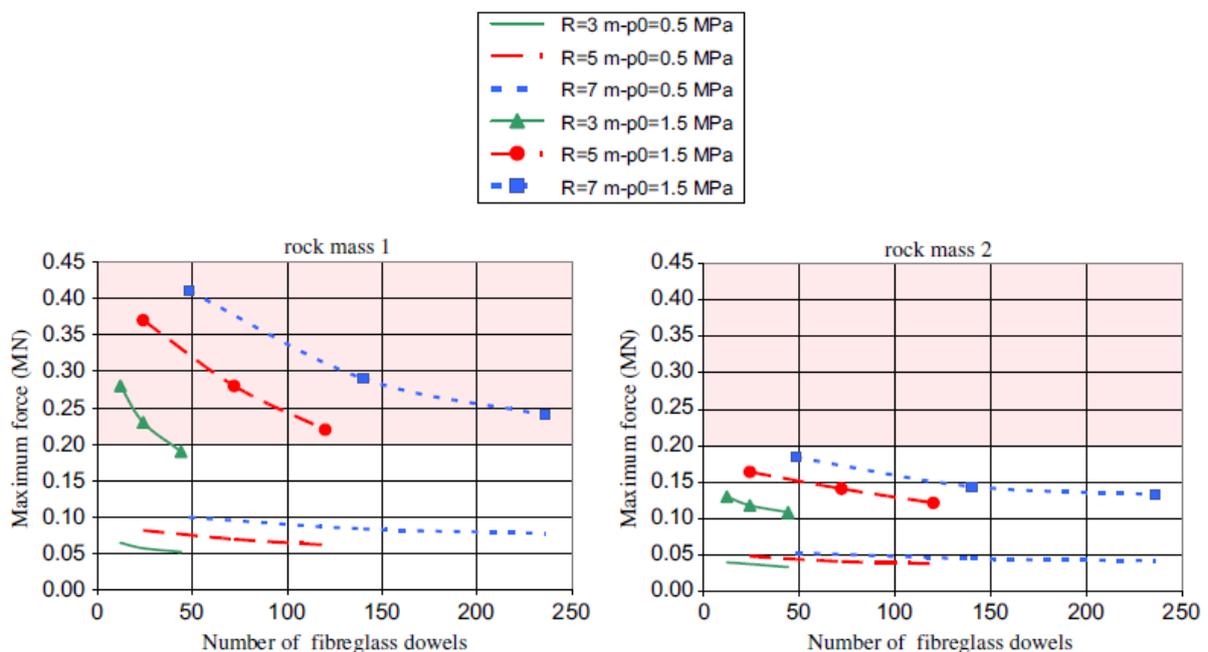


Figure 2.21 : Force axiale maximale en fonction de nombre de boulons (Oreste, 2013).

Pour ce qui est de la voûte parapluie, Kim et al. (2005) ont analysé numériquement l'effet de ce présoutènement en utilisant des éléments forepoles. Les forepoles utilisés dans cette étude étaient de 60,8 mm de diamètre, 3 mm d'épaisseur et de 12 m de longueur. Ils ont été installés avec un espacement de 40 cm et renouvelés tous les 6 m. Le coulis du ciment a été simulé en multipliant le module de déformation du sol d'origine par un facteur de 2. Ils ont pu arriver la conclusion que les tassements de surface pourraient être réduits de 10% dans le cas d'un sol ayant une faible résistance mécanique. Grâce à une rétro-analyse, ils ont pu formuler deux équations analytiques afin de calculer le tassement en surface et en clé du tunnel dans le cas d'un tunnel non-renforcé ou celui renforcé par le système de voûte parapluie, ces deux formules dépendent de la couverture et le module de déformation du sol. Néanmoins, leurs formules doivent être utilisées

avec précaution du fait de la complexité de la modélisation numériquement de ce type de présoutènement.

Song et al. (2006) ont effectué une analyse numérique 3D pour étudier l'incidence de ce système de présoutènement sur l'extrusion et les tassements en jouant sur plusieurs paramètres, tels que la longueur, l'inclinaison, le diamètre du tunnel ainsi que le recouvrement des boulons. Ils ont pu mettre en évidence que l'effet de la voûte parapluie sur la réduction de l'extrusion semble trop minime, dans ce cas un système de renforcement au front s'impose surtout pour les tunnels ayant un large diamètre. En ce qui concerne le tassement en clé du tunnel, son effet est visible surtout pour des larges inclinaisons et des boulons plus longs (Fig. 2.22). Par contre, elle apparaît peu influencée par la longueur du renouvellement des boulons.

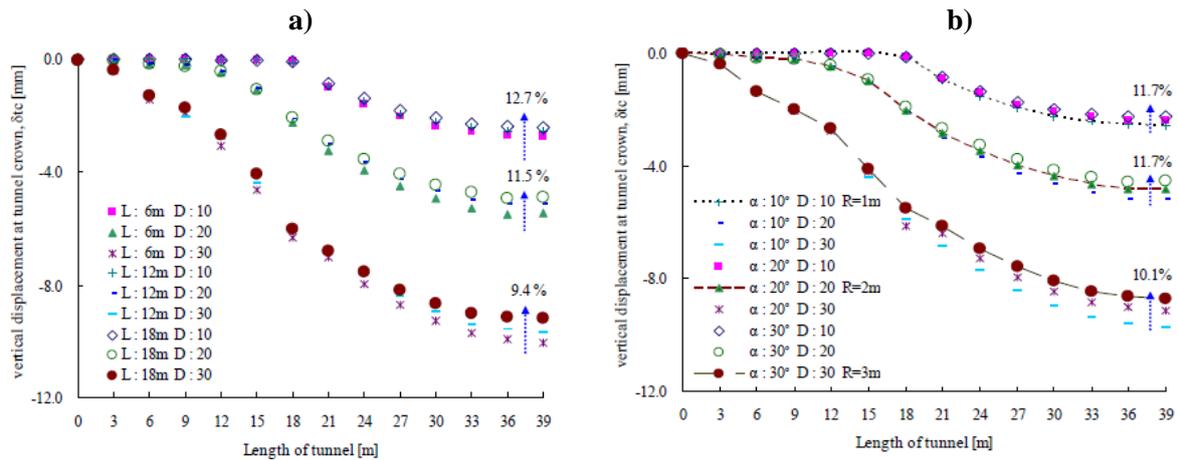


Figure 2.22 : Influence de la voûte parapluie sur les tassements de surface. a) En fonction de la longueur de boulon. b) En fonction de l'inclinaison du boulon (Song et al. 2006).

Volkman et Schubert (2006) ont aussi présenté une étude d'un noyau d'avancement renforcé par boulonnage en mettant l'accent sur l'apport de la voûte parapluie lors d'une simulation numérique en différences finies. À l'aide d'une chaîne d'inclinomètres placés à proximité des inclusions, les courbes de déflexion des boulons ont pu être tracées en fonction de l'avancement du front.

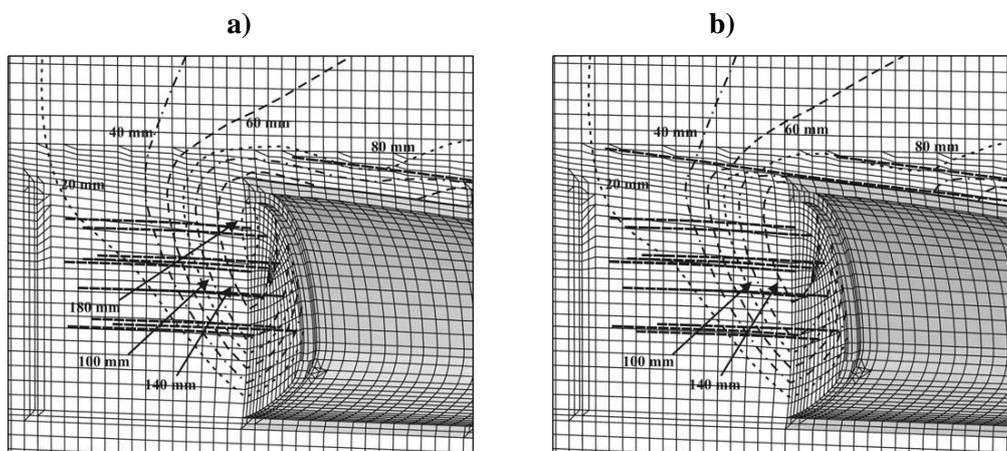


Figure 2.23 : les iso-lignes de tassements. a) Sans voûte parapluie. b) Avec voûte parapluie (Volkman et Schubert, 2006).

La démarche adoptée pour modéliser ce type de présoutènement consiste en deux approches ; dans la première, les boulons ont été modélisés un par un tandis que, dans la deuxième, l'approche par homogénéisation a été retenue. Ils ont mis en évidence que l'approche par discrétisation complète arrive à bien se caler aux mesures in-situ, alors que la méthode d'homogénéisation entraîne une surestimation de l'effet de la voûte parapluie sur les tassements. A partir des résultats obtenus, ils ont pu constater que la voûte parapluie ralentit la propagation des tassements au-dessus de la clé du tunnel (Fig. 2.23), et chaque boulon travaille indépendamment des autres en transférant les charges soit sur le soutènement du tunnel soit sur une zone du massif à l'avant du front sans créer un effet de voûte. Cet effet ne peut apparaître que, quand un système de présoutènement fermé comme des colonnes cimentées sont utilisées. Ils ont également souligné que la voûte parapluie à elle seule n'est pas capable d'assurer la stabilité du front car les inclusions agissent seulement en dehors du périmètre de tunnel et n'est pas dans le font de taille.

Plusieurs d'autres auteurs (Eclaircy-Caudron et al., 2006 ; Monnet et Jahangir, 2014) ont arrivé aux mêmes conclusions que l'utilisation de cette méthode de présoutènement a une faible influence sur la diminution des tassements et de l'extrusion.

En dépit de grand nombre de recherches qui ont conduit à des informations plus utiles sur le comportement de ces éléments de renforcements, peu d'études ont été menées afin d'étudier la stabilité par un type de présoutènement couplé, c'est-à-dire le boulonnage au front et la voûte parapluie. Une étude détaillée a été menée par Janin (2012). L'auteur a utilisé la méthode des éléments finis (Plaxis 2D/3D) pour étudier l'influence de deux systèmes de renforcement du noyau d'avancement (voûte parapluie plus boulonnage au front de taille) 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. Par contre la voûte parapluie limite les tassements notamment au-dessus de la clé et son influence sur les valeurs finales de déformations en surface se montre limitée. 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.

Witschi et al. (2013) ont également confirmé les potentialités de l'approche 3D dans la prévision des tassements de surface dans le cas d'un renforcement du front par boulonnage plus voûte parapluie. Ils ont comparé les résultats obtenus numériquement avec ceux obtenus par les méthodes empiriques de (O'Reilly et New, 1982 ; Mair et al., 1996) et les mesures enregistrées sur le chantier. Le tunnel de Champel qui relie la gare centrale de Genève (Suisse) à Annemasse en (France) a été retenu comme projet support pour l'étude numérique. Grâce à une étude paramétrique qui a visé à réduire les incertitudes de certains paramètres géotechniques, ils ont souligné que seule la modélisation 3D qui permet de simuler correctement les inclusions et arrive ainsi à bien se caler sur les mesures in-situ.

2.6 Conclusion

Dans ce chapitre, une recherche bibliographique qui concerne essentiellement la problématique du sujet de thèse a été présentée. La première section précise les différents principes de la méthode ADECO.RS qui se voit aujourd'hui comme une avancée ingénieuse pour construire des tunnels aussi grands que sécurisés. L'idée de cette approche est de donner une rigidité suffisante au front de taille (boulonnage au front) ayant la possibilité de maintenir le terrain à l'intérieur du noyau pour réduire les déformations qui proviennent de l'excavation.

De nombreux auteurs ont conduit différentes études afin de mieux saisir le comportement du massif renforcé par inclusions linéiques et établir des règles pour le dimensionnement de cette technique. Une grande complexité a été remarquée concernant la modélisation de sol/boulon, car leurs paramètres et lois d'interactions sont vraiment difficiles à mesurer, il faut par conséquent élaborer une étude longue et minutieuse pour anticiper les déformations du noyau.

La deuxième section détaille les diverses approches possibles afin d'étudier le comportement du sol renforcé, on a :

Les approches physiques permettent d'étudier l'effet du boulonnage sur la stabilité du tunnel en modifiant librement les propriétés du sol, le diamètre du tunnel, la densité et la longueur des boulons etc. Néanmoins, la majeure partie de ces approches reposent sur des hypothèses de calculs qui peuvent respecter au mieux les lois de la similitude.

Les approches en stabilité peuvent fournir le coefficient de sécurité et la pression limite nécessaire vis-à-vis de la rupture. Cependant, elles ne donnent aucun renseignement sur le niveau de déformation du massif.

Les approches en déformation prennent en compte le présoutènement de façon indirecte (méthode d'homogénéisation), et permettent de connaître le champ de contraintes et de déplacements dans le massif. Toutefois, elles sont appliquées aux cas où le renforcement est uniformément réparti dans le massif traité.

La modélisation numérique tridimensionnelle, avec discrétisation complète des inclusions et de l'interface avec le sol, s'avère la plus fiable pour simuler le comportement réel des différents systèmes de présoutènement. Dans ce cas, les différents efforts engendrés dans les éléments de tunnel peuvent être déterminés. Néanmoins, cette méthode présente l'inconvénient d'être plus longue et coûteuse dans sa mise en œuvre.

PARTIE II

Contexte du Tunnel Sud de Toulon

Chapitre 3

Description du tube Sud de Toulon

3.1 Introduction

Ce chapitre est une présentation de la traversée souterraine de Toulon, ce projet est inséré dans la démarche mise en œuvre au niveau de l'agglomération de développement des mobilités durables et de l'attractivité de l'aire toulonnaise pour les habitants, le tourisme et l'économie. Son but est de délester les axes routiers du centre de Toulon et faciliter la circulation dans la ville et sa périphérie en permettant le développement des transports en commun. Le tunnel comporte deux tubes (Nord et Sud), les travaux du premier (tube Nord) ont commencé en 1994. Il a été décidé de ne pas commencer les travaux du tube Sud à la suite d'un effondrement survenu au premier tube en 1996, cela pour pouvoir achever le creusement en toute sécurité, le tube Nord a enfin été mis en service en 2002.

Les travaux de tube Sud ont démarré en novembre 2006 et achevés en 2011, ces conditions géologiques et géotechniques ont été identifiées en s'appuyant d'une part sur un nombre important de sondages de reconnaissance et d'essais effectués en laboratoire, d'autre part sur l'expérience du creusement de premier tube. L'ensemble des informations fournies sur le tunnel est pour la grande partie présenté dans le travail de Janin (2012), Le Bissonnais et al. (2008), DREAL PACA (2009, 2015) et Mermet et al. (2005). La Maitrise d'Ouvrage de ce projet est la Direction Régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement PACA, le Maître d'Œuvre est le groupement SETEC TPI / ITS – TERRASOL et leurs sous-traitants.

Dans cette première partie, une description globale du contexte géologique et géotechnique de tracé du tube Sud, de la technique du creusement ainsi que des profils types de soutènement et du renforcement seront présentés.

3.2 Présentation générale du deuxième tube

3.2.1 Position géographique

Le Tunnel de Toulon est composé de deux tubes pratiquement parallèles. Il permettra d'assurer une continuité autoroutière entre l'A50 (à l'Ouest en venant de Marseille) et l'A57 (à l'Est en venant de Nice) en passant sous le centre-ville de Toulon (Fig. 3.1). Chaque tube a été conçu pour deux voies de circulation unidirectionnelles. Le deuxième tube a une longueur de 1818 ml et une section moyenne d'environ 120 m². Le tracé se situe entre 10 et 40 m de profondeur sous le centre-ville. Les premiers travaux ont commencé avec la réalisation des entrées et sorties du tunnel en trémies et tranchées couvertes.

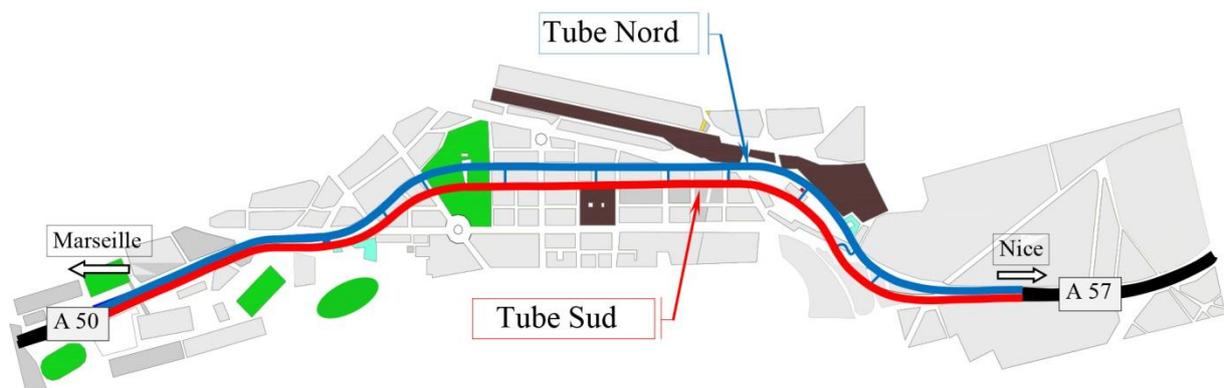


Figure 3.1 : Vue en plan du tunnel de Toulon (DREAL PACA, 2009).

Le creusement commence en septembre 2007 pour le front Ouest, en mai 2008 pour le front Est et en février 2009 pour l'attaque spécifique dite du « puits Marchand » (voir Fig. 3.2). Cette attaque est mise en place dans le cadre des renforcements de sécurité pris pour éviter que ne se reproduise dans ce secteur, l'accident du Pont Marchand survenu en 1996 sur le 1^{er} tube. Pour prendre en compte les difficultés particulières du sous-sol, ils ont effectué un creusement très lent et précautionneux, avec des mesures de soutènement exceptionnelles. La mise en service du 2^{ème} tube a été en début 2014.

3.2.2 Contexte géologique

Suite à l'expérience du 1^{er} tube, des précautions considérables ont été prises préalablement à l'engagement du creusement. Des études géologiques et géotechniques très poussées ont été réalisées avant de commencer le creusement. Plusieurs campagnes de reconnaissance ont donc été effectuées au droit et à proximité du tube Sud (dans une bande de 50 m environ). Ces investigations s'appuient sur un ensemble de plus de 100 sondages carottés, la plupart verticaux, mais également sur trois sondages carottés horizontaux de grande longueur (150 à 250 m) réalisés à partir de galeries d'amorce creusés depuis les rameaux du tube Nord. Au total, c'est un linéaire d'environ 4000 m de sondages carottés qui ont permis d'étudier la structure géologique du tube Sud, soit plus de deux fois la longueur du projet.

Ces études ont permis d'établir la coupe géologique présentée sur la figure 3.2 ; de nombreuses unités géologiques présentant des caractéristiques très hétérogènes tant au niveau de leur nature (lithologie) que de leur structure (état de fracturation) ont été identifiées. À l'Ouest, le tunnel foré doit traverser environ 150 m de colluvions, très perméables et nécessitant donc des traitements de terrain préalables. En partie centrale, il apparaît une plus forte proportion de quartzophyllades : plus de 600 m et des unités structurales telles que : le Socle antéstéphanien, le Stéphanien et le Permien charriés (Paléozoïque). Dans la zone Est l'épaisseur des remblais et des colluvions aquifères dépasse généralement 5 m et atteint même plus de 10 m.

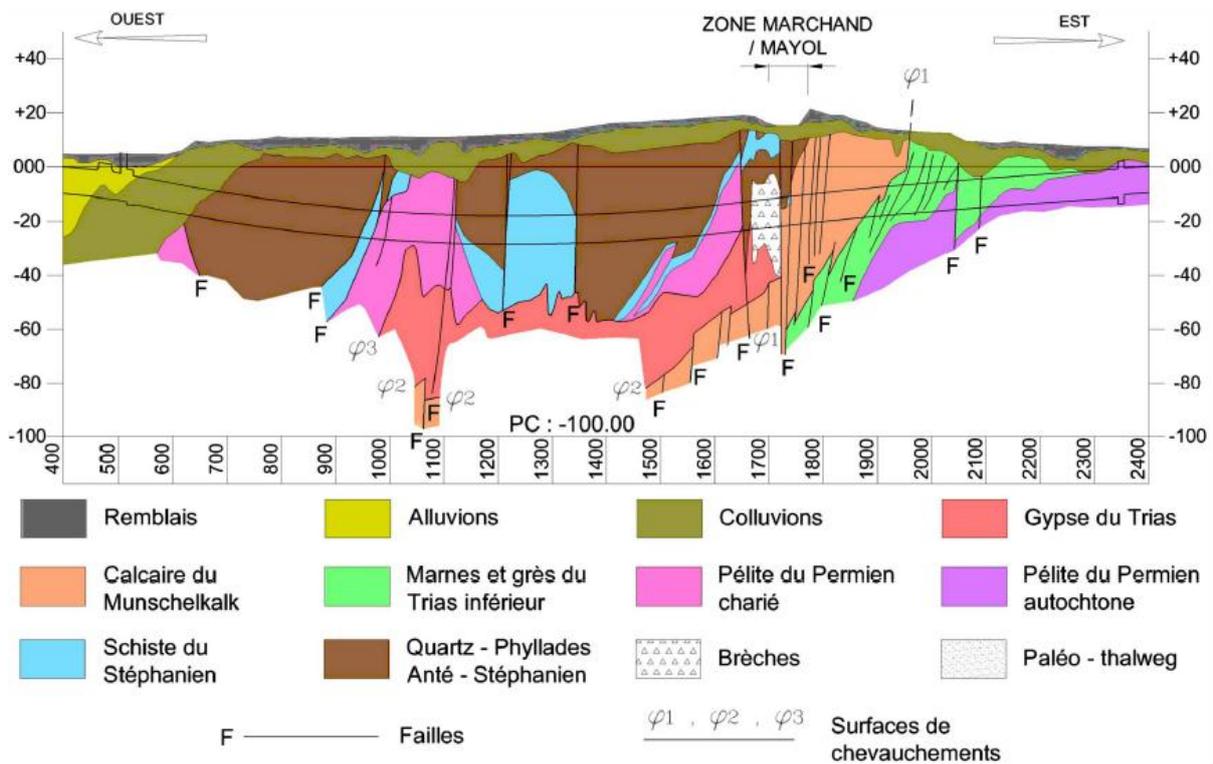


Figure 3.2 : Profil géologique: tube Sud (Mermet et al. 2005).

L'ensemble des levés géologiques sur les fronts du tube Sud est la première méthode de reconnaissance à l'avancement qui a été effectuée. Ils sont faits à partir d'observations visuelles simples à mettre en œuvre. Ce sont d'ailleurs programmées dans le cycle de travail du creusement du tunnel afin que les contraintes du chantier soient bien prises en compte, permettant ainsi son exécution dans des conditions optimales. La figure 3.3 représente deux types du front de taille du tube Sud rencontrés lors du creusement, on observe une hétérogénéité des terrains et une présence de surfaces lustrées et des variations très rapides de faciès. Les risques de venues d'eau importantes peuvent être arrivés.

Selon AFTES (2005), ces levés permettent de reconstituer le contexte géologique et également de garder la mémoire du terrain. Les informations recueillies, avant que le soutènement et le revêtement ne viennent occulter le terrain, permettent ultérieurement de comprendre l'action des terrains sur le tunnel, durant toute la vie de l'ouvrage.



Figure 3.3 : Front de taille du tube Sud (Le Bissonnais et al., 2008).

3.2.3 Cadre géotechnique

Du fait de contexte hétérogène du massif, tant à l'échelle pluri-décamétrique qu'à l'échelle métrique, il a été décidé d'identifier les caractéristiques géotechniques de l'ensemble du sol sur la base d'une importante campagne d'essais pressiométriques (une cinquantaine de forages avec près de 1500 essais), ainsi que des essais de laboratoire, mais avec les mêmes difficultés de prélèvement d'échantillons intacts représentatifs. Parmi les essais effectués au laboratoire, on trouve (des essais triaxiaux, essais oedométriques K_0 cycliques à haute pression, essais de compression uniaxiale, essais de résistance sur les roches, essais brésiliens (Rtb), essais Franklin etc.). 19 familles de terrains ont été appréciées sur les tracés sud et nord de la Traversée Souterraine de Toulon. Ils sont présentés dans le (dossier N°643/6i/18569/02 réf jfs i03-133 du 18/07/03, récapitulatif des données géotechniques, CETE Méditerranée).

En ce qui concerne les essais pressiométriques, les résultats semblaient montrer, au moins dans les terrains les moins déformables, des modules sensiblement plus faibles que ceux qui avaient été mesurés sur le tube Nord, les valeurs moyennes pouvant aller dans un rapport de 1 à 3 (Fig. 3.4). Après avoir effectué des recherches en vue d'expliquer cette différence de comportement géologique, ils ont conclu qu'il était un problème de mesures, et qui peut être justifié par le fait que les essais des reconnaissances sont réalisées à plus de 10 ans d'intervalle. En plus, les valeurs de modules pressiométriques des terrains rocheux fracturés restent incertains. Le comportement du massif pour les deux tubes n'était par conséquent pas très différent.

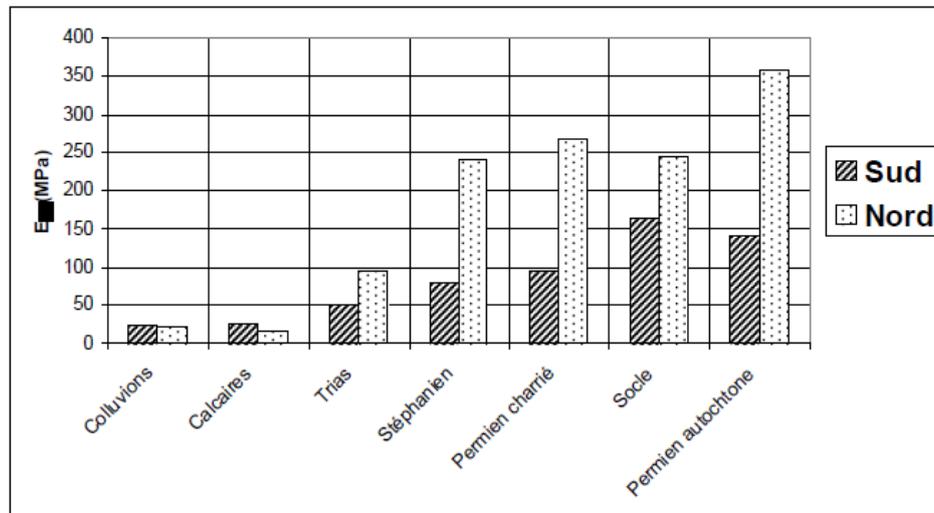


Figure 3.4 : Modules pressiométriques moyens mesurés sur les tubes Sud et Nord (Mermet et al. 2005).

Dans la pratique, l'état initial après l'excavation est substitué à une succession d'états qui résultent d'abord de la création d'un vide au sein du massif (enlèvement de matière, déchargement global, annulation de la contrainte normale à la paroi de l'excavation, redistribution des contraintes, ...), puis de la mise en place en fonction du temps de soutènements. Ceci conduit à recommander, compte tenu de l'état actuel des connaissances: d'estimer le module à partir de la courbe de déchargement-rechargement sur un essai à cycles. A cette raison, des essais cycliques ont été effectués en indiquant un rapport $E_{cyclique} / E_M$ compris entre 1,1 et 2,5, avec une valeur moyenne pour l'ensemble des terrains analysés de l'ordre de 1,3 (Mermet et al. 2005). Par rapport aux mesures habituelles, la différence entre le module cyclique et le module pressiométrique est donc plutôt faible à Toulon.

De ce fait, le choix des paramètres géomécaniques dans ces terrains est très délicat du fait de la difficulté de fournir des éprouvettes aussi représentatives que possible du sol dont proviennent les échantillons. Afin de réaliser les calculs numériques de justification des soutènements et des tassements observés sur le tube Nord, les caractéristiques géomécaniques ont été l'objet d'une étude paramétrique en rétro-analyse. Cette analyse s'avérait sujet à des perturbations puisque les déformations calculées dépendent des paramètres de terrain, et même de choix adaptés des taux de déconfinement λ correspondants à chaque phase de travaux. Là où il y a un renforcement par des présoutènements, le choix exact de λ devient difficile (Panet, 1995).

Le même type d'études a également été mené pour la détermination des caractéristiques mécaniques de la famille du Socle, les résultats montrent une forte incertitude au niveau de la valeur du module de déformation, et plusieurs solutions sont atteintes avec des valeurs qui se situent dans la fourchette des 160-240 MPa. Il n'y a pas unicité de la solution.

3.2.4 Contexte hydrogéologique

Sur la base de différentes campagnes de reconnaissances hydrogéologiques (essais de pompage, suivis piézométriques, essais Lefranc, mesures de débits ...), l'étendue du système aquifère a pu être délimité. Toutefois, il faut retenir que les travaux de réalisation du premier tube ont probablement perturbé le contexte hydrogéologique préexistant.

D'une façon générale, les données piézométriques ont présenté deux nappes au niveau du projet, une nappe des surfaces, située dans les remblais, et colluvions souvent très perméable, et

une nappe profonde, particulièrement puissante dans les niveaux plus perméables de calcaires et dolomies et dans le socle. Dans l'ensemble, les niveaux piézométriques des deux nappes sont plutôt les mêmes, elles entraînent une charge d'eau en tunnel atteignant 20 à 30 m. les travaux de creusement ont largement concouru à rabattre le niveau de la nappe. À la fin des travaux, et notamment après l'étanchement du revêtement du tunnel, la nappe retrouve son niveau d'origine.

3.3 Technique de creusement adoptée

Le tube Sud a été creusé à partir des deux attaques principales (Ouest et Est) en opérant sur deux fronts ce qui nécessite deux différentes installations de chantiers à chaque extrémité du tunnel, et une autre attaque intermédiaire à partir d'un puits de 37 m de profondeur qui se situe dans la zone Marchand, cette zone est tout à fait particulière, puisqu'elle avait conduit à des désordres importants sur le tube Nord, dans un secteur heureusement peu urbanisé.

Compte tenu de l'hétérogénéité des terrains, il a fallu utiliser une technique de creusement par méthode conventionnelle avec terrassement en pleine section à la fraise ou au marteau piqueur selon la dureté des sols rencontrés. Dans la mesure où les activités du creusement et du soutènement provisoire du tunnel ne peuvent être interrompues à aucun moment pour des raisons de sécurité, des installations de deux côtes du tunnel assurent l'approvisionnement des différents matériaux nécessaires, tels béton projeté, cintres.

3.4 Méthodes de renforcement du tunnel

Dans le cas où les conditions géologiques et géotechniques du tube Sud étaient globalement comparables à celles du Nord, il avait été logique de creuser le tube Sud par les mêmes principes de base, c'est-à-dire un renforcement des terrains en avant du front par des présoutènements et un soutènement rigide placé au plus près du front associé à une couche de béton projeté et fermer rapidement l'anneau par un contre radier provisoire.

Néanmoins, le renforcement de tube Nord avait montré quelques limites de la technique du pré-découpage pour certaines configurations géologiques difficiles, et notamment : leur mode de fonctionnement défavorable dans les pélites très tectonisées, mais également de la forte fracturation provoquant des éboulements de la saignée.

Sur cette base, des principes fondamentaux de creusement et plusieurs profils de soutènement ont été retenus:

- Excavation en pleine section avec un pas d'avancement de 1,5 m et soutènement provisoire (cintres HEB, contre cintres, béton projeté).
- Un présoutènement par voûte parapluie, pré-confinement du front par boulons de fibre de verre, soutènement HEB et BP, contre-radier (en majorité) sur 92 %.
- Un présoutènement par voûte-parapluie, pré-confinement par colonnes de jet grouting sub-horizontales, soutènement HEB et BP, contre-radier sur 2 %.
- Drainage grâce à la foration des boulons en voûte et au front.

Le tracé du tube Sud a en fait été divisé en plusieurs secteurs principaux selon la géologie, la couverture et les valeurs finales de tassement des structures en surface ...etc. Pour chaque secteur, un profil de soutènement type a donc été retenu. Le choix de ces profils de soutènement a été fait en focalisant sur les valeurs de tassements en surface. Pour cela, des rétro-analyses ont été effectuées sur le tube Nord dans les zones sans pré-voûte en travaillant avec deux jeux de données :

- L'un avec des paramètres géomécaniques faibles, et des valeurs du taux de déconfinement élevées (minimisant ainsi l'effet des présoutènements).
- L'autre avec des paramètres géomécaniques plus forts, et des valeurs du taux de déconfinement faibles, pour tenir compte de façon plus significative de l'effet des présoutènements.

Dans la majorité des cas, deux types de renforcement sont utilisés ; des renforcements en avant du front par des boulons longitudinaux en fibre de verre et des renforcements métalliques divergents : tubes métalliques 70/89 mm de 18 m de longueur, renouvelés tous les 9 m, soit en auréoles divergentes de 14° avec 21 tubes (PS 2) (Fig. 3.6), soit en véritable voûte parapluie divergente de 6° avec 51 tubes (PS 4) (Fig. 3.5).

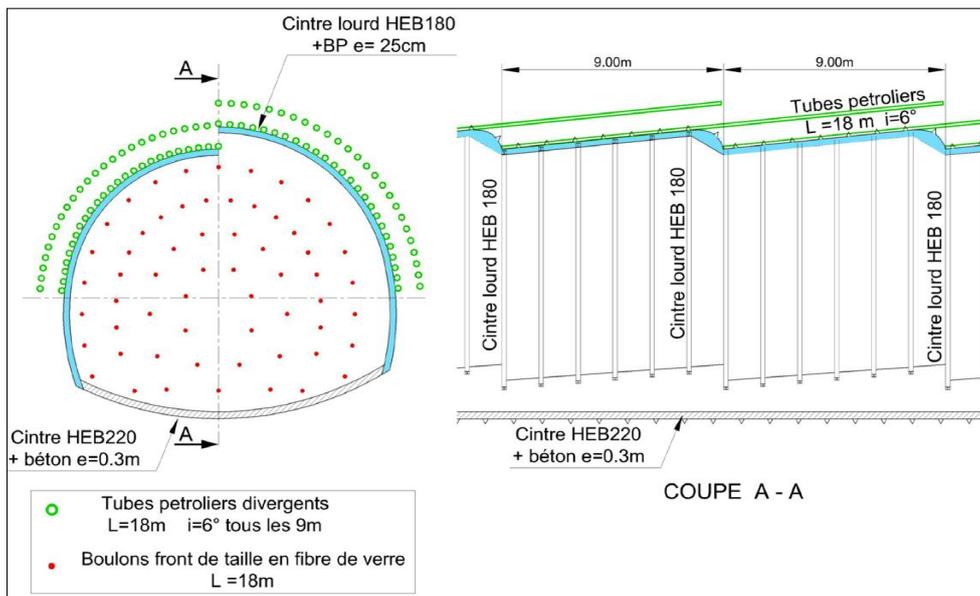


Figure 3.5 : Profil de soutènement type PS4 (Mermet et al. 2005).

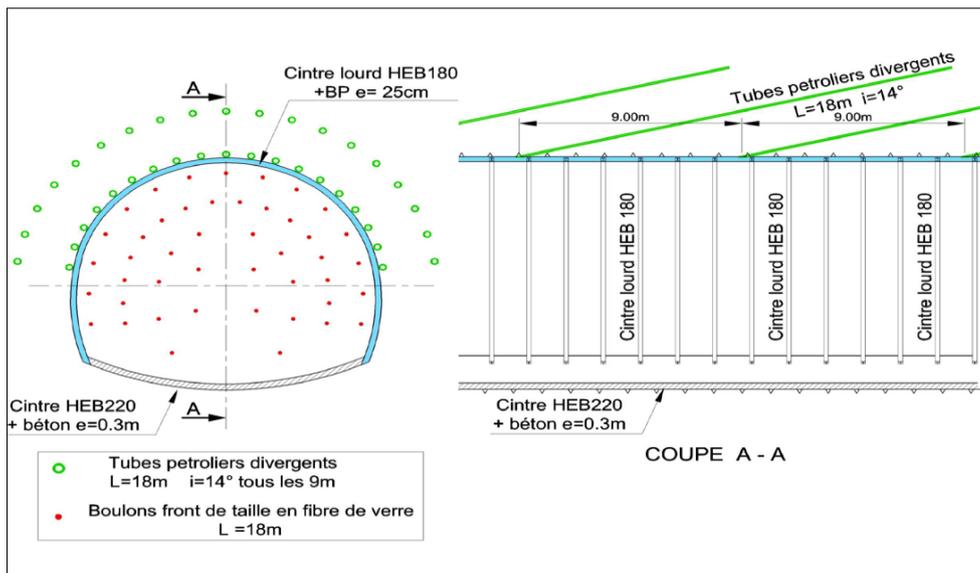


Figure 3.6 : Profil de soutènement type PS2 (Mermet et al. 2005).

3.5 Description du cycle d'avancement

Le cycle d'avancement adopté dans le chantier du deuxième tube de Toulon est généralement basé sur des critères relatifs d'une part à l'ouvrage et son mode d'exécution (les dimensions et la forme de la cavité, et le procédé de creusement), d'autre part à l'environnement (la grande nocivité des tassements vis-à-vis de l'environnement et le bâti, ainsi que les effets d'une modification de l'équilibre hydrologique). Ce cycle correspond à une longueur de 9 m d'excavation, à la fin de laquelle, une voûte complète est considérée comme achevée. Les principales phases sont :

3.5.1 Réalisation de la voûte parapluie

D'une manière générale, le creusement du front s'arrête chaque 9 m afin de mettre en place un présoutènement par voûte parapluie. Cette dernière, constituée de tubes métalliques de forte tenue a pour objectifs essentiels d'améliorer la stabilité du front par réduction des contraintes agissant en avant de celui-ci et de limiter les tassements. La voûte parapluie consiste à placer des tubes d'acier longitudinal qui font 18 m de longueur inclinées de 6° dans le premier cas ou de 14° dans le deuxième cas. Deux types de tubes ont été utilisés selon les caractéristiques du terrain rencontré : tube pétroliers 89/70, ou autoforeurs 51/33. L'espacement entre chaque tube varie de 50 à 70 cm selon les caractéristiques des sols. Ces tubes sont scellés au terrain soit par de la résine ou par un coulis de ciment injecté sous pression de façon à combler l'espace annulaire temporaire. L'injection se fait immédiatement après la mise en place du tube, avant que le terrain ne se referme autour de lui. La qualité des scellements est très importante puisque c'est elle qui garantit le report des charges sur les tubes.

3.5.2 Renforcement du front de taille

Un renforcement du front de taille a été mis en œuvre immédiatement après l'installation de la voûte parapluie. Les boulons sont en fibre de verre ou en acier, généralement de 18 m de longueur renouvelés presque tous les 4.5 m. Les boulons en acier ont été adoptés dans les terrains qui posaient des problèmes d'enfilage des éléments (resserrement des trous). Une machine baptisée GTA est utilisée pour la première fois en France pour réaliser toutes les opérations du forage et la mise en place des boulons en voûte et au front, et la pose et le réglage du cintre (Fig. 3.7). Les boulons ont également été scellés dans ce cas, avec du coulis ou de la résine.



Figure 3.7 : Utilisation de la GTA (Janin, 2012).

3.5.3 Excavation et mise en place du soutènement

La dernière phase consiste à creuser le front de taille au moyen d'une pelle fraise parfois remplacée par un brise-roche hydraulique s'il y'a de terrains plus durs. La passe d'excavation était en général de 1,5 m. La géométrie du front de taille est concave, ce qui favorise la formation d'un effet de voûte près des parois de la cavité et permet d'éviter la décompression des terrains dans la zone du front de taille. Durant l'excavation, les boulons au front sont détruits sur la longueur de la passe. Le produit de marinage est chargé par une chargeuse sur des camions et transporté hors du tunnel.

Après l'excavation, les travaux ci-dessous ont été réalisés :

- Une couche de 5 cm de béton fibré est appliquée en voûte.
- Réalisation des drains au front.
- Une couche de 8 à 15 cm de béton fibré est appliquée au front à titre de confinement.

Un soutènement composé de cintre HEB 180 a ensuite été posé et fixé sur le contour de l'excavation avec une coque en béton projeté fibré de 20 cm d'épaisseur (Fig. 3.8). Les cintres sont renforcés au niveau des piédroits par des pattes d'éléphant (voir Figure 3.9). Généralement, le soutènement provisoire doit être mis en place en quantité suffisante au bon moment : ni trop tôt (alors on retient inutilement des forces que le massif pourrait encaisser) ni trop tard (alors on induit à la massif des forces qu'elle ne peut pas supporter (le facteur temps devient outre mesure important dans l'application du soutènement)).



Figure 3.8 : L'excavation et pose du cintre (DREAL PACA, 2015).

La dernière étape est l'excavation du radier ; le radier est exécuté par contre-cintre HEB 220 et une couche de béton armé (30 cm d'épaisseur).

Dans cette étape, le contre-cintre a été mis en place avec un retard variable par rapport au front de taille. La réalisation des radiers très près du front de taille et le blocage rapide des pieds de cintre renforcent l'assise, limitent les déformations et contribuent à la stabilité du front de taille.

Cette phase se répète six fois jusqu'à la fin de la réalisation du cycle complet d'avancement de 9 m.

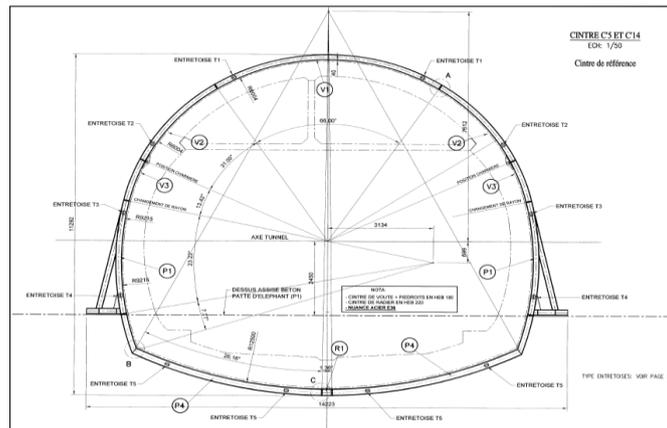


Figure 3.9 : Géométrie du cintre « type » de la section du tunnel (Janin, 2012).

Pour réaliser les tranchées couvertes aux deux extrémités du tunnel, il est apparu nécessaire d’adapter le projet aux variations du toit du substratum, mais les principes de base sont restés plus ou moins les mêmes : pour la tranchée Ouest, des parois moulées ont été réalisées dans les alluvions et colluvions, le substratum étanche étant beaucoup trop profond. Par contre, dans la tranchée Est, des parois continues ont été envisagées dans les formations superficielles baignées par la nappe phréatique, poursuivies par un blindage plus léger. Par ailleurs, il a fallu tenir compte dans la conception du tube Sud de la présence des ouvrages existants (parois moulées) du tube Nord en service, ainsi que de la présence d’immeubles très proches du tracé.

3.6 Conclusion

On s’est intéressé dans cette première partie à présenter les différentes caractéristiques de deuxième tube de Toulon. L’extrême complexité du contexte géologique observée lors du creusement de ce tunnel a incité le maître d’ouvrage et le maître d’œuvre à retenir la technique de creusement par méthode conventionnelle en pleine section, et à renforcer le noyau d’avancement au moins par deux types de présoutènements. Il reste bien sûr maintenant le rôle du pilotage du chantier afin de préciser l’ensemble de données obtenues et confirmer les choix qui ont été faits pour permettre d’adapter les techniques de creusement et de renforcement aux multiples hétérogénéités locales et au comportement géomécanique réel des terrains.

Chapitre 4

Système d'auscultation d'une section du tunnel Sud de Toulon

4.1 Introduction

Dans la conception et la construction des ouvrages souterrains en site urbain comme celui de Toulon, les ingénieurs sont confrontés à un problème majeur concernant la protection des ouvrages existants contre les risques induits par le creusement. En effet, compte tenu de la nature hétérogène des sols et de la faible profondeur du tunnel, on assiste à une forte interaction entre le creusement et les structures existantes. Cette interaction est principalement due aux mouvements de sols induits par le creusement, qui peuvent mettre en péril la stabilité de certains ouvrages.

Pour cette raison, Le recours à la méthode d'auscultation est nécessaire afin de suivre pendant les travaux les déformations en tunnel (convergences et extrusion du front) et les tassements en surface en vue de pouvoir adapter la construction aux terrains réellement rencontrés. Les différents résultats de ces auscultations sont directement comparés à des seuils définis au préalable.

Dans ce chapitre, on présente le système d'auscultation mis en place sur le chantier du deuxième tube de Toulon et les différentes procédures sur lesquelles s'est basé le pilotage du creusement du tunnel. Un exemple d'une section instrumentée ainsi que ces principaux résultats de mesures seront présentés. Le suivi du chantier et la collecte des différentes mesures in-situ est en effet effectué par Janin (2012) dans le cadre d'un projet baptisé CIFRE reliant le Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale (LGCIE) de l'INSA de Lyon et la société TERRASOL.

4.2 Le cadre de l'instrumentation

Dans le cadre des ouvrages souterrains, la surveillance des travaux est très recommandée afin de maîtriser les risques d'instabilité à court terme et garantir la pérennité de l'ouvrage à long terme. Dans ces cas, Peck (1969) a proposé d'utiliser la méthode observationnelle qui permet des économies importantes de temps et d'argent, sans sacrifier pour autant la sécurité. L'objectif principal de cette méthode est de suivre pendant les travaux, à l'aide d'instruments de mesure adaptés, quelques valeurs clés afin de détecter des anomalies et de contrôler en temps réel l'efficacité des éléments structurels et de renforcements, cela permet également d'anticiper sur ce qui va se passer à la phase suivante de construction et d'adapter la conception. Pour savoir quand il est nécessaire de modifier la conception prévue, des seuils d'alerte et de vigilance sont définis à l'avance afin d'apporter des modifications lors de leur dépassement.

Peck (1969) considère que l'application de la méthode observationnelle nécessite les huit conditions : Effectuer des reconnaissances suffisantes des terrains, Evaluer les conditions les plus probables et les plus défavorables, Elaborer une conception basée sur les conditions les plus probables, Choisir les paramètres à observer au cours de l'avancement et estimer leurs valeurs sur la base des conditions les plus probables, Calculer la valeur des mêmes paramètres mais sur la base des conditions les plus défavorables, Définir les procédures de modifications de la conception pour chaque cas significatif prévisible des résultats de l'observation par rapport aux prévisions basées sur les hypothèses de dimensionnement, Le suivi des grandeurs observées et l'évaluation du comportement réel, La mise en place d'une action, si nécessaire, afin de l'accorder au comportement réel.

Cette méthode ne peut être appliquée sauf si les résultats de mesures d'auscultation sont disponibles. Cette dernière vise à recueillir suffisamment d'informations pour établir la validité de la conception de départ et vérifier la sécurité de l'ouvrage à court terme en suivant l'évolution des valeurs mesurées et en les comparant à des seuils prédéfinis. Elle permet également d'observer et

d'analyser le comportement réel du massif encaissant. Tous les résultats doivent être rapidement disponibles et analysés afin de disposer du temps nécessaire à la mise en place d'une modification. On voit que l'étape de l'auscultation ne constitue qu'un volet de la mise en œuvre de la méthode observationnelle. Il convient donc de remplir toutes les conditions requises citées ci-dessus afin de mener la construction du tunnel à son terme avec succès.

4.3 Présentation du système d'auscultation

4.3.1 Les déplacements 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 passif fixés sur les structures en utilisant un nivellement topographique classique. Ces appareils permettent la mesure des distances et des angles, donc le calcul des coordonnées absolues des repères en visant des points réputés fixes.
- Des mesures de mouvements ponctuels par des capteurs fixés sur les structures et reliés à une centrale d'acquisition. Ces mesures offrent une meilleure précision que les mesures topographiques.
- Les mesures par satellite qui permettent un suivi de quelques points isolés munis de capteurs GPS ou un suivi de grandes surfaces par interférométrie radar.

Dans le cas du tube Sud, le système d'auscultation des tassements en surface a été conçu et réalisé par SOLDATA. Ce système vise à contrôler les mouvements en surface et définir également les tassements différentiels et absolus admissibles pour le bâti. Une série de théodolites automatiques d'une fréquence de mesure élevée ont été utilisés afin d'enregistrer les déplacements du sol et des bâtiments. Le profil d'auscultation des mouvements suite à l'excavation est espacé tous les 9 m (5 points de mesure dont 1 à l'axe et les 4 autres d'un côté et de l'autre de l'axe du tunnel) et 4.5 m pour les zones sensibles. Deux autres systèmes complémentaires ont été utilisés : le système CENTAURE et CYCLOPS (Fig. 4.1). Dans le premier système, des théodolites mesurent le déplacement vertical du sol sans avoir besoin de cibles physiques. Dans le deuxième, les mêmes théodolites visent également des cibles placées sur les façades des bâtiments et mesurent leurs mouvements dans les directions X, Y, Z. Ce système permet de suivre le comportement de différentes structures vis-à-vis des déformations du sol.

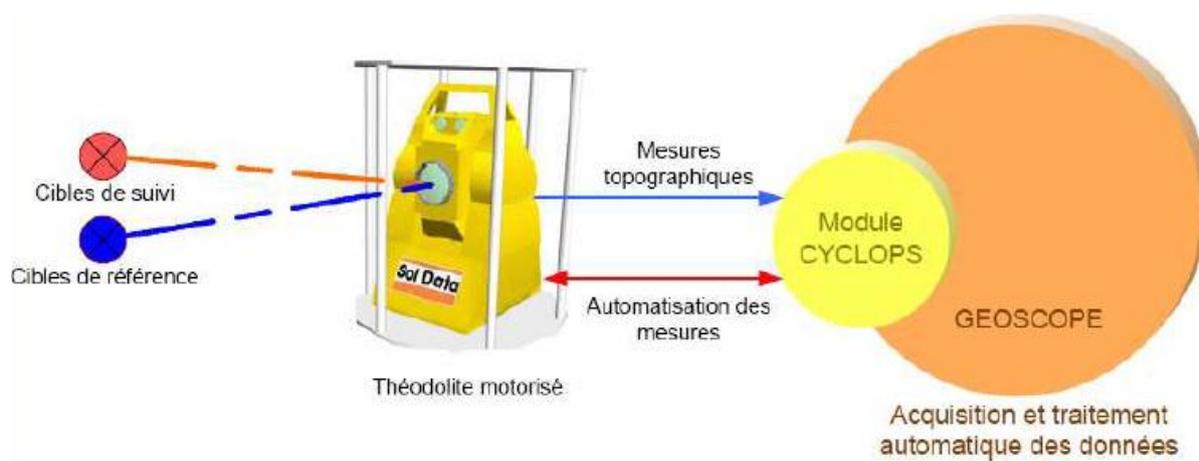


Figure 4.1 : Schéma du principe de module CYCLOPS (Le Bissonnais et al., 2008).

Toutes les mesures enregistrées ainsi que d'autres informations importantes comme les relevés du front de taille, les mesures piézométriques sont envoyées en temps réel via un réseau sans fil à un centre d'acquisition. Elles sont ensuite stockées dans une base de données nommée (Geoscope) qui peut être consultée à distance par les différents acteurs du projet (Entreprise, Maître d'Œuvre, Maître d'Ouvrage) par le biais d'un accès sécurisé par internet. Ce système permet aussi de générer automatiquement des alarmes sur chantier (gyrophares et sirènes) et des e-mails et/ou textos envoyés aux responsables du chantier.

Cette base de données, alimentée d'observations quantitatives et qualitatives sur le comportement du tunnel a représenté un outil très efficace pour le pilotage du chantier.

4.3.2 Méthodes d'estimation des tassements

Lors du creusement de tube Sud, les tassements de surface ont fait l'objet d'un suivi attentif. Une première analyse quotidienne portait sur l'évolution du tassement de chaque point de nivellement en fonction du temps et de l'avancement du front de taille. La surveillance comportait l'examen des vitesses de tassement en fonction du temps et des gradients de tassement en fonction de l'avancement.

Diverses approches ont été envisagées pour tenter de fixer des bornes ou des seuils applicables aux vitesses ou de déterminer des fuseaux qui permettent d'effectuer une prévision des tassements. La manière la plus générale d'exploiter les mesures de tassements de surface consiste à représenter les courbes de tassements et leur évolution sous forme de cuvette tridimensionnelle. Les cuvettes totales correspondent au tassement total observé à une date donnée et les cuvettes instantanées représentent la variation du tassement durant une période de temps connue, qui correspond à une longueur d'avancement du front de taille.

4.3.2.1 Profil en long du tassement

Pendant la construction du tunnel Sud, il s'est avéré utile de chercher à prévoir le tassement en se basant sur les tassements observés en avant du front. Trois modèles ont été testés, Il s'agit du modèle de Serratrice-Magnan et de Bourgeois et un autre modèle empirique. Les deux premiers modèles sont choisis parce qu'ils ont été formulés sur la base des mesures faites sur le premier tube. Concernant le modèle empirique, il représente un dérivé de l'optimisation d'équations exponentielles sur les mesures de tassements enregistrés sur différents chantiers et, en particulier, sur celui de la ligne de métro Jubilee Line de Londres. L'expression de ce modèle a été modifiée pour obtenir un excellent calage avec les mesures enregistrées sur le tube Sud par l'introduction d'un paramètre de translation a , qui permet de changer le rapport entre le tassement au passage du front S_{face} et le tassement final S_0 . L'équation est la suivante :

$$S(x) = 0.5 \cdot S_0 \cdot \left\{ 1 - \text{th} \left[\left(\frac{k}{i} \right) \cdot (x + a) \right] \right\} \quad (4.1)$$

- S_0 est le tassement final.
- Le rapport k/i règle la forme de la courbe.
- i est le point d'inflexion de la courbe de Gauss.
- k est un paramètre adimensionnel.
- x est la distance, à un moment donné, entre le point de surface considéré et la position du front de taille.

Pour reproduire le mieux les données expérimentales, un ajustement par la méthode des moindres carrés des trois modèles a été réalisé. Il a montré que l'approche modifiée, proposée en équation 4.1, permet le plus souvent d'obtenir un meilleur calage avec les mesures enregistrées sur le deuxième tube de Toulon.

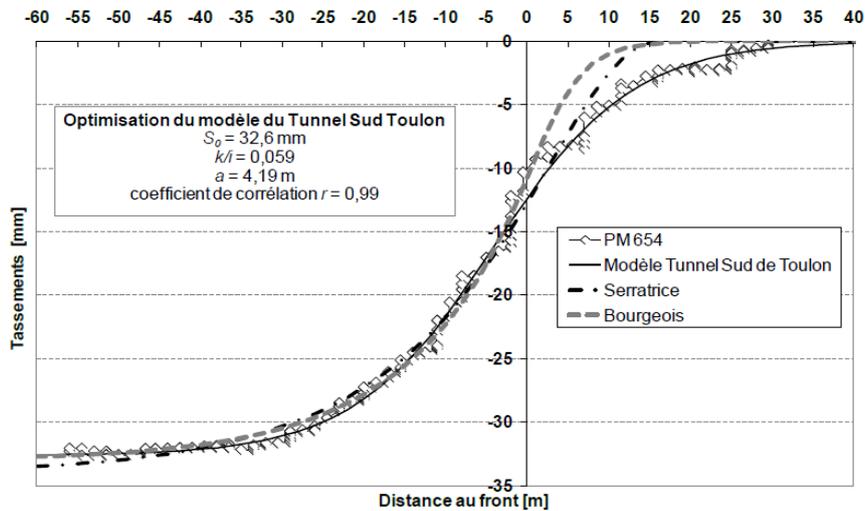


Figure 4.2 : Optimisation des trois différents modèles sur un exemple de tassement d'un point de nivellement sur le chantier du tube sud de Toulon (Janin, 2012).

On remarque sur la figure 4.2 qu'un bon calage de l'évolution du tassement à l'arrière du front de taille ($x < 0$) avec les modèles de Serratrice-Magnan et Bourgeois. Par contre, ils ne sont généralement pas capables de bien représenter l'allure du tassement à l'avant du front de taille ($x > 0$). Une concordance relativement précise entre l'évolution des tassements calculés par la méthode empirique et ceux observés à l'avant du front de taille lorsque les trois paramètres libres (S_0 , le rapport k/i et a) sont calés. Ce calage pourrait ensuite répéter à chaque fois qu'une nouvelle mesure de tassement est enregistrée.

4.3.2.2 Cuvettes transversales et tassements différentiels

Les cuvettes de tassements transversales à l'axe du tunnel ont été tracées tout au long du creusement du tube Sud. Dans le but de déterminer la valeur du point d'inflexion i , des optimisations aux moindres carrés des paramètres de l'équation de Peck (présentée dans la partie bibliographique) ont été faites. Cette estimation est nécessaire pour calculer la pente maximale de la cuvette transversale et qualifier les dommages aux constructions, des valeurs critiques ont été proposées en littérature.

Dans le cas du chantier de Toulon, Le tassement différentiel a été considéré comme le rapport entre la différence de tassement enregistrée par deux cibles fixées sur le bâtiment et la distance horizontale entre elles. Des valeurs de seuil du tassement différentiel ont été fixées et recalées en contenu en fonction du comportement réel du bâti durant les travaux. Une classification typologique des dimensions du bâti, des caractéristiques structurelles, de l'âge et de sa position doit être faite au préalable afin de déterminer le tassement différentiel.

La figure suivante présente l'exemple de l'analyse des cuvettes transversales de tassements mesurés dans la rue Chalucet. Deux profils de mesure étaient disponibles, un composé des points de nivellement sur la chaussée (CENTAURE) pour mesurer le tassement du sol, l'autre par des cibles bâties (CYCLOP) pour mesurer le déplacement du bâti.

Un autre ajustement par la méthode des moindres carrés a été fait sur chacun des profils de tassement. Le graphe ci-dessous présente aussi l'emplacement des différents bâtiments par rapport à l'axe du tunnel.

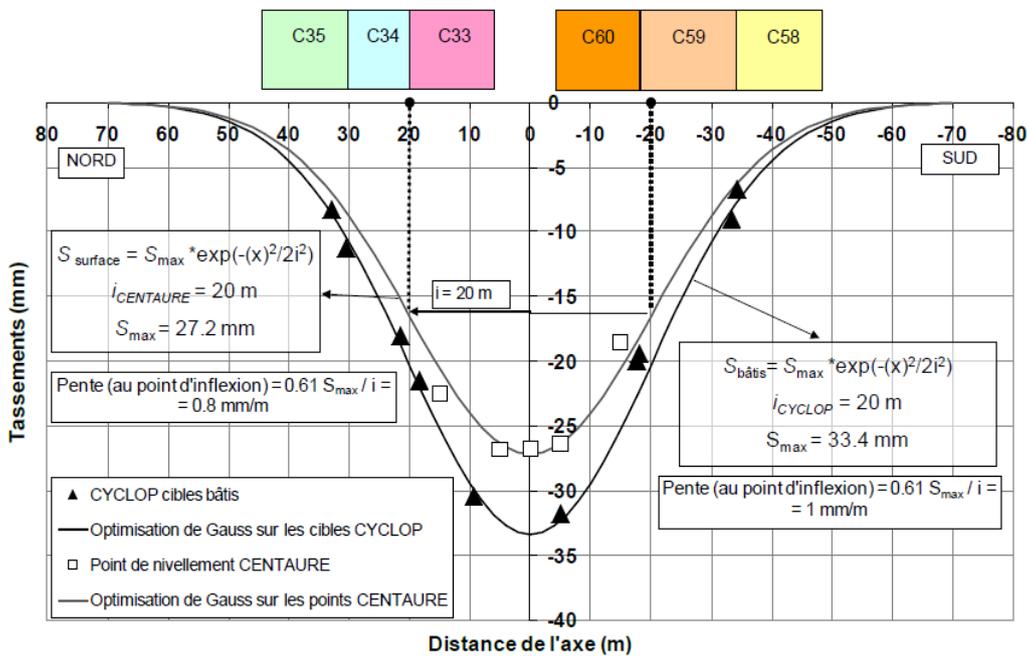


Figure 4.3 : Optimisation de Gauss sur les profils transversaux de tassement (Janin, 2012).

Pour les deux mesures, on remarque que les mêmes valeurs de points d'inflexion de la cuvette de tassement ont été obtenues. Les conséquences les plus inquiétantes dans ce cas apparaissent entre les bâtis C34 et C33 dans la partie Nord du massif et entre les bâtis C60 et C59 dans celle Sud. La pente maximale de la cuvette est environ 1 mm/m, aucun dommage n'est apparu sur les bâtiments. On remarque également que le tassement mesuré sur les bâtiments est plus important que celui enregistré sur le sol, en particulier dans le voisinage de l'axe du tunnel. Ce phénomène est probablement dû au poids des bâtis et à la faible rigidité de leur élément.

4.3.3 Relevés du front de taille et sondages de reconnaissance à l'avancement

Un levé de front de taille est la première méthode de reconnaissance à l'avancement qui a été effectuée. C'est une action périodique réalisée chaque 1.5 m pour permettre de reconstituer le contexte géologique rencontré et de garder la mémoire du terrain. Les informations recueillies, avant que le soutènement et le revêtement ne viennent occulter le terrain permettaient de comprendre l'action des terrains sur le tunnel.

Des sondages de reconnaissances ont aussi été réalisés à l'avancement, permettaient d'acquérir toutes les données géologiques et les informations inaccessibles avec des instruments de mesure: nature de terrain, fracturation, eau...etc. Ils sont effectués de façon régulière avant la mise en place du soutènement ; au niveau du front, des parois et du radier.

4.3.4 Les mesures de déplacements à la paroi et dans le massif

Les mesures de déplacement à la paroi sont faites à l'aide d'appareils topographiques. La précision est de l'ordre de ± 0.5 mm pour une distance entre l'appareil et la cible de 5 à 30 m. Les sections de mesures (profil de convergences) sont installées tous les 20 à 30 m selon les hétérogénéités des terrains. Dans le cadre de l'application de la méthode observationnelle, un espacement réduit entre les profils permet de détecter plus rapidement les anomalies et d'agir en conséquence afin d'éviter la rupture. Si l'on se base sur des seuils en convergence pour le passage d'un profil de soutènement ou d'un mode de renforcement à un autre, il convient d'avoir des mesures dans tous les terrains.

En ce qui concerne l'amplitude et l'extension des mouvements du massif en profondeur, plusieurs extensomètres sont placés depuis la surface ou dans des forages à partir du tunnel. Cet instrument consiste en un ensemble de tiges en fibre de verre ancrées à différentes profondeurs dans un forage. On mesure le déplacement des ancres par l'intermédiaire d'une jauge de déplacement micrométrique en tête de forage. La fréquence des mesures variait selon la distance entre le front et la section renforcée, avec un maximum d'une mesure par jour quand le front était à ± 5 m de l'instrument.

4.4 Pilotage du chantier

Le pilotage du tube Sud de Toulon est essentiellement basé sur les résultats d'auscultation ainsi que les informations recueillies au cours de l'avancement (longueur du pas d'avancement, type de soutènement et de présoutènement, tenue du front, incident, etc.). Pour faciliter le choix d'une adaptation, plusieurs fiches de présoutènements et de soutènements ont été mises en œuvre, cela permettait de visualiser directement le scénario dans lequel se trouve l'ouvrage à un instant donné de la construction.

Des seuils de vigilance et d'alerte pour l'ouvrage ont pu être définis, le seuil de vigilance correspond à une valeur au-delà de laquelle une analyse plus fine des mesures et de leur évolution doit être faite. Il porte donc sur la valeur cumulée de déformations mais aussi sur la vitesse de déformations. En cas de dépassement, une vigilance renforcée s'impose. Si le seuil d'alerte est dépassé, dans ce cas le creusement s'arrête, l'ouvrage doit être renforcé par des présoutènements avant de continuer la construction. Cette méthode dite observationnelle permettait d'optimiser l'avancement du creusement du point de vue économique, tout en garantissant la sécurité des personnes et de l'ouvrage. La partie suivante du chapitre présente une description détaillée d'une section de mesure qui a été l'objet d'une modélisation numérique par différences finies, ces simulations seront présentées dans les parties suivantes du mémoire.

4.5 La section retenue pour l'analyse

Au cours des travaux du tube Sud de Toulon, de nombreuses sections ont été instrumentées et suivies de manière régulière afin de mieux comprendre son comportement en termes de déformations du massif et de chargement du soutènement. La section choisie dans le cadre de ce travail a été positionnée au PM 880 environ, dans le jardin « Alexandre 1^{er} » (voir Fig. 3.2). Le front d'attaque Ouest a atteint cette section à la mi-mars 2009. L'emplacement adéquat de cette section permettait de mettre en place des instruments le long d'un profil perpendiculaire à l'axe du tunnel d'une part et de ne pas gêner les activités de surface (trafic, piéton..) d'autre part.

Afin d'identifier les caractéristiques physiques et mécaniques de cette section, des reconnaissances géologiques basées sur un sondage vertical carotté (SC 34) de 35m ont été réalisées depuis la surface. A partir de l'analyse des sondages et des données recueillies, il en résulte ce qui suit :

- Le pendage des couches de sol en surface est presque horizontal,
- Le Socle a un degré d'altération qui entraîne des variations importantes des caractéristiques du matériau.

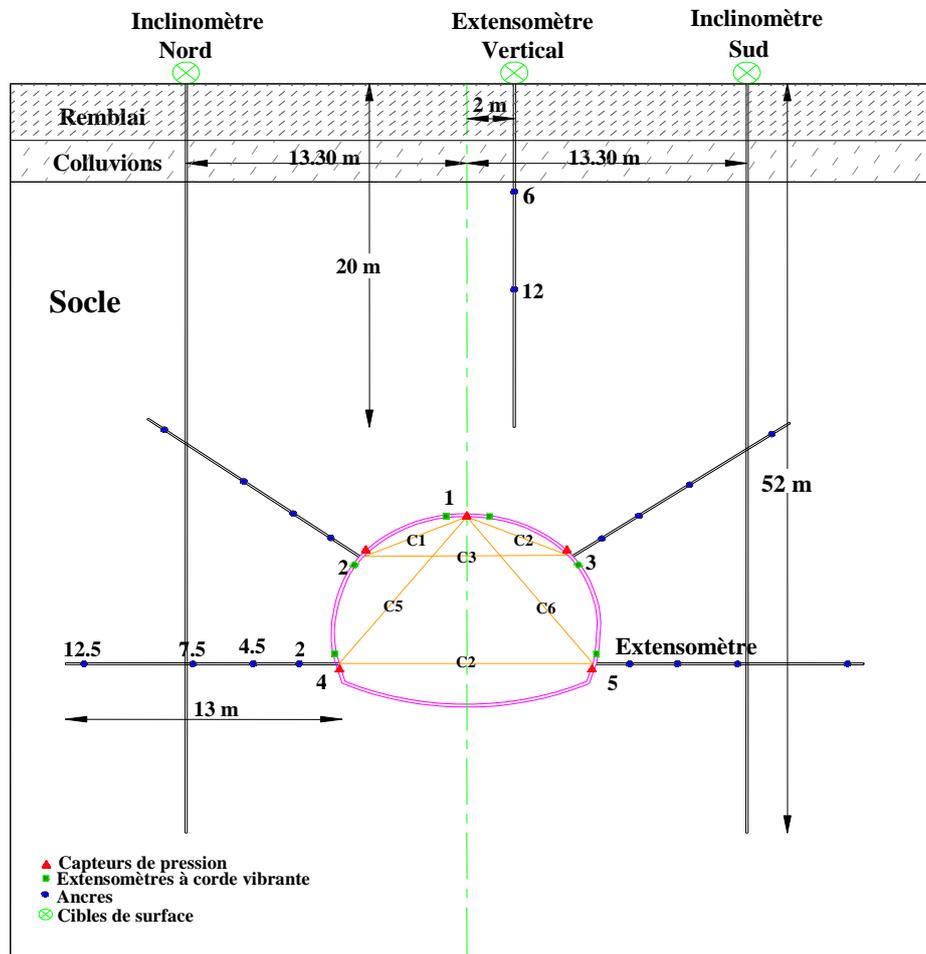


Figure 4.4 : Coupe géologique et instruments de mesure de la section retenue (Janin, 2012).

Les caractéristiques géomécaniques de différentes couches sont présentées dans le tableau 4.1. Elles correspondent aux principales caractéristiques initialement retenues pour les calculs du projet du tube Sud de Toulon.

Tableau 4.1 : Principaux paramètres géomécaniques initialement retenues.

Terrain	γ (kN/m ³)	E (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)
Remblai	19	1,6	2	20	0
Colluvions	20,8	40	10	30	0
Socle	24,2	120	30	25	0

4.5.1 Instrumentation

L'instrumentation mise en place dans cette section est composée de :

1) Instruments depuis la surface :

- Deux inclinomètres de 52 m de profondeur, de part et d'autre du tunnel, à 13,3 m environ de l'axe.
- Un extensomètre à capteurs inductifs de 20 m de longueur réalisé depuis la surface, à 2 m environ au Sud de l'axe.
- Trois cibles de bâti (X, Y, Z) à proximité de l'extensomètre.

2) *Instruments mis en place dans le tunnel :*

- Quatre extensomètres radiaux de 13 m de longueur.
- Six couples d'extensomètres à corde vibrante placés sur les cintres.
- Cinq capteurs de pression totale.
- Les plots de mesure de convergence.

4.6 Analyse des résultats obtenus

Après avoir présenté l'emplacement et les différents instruments mis en place dans la section de mesure, les principaux résultats sont analysés ci-après.

4.6.1 Inclinomètres

Deux inclinomètres (Nord et Sud) ont été placés à 13,3 m de l'axe vertical du tunnel pour suivre les déplacements horizontaux au cours de l'excavation. Ils consistent en une chaîne de tiltmètres (aussi appelés clinomètres) bi-axiaux installée à l'intérieur de tubage vertical. Les tubes sont composés par des tronçons de 3 m reliés l'un avec l'autre par des manchons. Une colle (et du scotch) entre le tube et le manchon a été utilisée afin d'en assurer l'étanchéité. Le dosage de la colle a été vérifié avec soin pour éviter toute bavure dans les rainures internes, ce qui aurait empêché ensuite aux roulettes de la sonde de bien glisser, provoquant des problèmes de mesure.

La figure 4.5 montre les déplacements des inclinomètres Nord et Sud, selon la direction A. Les données de l'inclinomètre Sud ont été corrigées par rapport aux mouvements mesurés par la cible de surface placée à côté de la tête, cela n'a pas été possible pour l'inclinomètre Nord, la cible a été endommagée.

L'analyse des courbes permet de souligner un mouvement des premiers mètres du terrain vers le tunnel suite aux déformations en surface du massif de sol. Lorsque le front de taille se trouve à l'aplomb de l'axe du tunnel, on remarque un basculement (ventre) qui progresse vers le vide créé par l'avancement du tunnel, il est peut-être dû aux déplacements d'extrusion du terrain vers le front de taille dans la direction de l'axe du tunnel. Ce phénomène a déjà été mis en évidence par Serratrice (1999) au cours de mesures des inclinomètres placés dans une section du premier tube de Toulon. En outre, une dissymétrie des déplacements est remarquée entre la partie Nord et Sud, ce qui confirme l'hétérogénéité du sol dans cette zone. En ce qui concerne les mouvements mesurés par l'inclinomètre selon l'axe B (direction parallèle à celle de l'axe du tunnel), de faibles valeurs ont été enregistrées (inférieurs à 3 mm).

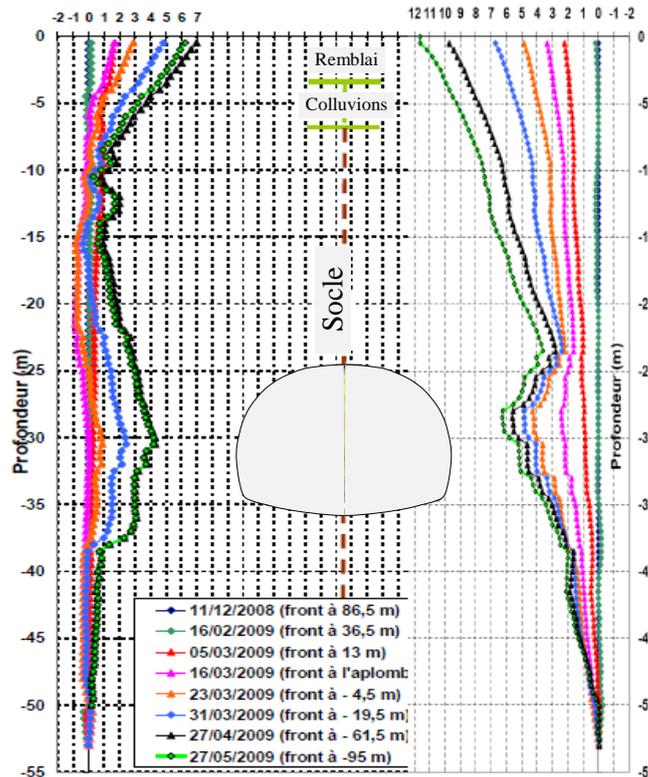


Figure 4.5 : Déplacements selon axe A de l'inclinomètre Nord et Sud (Janin, 2012).

Cette section n'a malheureusement pas bénéficié d'aucune mesure d'extrusion. Il aurait été intéressant de baser sur les mesures inclinométriques afin d'apprécier le volume du terrain perdu. Cette méthode a déjà été utilisée par Serratrice (1999) lors des analyses de mesures sur les inclinomètres du premier tube.

4.6.2 Extensomètre vertical

L'extensomètre vertical est le seul à pouvoir être installé avant le passage du front, il est composé de 5 tiges pour 5 ancres positionnées à différentes profondeurs (6, 12, 16, 18 et 19 m). Les mesures sont faites avec une jauge de déplacement micrométrique entre l'extrémité de chaque tige et une platine solidaire au terrain au débouché du forage. La fréquence des mesures a varié en fonction de la distance entre le front et la section renforcée, avec un maximum de deux mesures par semaine quand le front était à +/- 30 m environ de l'instrument. Pour obtenir le mouvement absolu de chaque ancre, le tassement de la cible placée à côté de la tête de l'extensomètre a été ajouté. En raison des problèmes de scellement, seules les mesures des deux ancres qui se trouvent à 6 m et 12 m ont pu être exploitées. Le tassement absolu des deux ancres en fonction de la distance au front est montré sur la figure 4.6.

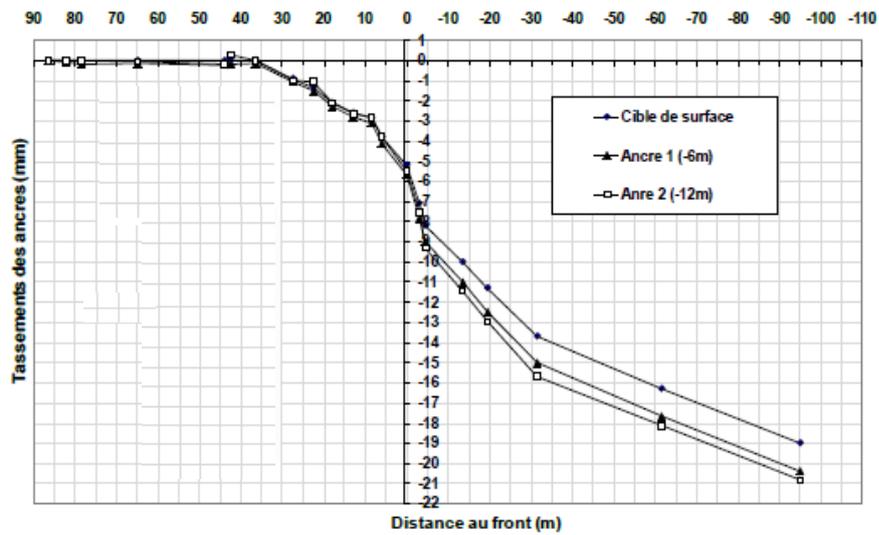


Figure 4.6 : Tassements absolus des ancrages de l'extensomètre (Janin, 2012).

On remarque que le tassement vertical des ancrages s'accélère dès le passage du front de taille. On ne distingue pas de différence entre les deux tassements, ce qui signifie que le terrain se comporte comme un bloc uniforme. Dans ce cas le rapport $S_{\text{stabilisé}}/S_{\text{front}}$ est de l'ordre de 26%.

4.6.3 Convergences et déformations du cintre

A partir des mesures de convergences et de déformations faites par les topographes, la déformée du cintre a pu être tracée (Fig. 4.7). Six cordes ont été prévues par profil de mesures de convergence.

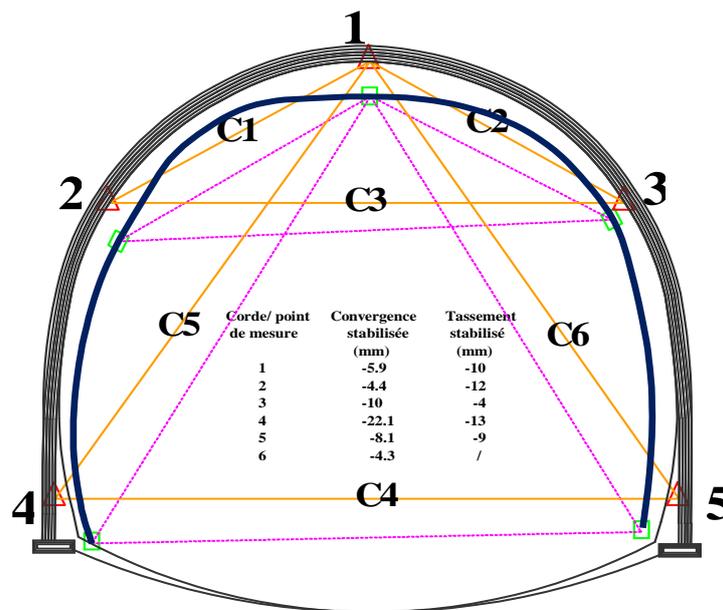


Figure 4.7 : Déformée du cintre, interprétation qualitative des mesures (Janin, 2012).

On remarque que la convergence maximale est observée pour les cordes 4 et 3. Elle atteint 22.1mm. Les autres cordes semblent se déformer beaucoup moins. La section se déforme de manière dissymétrique du fait toujours de l'hétérogénéité des terrains. En outre, les tassements verticaux sont plus importants pour les plots 4 et 2 que pour les autres. Ils atteignent 13 mm.

4.6.4 Extensomètres radiaux

Les mesures de déplacements radiaux ont été effectuées à l'aide de quatre extensomètres équipés d'un dispositif permettant une mesure en continu (voir Fig. 4.4). Chaque extensomètre a une longueur de 13 m et compte 4 points de mesure à 2.5, 4.5, 7.5 et 12.5 m de la paroi. Le forage de l'extensomètre N°3, 4 et 5 a dû être repris plusieurs fois à cause de la fermeture du trou. La mesure origine a été faite après un certain temps (environ trois jours) pour avoir un espace de travail suffisant. Suite aux travaux successifs, l'extensomètre N°3 a subi un choc et les mesures ont été annulées.

La figure suivante présente les mesures de déplacements enregistrées par l'extensomètre N°2 en fonction du temps.

Des valeurs négatives sur les courbes correspondent à un allongement de la distance entre l'ancre et la tête.

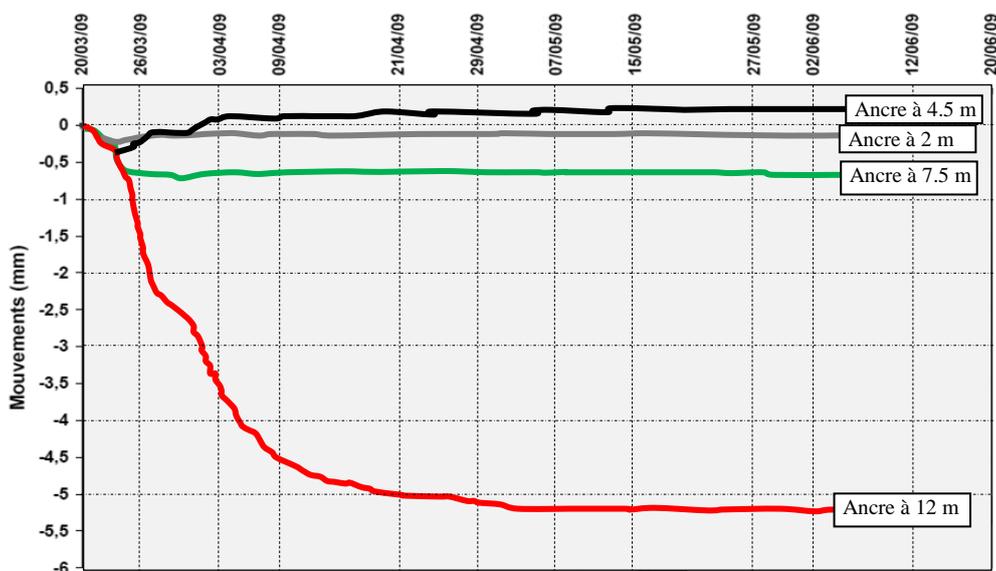


Figure 4.8 : Mouvements des ancres de l'extensomètre N°2 (Janin, 2012).

On remarque que seule l'ancre à 12,5 m a enregistré des mouvements plus ou moins significatifs, cela est probablement dû au fait que cette ancre se trouve en dehors de la zone renforcée par la voûte. Les mouvements se sont définitivement stabilisés lorsque le front était loin de 50 m environ de la section de mesure.

La figure 4.9 montre l'évolution des déplacements enregistrés par l'extensomètre N°5 (localisés en piedroit Sud). En effet, l'ancre à 12,5 m a dû être coupée à cause de la fermeture du trou. Les ancres à 7,5 m et 4,5 m semblent se déplacer d'une manière homogène. Dans les cas courants, les ancres situées un peu loin du tunnel sont supposées en dehors de la zone d'influence du creusement. En réalité, la zone de décompression dans le massif s'étend très rarement à une distance supérieure à un diamètre autour de la paroi du tunnel.

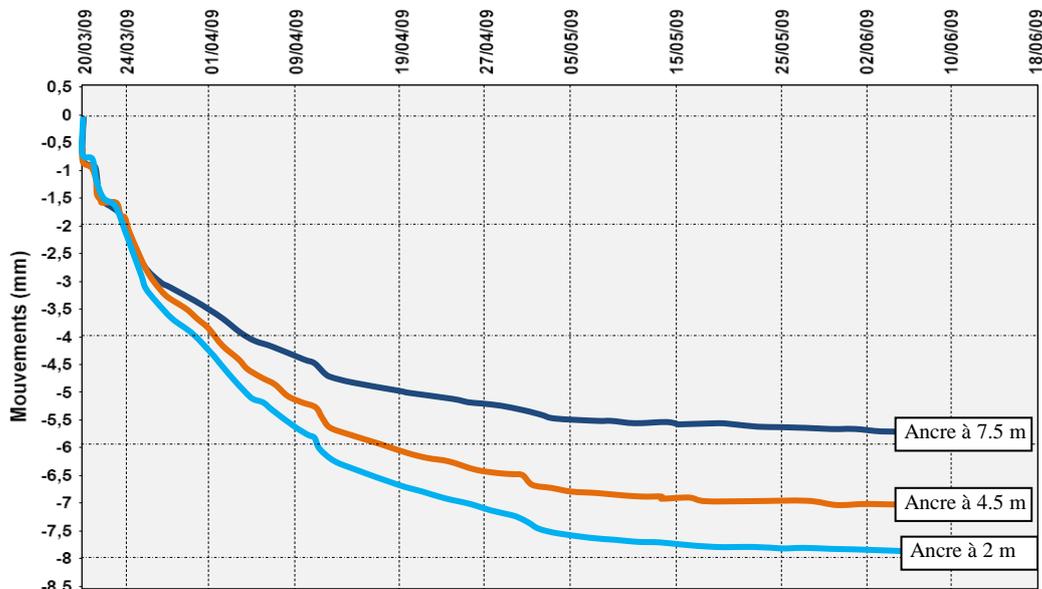


Figure 4.9 : Mouvements des ancres de l'extensomètre N°5 (Janin, 2012).

4.6.5 Jauges extensométriques

Afin de mesurer les contraintes dans le cintre, six extensomètres à cordes vibrantes sont soudés à l'extrados et à l'intrados du cintre comme l'indique la figure 4.10. La mesure origine a été faite environ 42 h après la pose et le réglage du cintre. Une attention particulière a été portée sur les mesures parce que ces instruments sont en effet très sensibles aux variations de température.

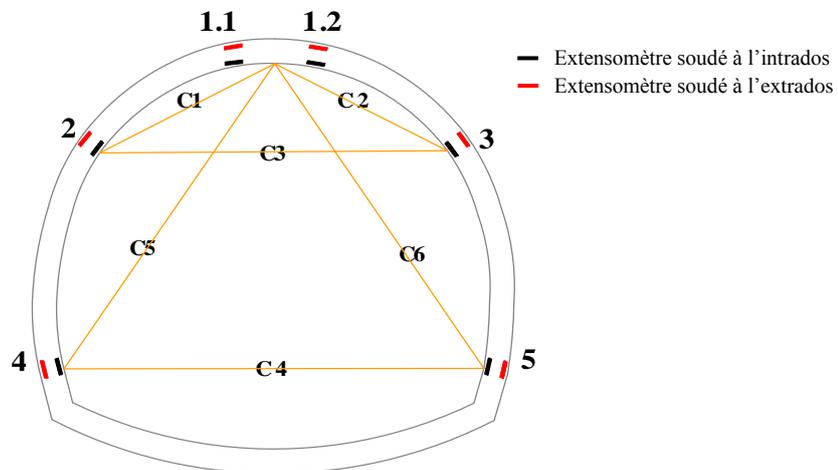


Figure 4.10 : Implantation de l'instrumentation.

A partir des déformations mesurées par les extensomètres, il est possible de calculer la contrainte maximale induite dans chaque section. Les variations des contraintes en fonction de la distance au front sont représentées sur la figure 4.11. Les valeurs maximales ont été enregistrées en clé du cintre (jauge 1e1 et 1i2): 175 MPa environ en extrados et 120 MPa en intrados. Les mesures semblent se stabiliser après avoir à peine dépassé 100 m de creusement. On constate que les efforts diminuent de la clé vers le radier du cintre comme s'il s'agit une poutre courbée encastrée à la base. La jauge (1i2) placée en clé n'a pas marché.

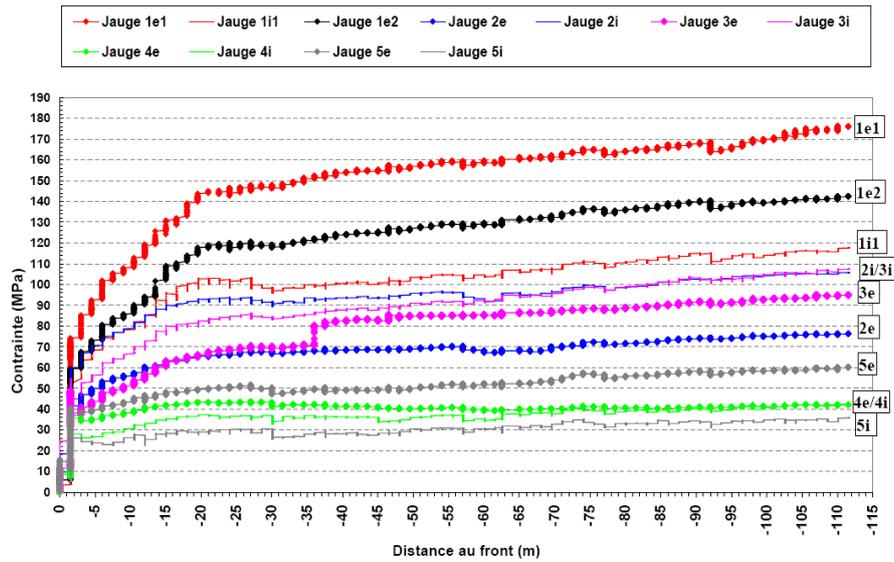


Figure 4.11 : Relation entre les contraintes dans le cintre et la distance au front (Janin, 2012).

A partir de ces valeurs de contraintes mesurées à l'extrados (σ_e) et l'intrados (σ_i), l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) ont pu être calculés dans cinq positions différentes.

Les formules utilisées pour déterminer l'effort normal et le moment sont les suivantes :

$$N = \frac{S \cdot (\sigma_e + \sigma_i)}{2} ; \quad M = \frac{I \cdot (\sigma_e - \sigma_i)}{2v} \quad (4.2)$$

Avec

S : section du profil du cintre,

I : inertie du cintre,

v : distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure.

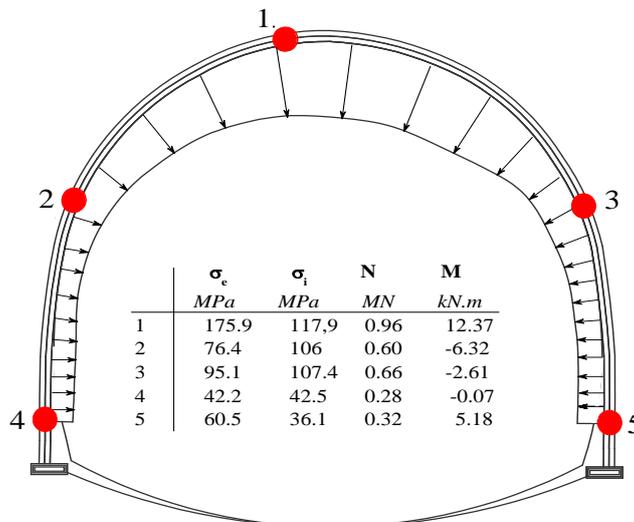


Table 4.12 : Effort axial et moment fléchissant dans le cintre (Janin, 2012).

Le tableau ci-dessus (voir Fig. 4.12) présente un moment maximal positif en clé du tunnel, après cela, aux points 2 et 3 il change de signe et devient négatif. Les résultats montrent aussi un écart de valeurs aux points 4 et 5, cela peut être dû d'une part à l'hétérogénéité du terrain, d'autre part à la méthodologie de mise en œuvre du cintre (un mauvais encastrement de l'appui Nord dans le sol).

4.6.6 Déplacements en surface

Les mouvements de surface sont mesurés par trois cibles placées à côté des deux inclinomètres (Nord et Sud) et de l'extensomètre. Ces mouvements peuvent être affectés par une baisse du niveau de la nappe qui engendre des déplacements indépendants de l'avancement du tunnel et des manipulations accidentelles. Les résultats de la cible INCLINO NORD n'ont pas pu être exploités.

Du côté des déplacements verticaux analysés, on remarque sur la figure 4.13 que l'excavation a commencé à avoir une influence sur les tassements à 35 m en avant du front de taille (soit 3 fois le diamètre). Lors du passage du front, les déplacements ont accéléré, et leur vitesse par mètre creusé diminue pour, enfin, se stabiliser après que le front dépasse la section de 90 m (soit 7.5 fois le diamètre). On remarque également que les tassements semblaient se stabiliser après 55 m d'avancement, mais le terrain a déjà commencé à se tasser après seulement quelques mètres du creusement. Ce phénomène a probablement été causé par l'excavation en pied de cintre pour la réalisation retardée du radier contre-voûté. Le redémarrage des convergences provoquées en pied de cintre et les mouvements engendrés en tunnel sont eux qui ont eu une répercussion sur les tassements en surface.

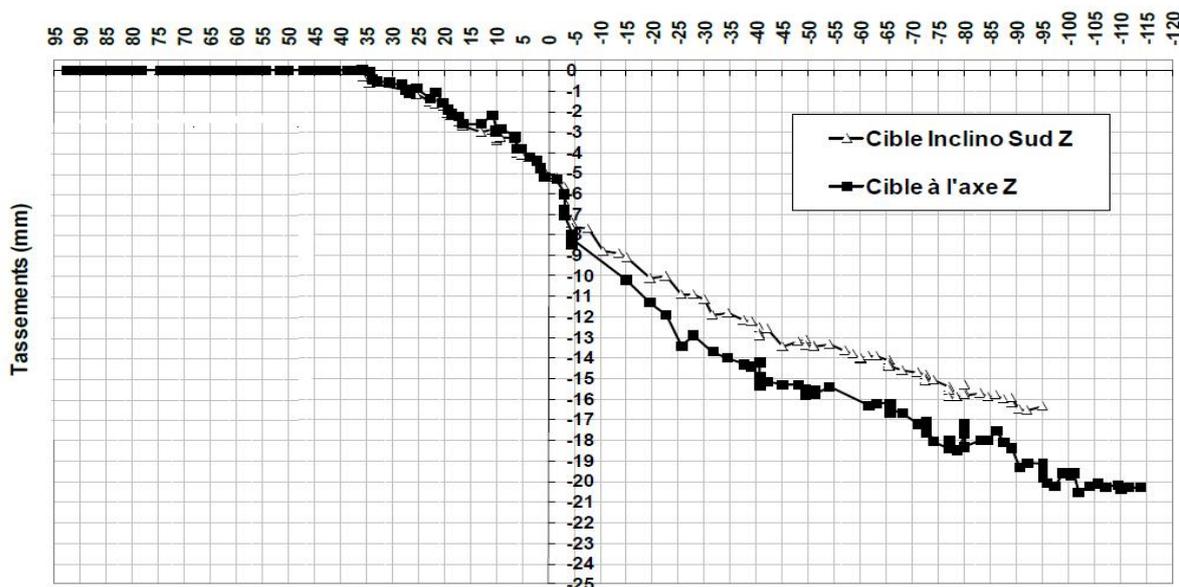


Figure 4.13 : Tassements des cibles de surface en fonction de la distance au front (Janin, 2012).

Le tassement maximum enregistré par la cible est environ 20 mm, cette valeur reste bien en deçà des limites imposées par le Marché des Travaux (seuils du tassement : vigilance 37 mm, anomalie 45 mm, alerte 55 mm).

La cuvette transversale de tassement correspondant à la section instrumentée a également été tracée grâce aux autres points de nivellement présents dans le secteur.

Etant donné le faible nombre de points de mesure, il a fallu utiliser la formule de Peck afin de calculer le point d'inflexion de la cuvette du tassement. Une valeur de $i = 14,8$ m est obtenue à partir de l'analyse. La perte de volume par rapport au volume théorique excavé (120 m^3) est de $V' = 0,62 \%$.

4.7 Conclusion

La présence d'une grande variété de terrains dans le deuxième tube de Toulon a requiert un volume d'études considérable pour aboutir à un niveau de connaissance considéré comme optimal. Le creusement total de ce chantier a été mené à son terme seulement après avoir recouru à la méthode observationnelle qui s'appuie en grande partie sur l'auscultation. Dans ce chapitre, on a décrit le système d'auscultation mis en place dans une section située au jardin Alexandre 1^{er}. Une équipe était chargée de suivre les tassements de surface du massif et ceux de l'ensemble des ouvrages avoisinants, et une autre travaillait en souterrain.

Le suivi régulier de tous les points de mesures a permis de tracer l'évolution des déformations du massif au cours du temps, de détecter aussi le déplacement du soutènement et d'identifier l'état dans lequel se trouve cette section. Une procédure d'urgence a été mise en place où cas d'un dépassement de seuil prédéfini. Tous les résultats d'auscultation ont alimenté une base de données afin d'examiner l'adaptation du soutènement et du renforcement.

L'analyse des résultats a mis en évidence que tous les ordres de grandeur observés se trouvent dans les limites acceptables. Le système du renforcement du noyau d'avancement retenu (voûte parapluie + boulonnage au front) semble donc mieux adapté au creusement du tunnel. Dans la partie suivante, des analyses numériques 2D et 3D, réalisées dans le cadre de ce travail de recherche en se basant principalement sur les mesures recueillies sur cette section seront présentées.

PARTIE III

Modélisations numériques

Chapitre 5

Présentation de l'outil numérique

5.1 Introduction

Le renforcement du noyau d'avancement d'un tunnel par boulonnage creusé en milieu urbain est considéré comme un problème complexe qui met en jeu des phénomènes d'interaction sol-structure à différents niveaux d'échelle : une interaction entre le tunnel et le massif, d'une part, et une interaction entre le massif et le bâti environnant, d'autre part. Ces conditions complexes justifient l'utilisation d'un outil numérique adapté pour prendre en compte le comportement global de ce type d'ouvrage. La diversité de la nature des matériaux ainsi que la non linéarité de leur comportement imposent nécessairement une attention particulière à la modélisation de différents systèmes de renforcement envisagé afin de mieux apprécier les mécanismes de rupture.

Dans ce chapitre, nous présentons les principes du code de calcul FLAC qui a été utilisé tant pour nos simulations bidimensionnelles que tridimensionnelles, les différents éléments structurels mis en œuvre dans les analyses numériques sont aussi explicités.

5.2 Description du code de calcul FLAC 2D/3D

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un logiciel de modélisation, développé par la société américaine ITASCA Consulting Group (Itasca, 2005) pour les calculs de simulation en géotechnique et mécanique. Contrairement à la plupart des codes basés sur la méthode des éléments finis, il utilise une formulation explicite en différences finies, nécessitant une faible puissance de calcul, peu de ressources en mémoire, mais un grand nombre d'itérations.

La méthode des différences finies utilisée dans FLAC est basée sur la méthode de Wilkins (1964) qui permet de résoudre une série d'équations différentielles, à partir de valeurs initiales et/ou de valeurs limites. Dans cette méthode, chaque dérivée est remplacée directement par une expression algébrique écrite en fonction des variables de champs (c'est-à-dire les contraintes ou les déplacements) uniquement définis au niveau de points discrets dans l'espace. Ce code ne nécessite pas le stockage d'une matrice de rigidité globale de grande taille : les équations sont reformulées à chaque pas de calcul.

A chaque pas de temps, les coordonnées des nœuds peuvent être facilement réactualisées, et le maillage se déforme avec le matériau qu'il représente. Cette méthode est parfois appelée « méthode des éléments lagrangiens » en référence au fait qu'il s'agit bien d'un code lagrangien ; L'intérêt de cette méthode est qu'elle permet de traiter facilement des problèmes en grandes déformations.

5.3 Principe de calcul

La méthode de résolution adoptée par FLAC consiste à traiter un problème statique par l'intermédiaire de la dynamique. Dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant. Le schéma de résolution explicite fait d'abord appel aux équations du mouvement afin de calculer les vitesses et les déplacements à partir de l'accélération, déduite de la résultante des forces et des contraintes. Alors, les déformations sont déduites des déplacements (intégrales des vitesses), et les nouvelles contraintes de ces déformations au travers des relations du modèle rhéologique.

D'une manière générale, l'algorithme de résolution mis en œuvre dans les logiciels FLAC et FLAC^{3D} peut se mettre sous la forme du schéma de la figure 5.1. La séquence de calcul suivante est ainsi réalisée pour chaque pas de temps d'amplitude Δt :

- [1]. Supposant les vitesses nodales connues, les taux de déformation des différents éléments sont déterminés grâce au théorème de Gauss et à l'hypothèse de linéarité des vitesses à l'intérieur de chaque élément.
- [2]. Le champ de contraintes régnant dans chacun des éléments est ensuite déterminé en utilisant la loi de comportement du matériau. Dans le cas de l'élastoplasticité, le champ résultant doit vérifier le critère de plasticité du matériau. Si le champ obtenu vérifie le critère, on passe à l'étape suivante.
- [3]. Dans le cas contraire, la contrainte est ramenée sur le critère par le biais du calcul du multiplicateur plastique comme présentée dans le cadre de la méthode des éléments finis. Ce calcul est direct du fait de la formulation explicite du problème. Notons que pour les calculs en grandes déformations, un terme correctif lié au tenseur des taux de rotation est ajouté à la contrainte obtenue pour prendre en compte la rotation des axes principaux de contraintes.
- [4]. De ces contraintes on déduit la force totale appliquée à chaque nœud en sommant toutes les forces à ce nœud dues à chaque élément dont il fait partie, en ajoutant le chargement éventuel et les forces de volume. Les forces non équilibrées en un nœud sont ensuite déterminées.
- [5]. Les valeurs de vitesses nodales nécessaires pour dissiper l'énergie de déformation stockée et permettre au système de s'équilibrer sont alors déterminées. Pour cela, l'équation de mouvement exprimée pour le nœud i est utilisée :

$$\tilde{F}^i = M^i \cdot \left(\frac{dv}{dt} \right)^i \quad (5.1)$$

Où :

- Le vecteur \tilde{F}^i est la somme de la force totale non équilibrée au nœud i (F^i) et d'une force d'amortissement proportionnelle à F^i (par défaut, 80% de F^i). Cette force permet d'accélérer la convergence du calcul, comme une force d'amortissement physique, qui a tendance à freiner la dynamique d'un système.
- M^i est la masse nodale du nœud i .
- $\left(\frac{dv}{dt} \right)^i$ est l'accélération du nœud i .

Les nouvelles valeurs de vitesses nodales peuvent ensuite être calculées par une écriture sous forme (différences finies explicites) de l'accélération nodale :

$$\underline{v}^i \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) = \underline{v}^i \left(t - \frac{\Delta t}{2} \right) + \frac{\Delta t}{M^i} \cdot \tilde{F}^i \quad (5.2)$$

Chaque mouvement doit être amorti de manière à arriver à l'état stationnaire (équilibre ou écoulement permanent) en un minimum de cycles. FLAC impose à chaque nœud une force d'amortissement dont le module est proportionnel à celui de la force nette non-équilibrée, et dont la direction est telle qu'elle produit toujours un travail négatif. Avec cette forme d'amortissement, les forces de volume se dissipent à l'état stationnaire.

L'état d'équilibre de l'ensemble des éléments est atteint lorsque les forces nodales non équilibrées sont inférieures à une tolérance de calcul fixée. Cette dernière est appelée (ratio) dans

FLAC et FLAC^{3D} et correspond, au choix du quotient de la force non équilibrée moyenne/maximale sur le modèle par la force non équilibrée initiale moyenne/maximale.

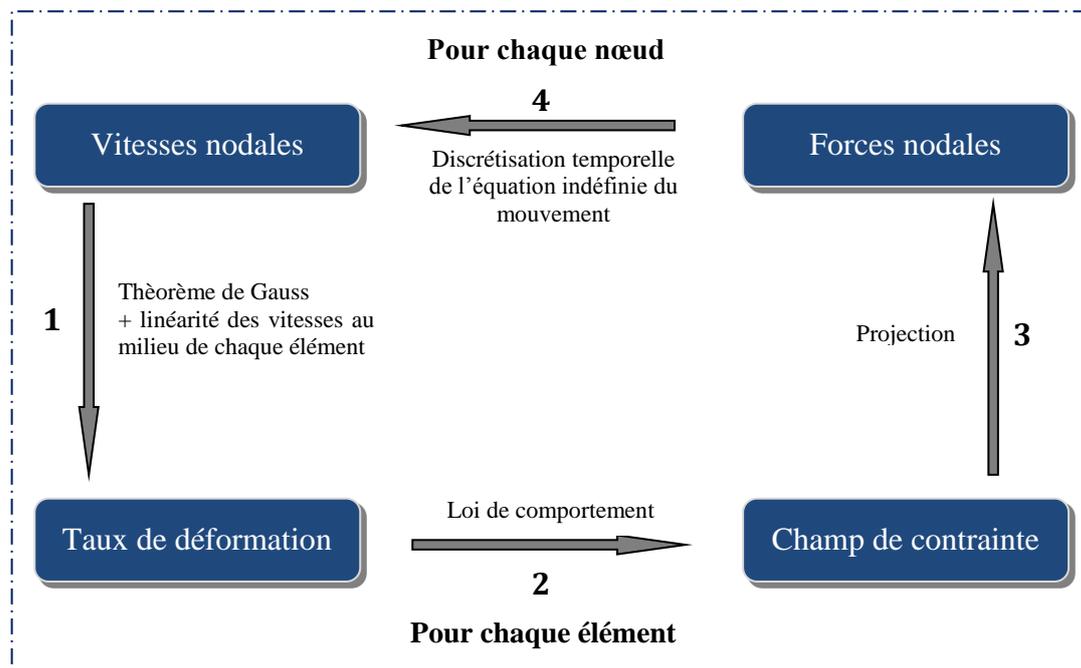


Figure 5.1 : Opération de calcul réalisée à chaque pas de temps Δt dans les logiciels FLAC et FLAC^{3D}.

Dans la méthode explicite (différences finies), le choix du pas de temps est essentiel ; l'imposition d'un pas de temps trop petit nécessite obligatoirement un nombre de cycles de calcul plus important pour obtenir la solution. En général, les simulations numériques en différences finies sont mieux adaptées aux systèmes instables, c'est-à-dire non-linéaires, qui subissent de grandes déformations et/ou pouvant présenter des instabilités physiques. Elles sont en revanche moins performantes pour modéliser des problèmes linéaires ou en petites déformations.

5.4 Forces non équilibrées

La force non équilibrée indique qu'un état d'équilibre mécanique (ou le début de l'écoulement plastique) est atteint pour une analyse statique. Un modèle est exactement en équilibre si le vecteur de force nodal à chaque point de maillage est égal à zéro. L'évolution de la force maximale non équilibrée peut être affichée sur l'écran ou visualisée comme un graphe. Cette force ne peut jamais atteindre une valeur nulle, mais le modèle est considéré comme étant en équilibre lorsque la force maximale non équilibrée est faible par rapport aux forces totales appliquées dans le problème, une valeur en pourcentage égale à 1% ou 0.1% peut être acceptable pour l'indication de l'équilibre en fonction du degré de précision voulu. On peut noter qu'une faible valeur signifie que les forces sont équilibrées sur tous les nœuds et le système est considéré comme stable.

5.5 Modèles de comportement implantés dans le logiciel

Un certain nombre de modèles de comportement sont disponibles dans le logiciel, que l'on peut classer en trois groupes : le modèle nul, les modèles élastiques et les modèles plastiques :

- Le modèle nul : il est utilisé pour représenter des zones de sol excavées,
- Les modèles élastiques : le modèle élastique linéaire et isotrope et le modèle élastique transversalement isotrope,
- Les modèles plastiques.

Il est possible d'introduire de nouvelles lois de comportement mécaniques dans le logiciel FLAC. Cela est possible avec FLAC^{2D} par l'intermédiaire du langage de programmation interne au logiciel (langage FISH). En 3D, le modèle doit être implémenté en langage C++, puis compilé en un fichier DLL (Dynamic Link Library). Cette méthode est également utilisable pour FLAC^{2D}.

Dans le cadre de cette thèse, le modèle élastique-parfaitement plastique basé sur le critère de rupture de Mohr Coulomb a été retenu pour représenter le comportement du sol. Il est bien connu que cette loi constitutive ne tient pas en compte de la variation du module de déformation en fonction de l'état de contraintes. Néanmoins, plusieurs auteurs dont Melis et al. (2002), Mroueh et Shahrour (2008), Miglizz et al. (2009) ont utilisé des lois simples nécessitant peu de paramètres faciles à déterminer. Une description détaillée de ce modèle de comportement est décrite dans la partie ci-dessous.

5.5.1 Le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb

Le modèle Mohr-Coulomb de base (MC) est un modèle élastique linéaire couplé avec le critère de plasticité parfaite de Mohr-Coulomb associé à une limite de traction. Il se base sur une écriture incrémentale de la théorie d'élasticité. Une fois la plasticité apparue, l'élasticité est associée à la plasticité parfaite de Mohr-Coulomb. Cette loi est utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sables) et des sols cohérents à court et long terme (argile et limon).

Tout champ de contraintes peut être exprimé en termes de contraintes principales σ_1 , σ_2 et σ_3 . La convention de signe, dans FLAC, attribuant des valeurs négatives à la compression, et positives à la traction, les contraintes principales sont alors ordonnées de la manière suivante :

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3 \quad (5.3)$$

Dans le logiciel FLAC, la contrainte horizontale perpendiculaire au plan du maillage σ_{zz} , est supposée être l'une de ces trois composantes et peut être utilisée pour exprimer le critère de rupture de certains modèles rhéologiques.

En dépit de la déformation élastique définie par la loi de Hooke, l'incrément de déformation totale dans le modèle de Mohr-Coulomb se décompose par conséquent en deux parties, l'une élastique et l'autre plastique :

$$\Delta\varepsilon_i = \Delta\varepsilon_i^e + \Delta\varepsilon_i^p \quad (5.4)$$

La composante plastique n'est non-nulle que durant l'écoulement plastique. Dans le cas contraire, l'incrément de déformation totale est égal à sa composante élastique, conformément à la loi de Hooke, qui s'écrit sous sa forme incrémentale :

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_1 &= \alpha_1 \Delta\varepsilon_1^e + \alpha_2 (\Delta\varepsilon_2^e + \Delta\varepsilon_3^e) \\ \Delta\sigma_2 &= \alpha_1 \Delta\varepsilon_2^e + \alpha_2 (\Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_3^e) \\ \Delta\sigma_3 &= \alpha_1 \Delta\varepsilon_3^e + \alpha_2 (\Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_2^e) \end{aligned} \quad (5.5)$$

Dans les équations précédentes : $\alpha_1 = K + 4G/3$ et $\alpha_2 = K - 2G/3$ où K et G désignent respectivement les modules d'incompressibilité et de cisaillement du matériau, exprimés en pascals. Ils sont liés au module de Young et au coefficient de Poisson par les relations suivantes :

$$K = E/3(1 - 2\nu) \quad , \quad G = E/2(1 + \nu) \quad (5.6)$$

5.5.2 Critère de plasticité de Mohr-Coulomb

La surface de charge utilisée pour l'application du modèle élastique linéaire parfaitement plastique de Mohr-Coulomb est fondée sur le critère de Mohr. Le critère de Mohr lui-même, se base sur l'hypothèse que la contrainte de cisaillement maximale est la seule composante décisive de la rupture et que la contrainte principale intermédiaire n'a aucune influence. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb considère également la contrainte de cisaillement (τ) dans un plan donné comme fonction de la contrainte normale (σ). Si le terme c désigne la cohésion du sol et φ son angle de frottement interne, on peut écrire l'équation suivante :

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad (5.7)$$

Le critère de rupture associé à cette équation se réfère au critère de Mohr-Coulomb dans la mécanique des sols. En termes de contraintes principales on peut écrire :

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos \varphi = -c + \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \sin \varphi \right] \cdot \tan \varphi \quad (5.8)$$

Ou encore :

$$\sigma_1 - \sigma_3 \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = -2c \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (5.9)$$

Où

$$N_\varphi = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (5.10)$$

Cela nous amène à réduire l'équation suivante :

$$\sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi = -2c \sqrt{N_\varphi} \quad (5.11)$$

Le critère de Mohr-Coulomb implémenté dans FLAC est définie du point A au point B (voir figure 5.2) par une relation qui fait intervenir nécessairement les caractéristiques de résistance au cisaillement du matériau :

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi + 2c \sqrt{N_\varphi} = 0 \quad (5.12)$$

Du point B au point C, la rupture est contrôlée par la résistance à la traction du matériau σ^t :

$$f^t = \sigma_3 - \sigma^t \quad (5.13)$$

Ces deux fonctions constituent la combinaison de contraintes pour laquelle un écoulement plastique aura lieu. De plus, elles présentent une surface dans l'espace généralisé de contraintes. Tous les points de contraintes qui se trouvent au-dessous de cette surface sont considérés élastiques.

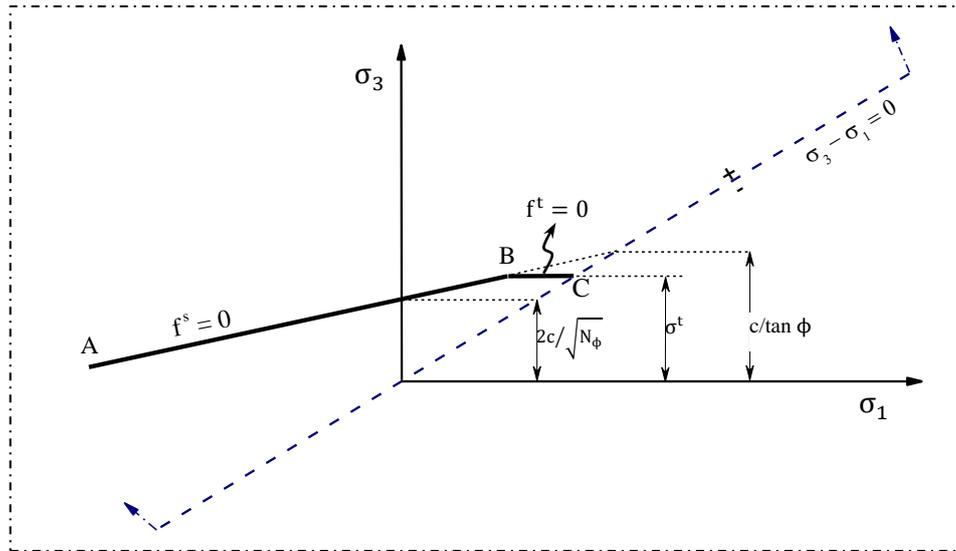


Figure 5.2 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans Flac (Itasca 2005).

Pour simuler le comportement des sols avec ce modèle, cinq paramètres sont nécessaires. Deux paramètres (E , ν) pour définir la phase élastique du modèle et trois paramètres pour le critère de plasticité (ϕ , c et ψ). Ces paramètres sont identifiés à partir d’essais expérimentaux (Fig. 5.3). Le module d’Young (E) correspond à la pente de la courbe contrainte déviatorique-déformation axiale. La pente initiale de la courbe déformation volumique-déformation axiale conduit à la détermination du coefficient de Poisson (ν) et la pente plastique de cette courbe détermine l’angle de la dilatance (ψ). Les deux paramètres plastiques (c , ϕ) se déterminent à partir du seuil plastique atteint.

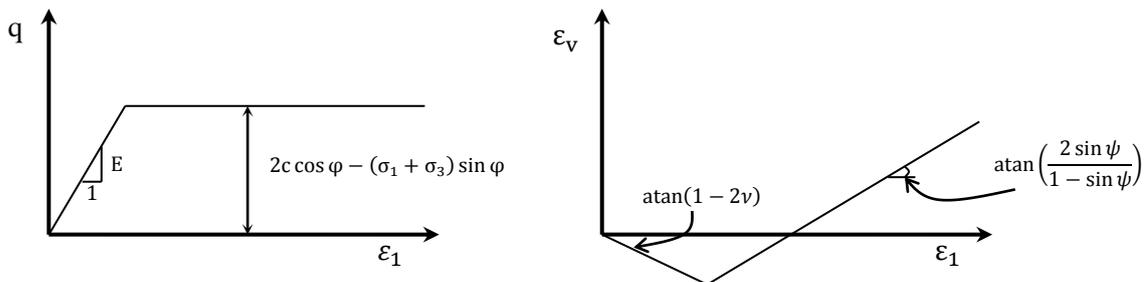


Figure 5.3 : Détermination des paramètres du modèle de base de Mohr-Coulomb.

5.6 Eléments structurels

Afin de simuler le soutènement et les éléments de renforcement du tunnel, des éléments structurels sont mis en œuvre. Le code de calcul FLAC inclut de nombreux éléments structurels, nous n’allons ici présenter que ceux nécessaires dans ce mémoire de thèse.

5.6.1 Élément Câble

Les éléments câbles sont des éléments finis rectilignes à deux nœuds, chaque nœud a un degré de liberté. Ils n’ont pas de résistance à la flexion, leur comportement est uniquement axial.

Ils sont utilisés lorsqu’un renforcement est prévu pour augmenter la résistance au cisaillement du sol. Ces éléments peuvent notamment modéliser des tirants et des boulons. Une loi de frottement sol/inclusion est prise en compte afin de mieux simuler le renforcement d’un sol par inclusions.

Le câble se comporte comme un matériau élastique, parfaitement plastique qui peut reprendre des efforts de traction et de compression (il est considéré comme étant une structure unidimensionnelle), mais il ne peut pas résister à un moment de flexion. La figure 5.4 présente les limites en traction F_t et en compression F_c du composite. La rigidité axiale du câble peut être calculée par la section du renforcement A et le module de déformation E et la longueur du câble L .

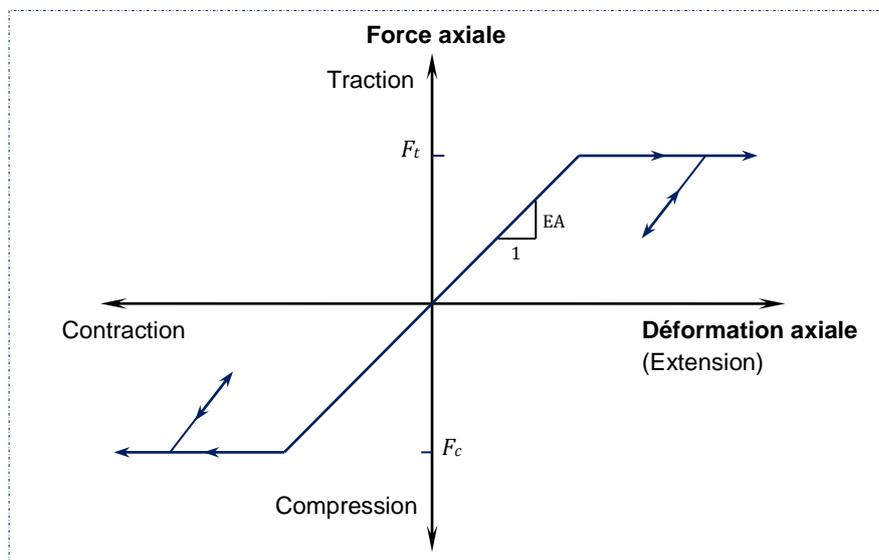


Figure 5.4 : Comportement mécanique du composite (inclusion+coulis), (Itasca, 2005).

En pratique, les éléments du renforcement sont placés à l’intérieur d’un forage puis scellés au terrain par l’injection du coulis. Le composite (boulon et coulis) se caractérise par son comportement en traction et sa liaison au sol environnant. Dans le code de calcul, cette interaction est prise en compte via une loi de frottement. Le comportement de l’interaction sol/composite de nature frottante et cohérente est représentée numériquement par un patin et un ressort, la loi régissant cet interface sol/composite est présentée sur la figure 5.6.

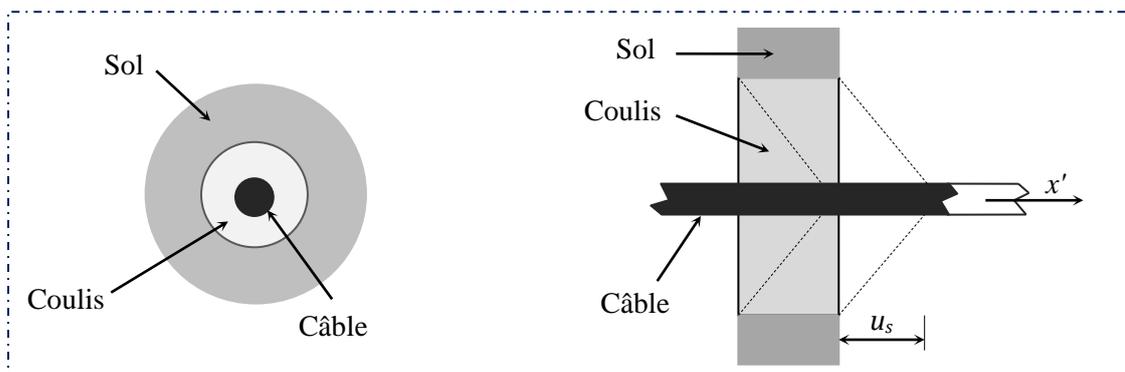


Figure 5.5 : Système à modéliser.

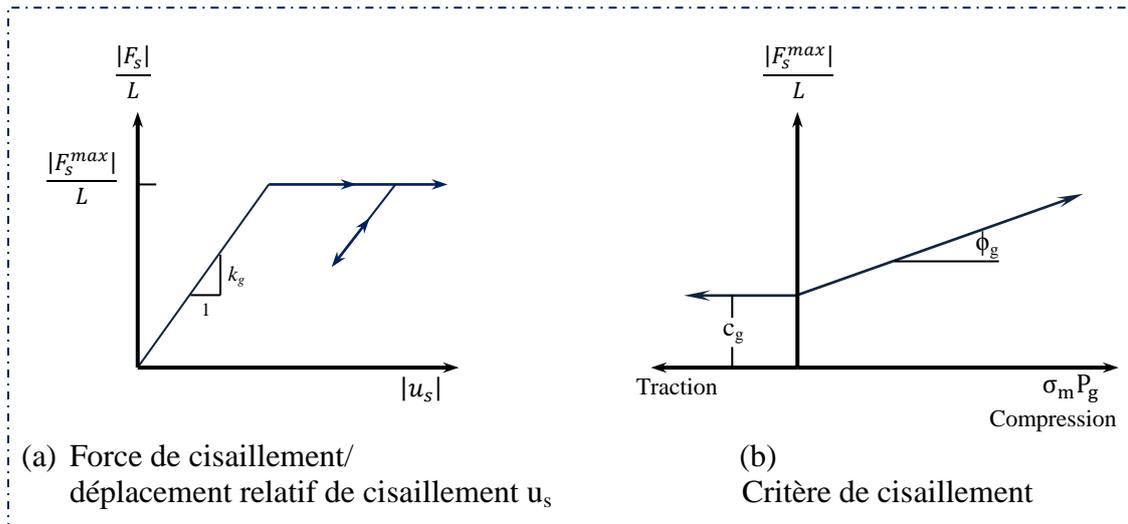


Figure 5.6 : Comportement mécanique du coulis (Itasca, 2005).

5.6.2 Élément Pieu

Le pieu en $FLAC^{3D}$ est un élément structurel à trois dimensions avec six degrés de liberté (trois déplacements et trois rotations) à chaque nœud d'extrémité. Il est défini par sa géométrie, le comportement de son matériau constitutif et sa liaison avec les éléments du maillage environnant. La formulation de l'élément pieu en $FLAC$ est identique à celle pour l'élément poutre. Un élément de segment du pieu est traité comme un matériau élastique linéaire sans aucune rupture axiale. Les pieux interagissent avec la grille de $FLAC$ via des ressorts de couplage de cisaillement (parallèle à l'axe du pieu) et normal (perpendiculaire à l'axe du pieu). Ces ressorts de couplage sont des connecteurs non-linéaires qui transfèrent les forces et les déplacements entre les éléments du pieu et la grille au niveau des nœuds d'éléments du pieu (Itasca, 2005). L'interaction sol/coulis et coulis/boulon se caractérise par une raideur normale et une raideur de cisaillement.

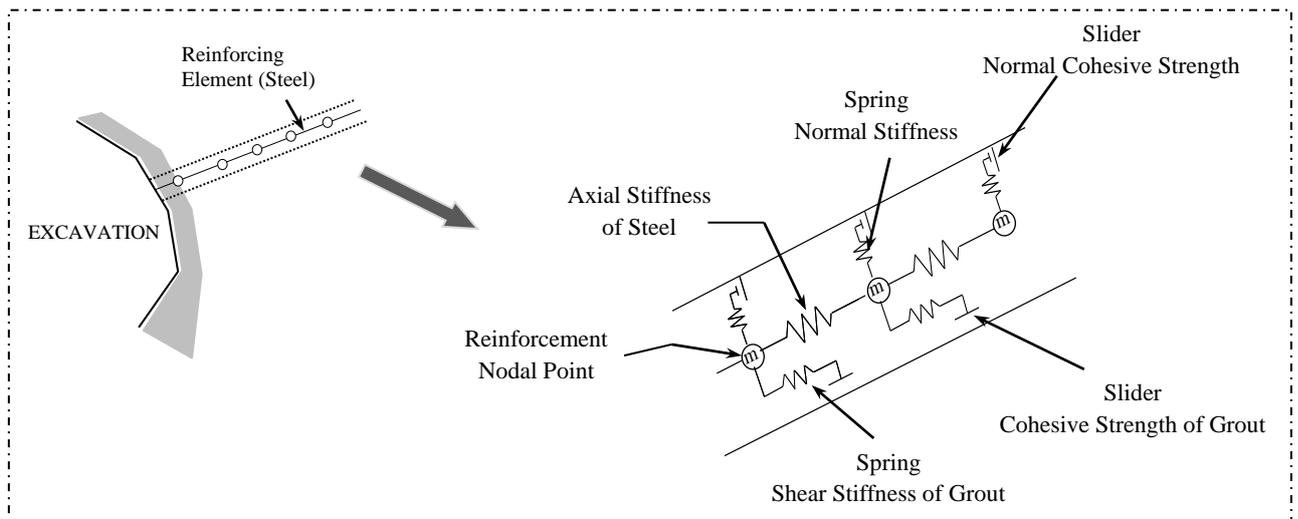


Figure 5.7 : Comportement mécanique sol/coulis et coulis/boulon de l'élément pieu (Itasca, 2005).

5.6.3 Élément Coque

Un élément coque est constitué de trois nœuds possédant chacun six degrés de liberté (trois translations u , v , w et trois rotations θ_x , θ_y , θ_z) qui forment un élément fini plat (trois nœuds d'intégration par élément). Ils sont donc capables de tenir compte à la fois du comportement en flexion et de l'effet membrane. Une coque de forme quelconque peut être construite par l'assemblage de plusieurs éléments coque reliés entre eux par l'intermédiaire des nœuds. Le comportement de ces éléments est supposé élastique linéaire (isotrope ou orthotrope) sans limite à la rupture avec possibilité d'introduire des rotules plastiques sur les nœuds entre les éléments de coque.

L'utilisation des éléments coques est valable lors de la modélisation de coques minces lorsque les déformations produites par un cisaillement transversal peuvent être négligée, ce qui est le cas de la simulation du soutènement d'un tunnel par un revêtement en béton.

5.6.4 Élément Poutre

Dans le logiciel FLAC^{2D}, les éléments poutres sont des éléments bidimensionnels qui présentent trois degrés de liberté à chaque nœud (translation en x , en y et rotation) (voir Fig. 5.8). Ils peuvent être attachés entre eux et/ou aux nœuds du maillage. Ils peuvent travailler en compression, traction et flexion. Les éléments sont caractérisés par leur géométrie et leurs propriétés matérielles. Les éléments poutres sont considérés ayant une section symétrique de surface A , une longueur L et un moment d'inertie I .

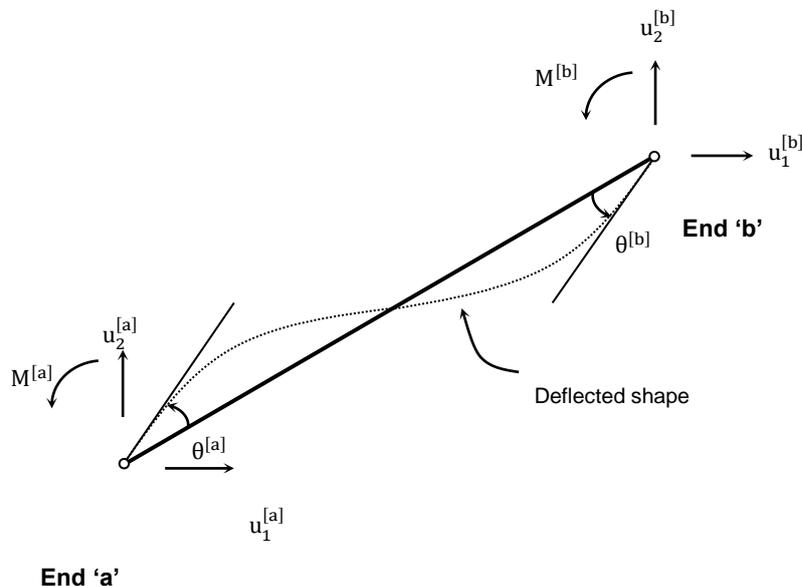


Figure 5.8 : Nomenclature pour un élément poutre.

Le comportement des éléments poutres est généralement élastique linéaire sans critère de rupture. On attribue à chaque élément un module d'élasticité E . Si un moment d'inertie nul est attribué aux éléments poutres, ceux-ci vont se comporter comme des éléments flexibles qui ne reprennent pas de moments de flexion.

Les éléments poutres sont utilisés pour représenter des éléments de structure pour lesquels la résistance à la flexion est importante. Des éléments poutres attachés au maillage par

l'intermédiaire des éléments d'interface peuvent aussi simuler l'effet des géotextiles. La raideur de la nappe de renforcement est alors $J = E \times A$. La modélisation des interfaces entre les éléments poutres et le maillage permet de prendre en compte l'interaction entre les éléments de structure et le sol environnant

5.7 Conclusion

Ce chapitre a été consacré à la présentation de différents principes du code de calcul FLAC retenu pour nos simulations. La discrétisation en différences finies et, la résolution explicite en éléments lagrangiens lui permet de simuler des problèmes fortement non linéaires et de géométrie complexe (tunnels non circulaires, éléments de présoutènements...) avec une bonne stabilité numérique. Lors de la modélisation numérique en différences finies ou en éléments finis d'un ouvrage souterrain renforcé par boulonnage, toutes les propriétés les plus importantes vis-à-vis de la prévision des déformations doivent être réalistes afin d'obtenir des résultats satisfaisants.

A la suite de cette présentation, une analyse bi et tridimensionnelle sur des mesures enregistrées dans une section située à faible profondeur, lors du creusement du tube Sud de Toulon sera présentée dans les prochains chapitres. Le modèle de sol élastique linéaire avec critère de plasticité de Mohr-Coulomb a été choisi en se basant toujours sur un nombre limité de paramètres facile à déterminer. L'accent sera principalement mis sur la confrontation entre les résultats numériques et les mesures enregistrées sur site d'une part, et sur l'incidence des différents systèmes de présoutènements sur le comportement global du tunnel d'autre part.

Chapitre 6

Rétro-analyse numérique bidimensionnelle

6.1 Introduction

Le véritable processus de creusement et de renforcement d'un tunnel est très complexe où les déformations du front de taille constituent un phénomène tridimensionnel. Néanmoins, la pratique habituelle de calcul des tunnels s'appuie encore sur des simulations numériques en 2D pour estimer à la fois les tassements en surface et les efforts structuraux. Sur la base de cette approche et grâce à l'ensemble des résultats obtenus de la section instrumentée, ce chapitre présente la validation d'une modélisation bidimensionnelle en déformation plane par le biais d'un code de calcul en différences finies FLAC^{2D}.

Une étude en rétro-analyse sur les mesures in-situ s'est révélée nécessaire dans cette première partie pour pallier les incertitudes sur les valeurs des paramètres géo-mécaniques de la couche traversée par le tunnel. Cette étude est effectuée en se basant sur la méthode convergence-confinement et les résultats sont analysés en termes de tassements en surface, de déplacements inclinométriques et extensométriques, et de convergence de la paroi du tunnel.

La confrontation des résultats de calcul aux mesures d'instrumentation a permis d'une part d'ajuster certains paramètres qui sont utilisés par la suite aux modélisations numériques tridimensionnelles, et d'autre part de valider notre analyse numérique.

6.2 Présentation de la procédure de simulation

6.2.1 Géométrie et maillage étudié

La modélisation numérique du creusement du tube Sud a été mise en œuvre à l'aide de code de calcul FLAC^{2D}. Compte tenu de la symétrie géométrique autour du centre du tunnel, seule la moitié du problème a été modélisée. La figure 6.1 représente la géométrie et le maillage adopté en respectant la coupe géologique de la section instrumentée.

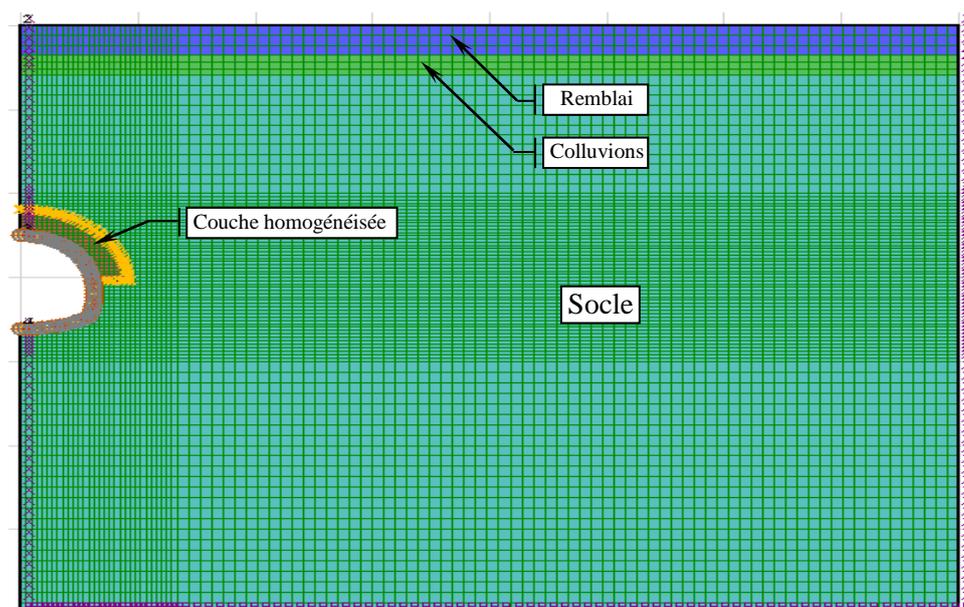


Figure 6.1 : Modèle numérique : géométrie et maillage.

Pour minimiser l'influence des conditions aux limites et tenir en compte de l'évolution des déplacements avec la profondeur, la taille du modèle a été fixée à 80 m de largeur et à 70 m de profondeur, la couverture en dessus du tunnel est de 25 m, Le maillage doit être relativement resserré autour du tunnel pour représenter de manière satisfaisante les concentrations de contraintes provoquées par les singularités géométriques (Mestat, 1997).

Le soutènement provisoire mis en place à l'aplomb de la section instrumentée est constitué d'un cintre de type (HEB 180) et d'un radier contre-voûté (HEB 220) et de béton projeté fibré. Dans FLAC, ce mode du soutènement est simulé par des éléments poutres. Dans ce cas, l'ensemble (cintres métalliques + béton projeté) a été remplacé par un matériau homogène équivalent. Le module de déformation équivalent a donc été calculé par l'équation 6.1 en se basant sur les caractéristiques du cintre ($E_{\text{cintre}} = 210 \text{ GPa}$, $E_{\text{BP}} = 10 \text{ GPa}$). Le tableau 6.1 résume les caractéristiques mécaniques du soutènement en voûte et du radier contre-voûté. La section excavée du tunnel est du rayon d'environ 6 m, elle a été reproduite en s'appuyant sur la géométrie du cintre présentée sur la figure 3.9 (chapitre 3). Les pattes d'éléphant n'ont pas été modélisées, étant donné que ces éléments ne sont pas faciles à attacher au maillage.

$$E = \frac{\frac{E_{\text{cint}} \cdot S_{\text{cint}}}{d} + E_{\text{BP}} \cdot S_{\text{BP}}}{e} \quad (6.1)$$

Où :

d : l'espacement entre chaque cintre.

e : l'épaisseur du béton projeté.

Tableau 6.1 : Caractéristiques du soutènement dans les simulations 2D.

Type de soutènement	Description	E (GPa)	Epaisseur (m)
Voûte	HEB 180 (espace 1.5 m) + 25 cm Béton projeté	13.5	0.25
Radier contre-voûté	HEB 220 (espace 1.5 m) + 30 cm Béton projeté	14	0.3

Comme le montre la figure 6.1, le déplacement horizontal est bloqué sur les limites verticales du maillage et la base est maintenue fixe (horizontalement et verticalement).

Compte tenu du phénomène de déchargement (enlèvement de la matière) du terrain, et de la redistribution des contraintes ; dans certaines zones des déchargements et dans d'autres des surchargements. L'AFTES (1994) recommande d'estimer le module de déformation à partir de la courbe déchargement-rechargement sur un essai à cycles (un module d'élasticité en chargement différent de celui en déchargement), cela peut conduire à une meilleure prédiction des mouvements du sol autour du tunnel. Le comportement de notre sol est toutefois représenté par le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb (MC), un tel choix est basé sur le fait que plusieurs auteurs ont retenu ce modèle simple en termes de paramètres afin de simuler des ouvrages souterrains et obtenir des résultats précis. Les propriétés physiques et mécaniques de différentes couches du sol sont résumées dans le tableau 6.2, ces valeurs ont été dans un premier temps choisies conformément aux données issues d'essais menés en laboratoire et in-situ.

Tableau 6.2 : Propriétés géomécaniques des terrains.

Terrain	γ (kN/m ³)	E (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)	K_0
Remblai	19	1,6	2	20	0	0,5
Colluvions	20,8	40	10	30	0	0,5
Socle	24,2	160 ~ 240	50	25	0	1

6.2.2 Influence du présoutènement

La prise en compte de l'apport du renforcement par voûte parapluie dans des analyses numériques 2D en déformations planes nécessite généralement le recours à la méthode d'homogénéisation. Le présoutènement utilisé dans notre section peut être représenté par une couche homogène (Fig. 6.1), et la rigidité équivalente de cette couche pré-renforcée a été calculée par la formule 2.1 (Chapitre 2) proposée par Song et al. (2007). Une étude préliminaire a été effectuée avec et sans la prise en compte de la couche homogénéisée met en évidence que la présence de cette couche a un effet négligeable sur les résultats.

6.3 Simulation du creusement

Lors du creusement de tunnels, les contraintes initiales autour de l'excavation ne sont pas réduites brutalement à zéro, mais qu'elles se réduisent à mesure qu'on s'éloigne du front de taille. Plusieurs méthodes dans la littérature qui prennent en compte l'apport 3D dans des calculs 2D en coupe transversale. La méthode retenue dans notre travail de recherche est celle de convergence-confinement (contrôle en contraintes), ce choix est justifié en s'appuyant sur l'étude de Karakus (2007) qu'il est arrivé à la conclusion que cette méthode développée par Panet (1995) permet une meilleure prévision des tassements de surface en comparaison d'autres méthodes.

Le principe de la méthode convergence-confinement comme décrit dans la partie bibliographique est qu'une pression fictive (pression de confinement) appliquée sur le contour du tunnel qui est initialement égale aux contraintes initiales, décroît progressivement jusqu'au passage du front. À ce moment-là, le terrain se converge en provoquant un déplacement radial et des mouvements qui se transmettent vers la surface où une cuvette de tassement apparaît. FLAC permet de réduire les contraintes initiales par l'introduction d'un taux de déconfinement λ . Ce paramètre prend en compte l'influence mécanique de la proximité du front de taille, et joue ainsi un rôle important sur la valeur des tassements (qui augmentent avec λ) et sur les efforts structurels (qui diminuent avec λ).

Les phases principales de cette simulation sont :

- Phase 1 : Initialisation des contraintes à partir des caractéristiques des terrains (les calculs ici sont effectués sous conditions drainées).
- Phase 2 : Excavation du tunnel et un taux de déconfinement de λ_1 est appliqué sur le contour du tunnel.
- Phase 3 : Mise en place du soutènement en voûte et déconfinement λ_2 : la valeur de la pression du soutènement est calculée à partir de la formule 6.2, (λ_d : est le taux de déconfinement au moment de la mise en place du soutènement).

$$\sigma = (1 - \lambda_d)\sigma_0 \quad (6.2)$$

- Phase 4 : Mise en place du radier contre-voûté et fin de déconfinement ($\lambda=1$).

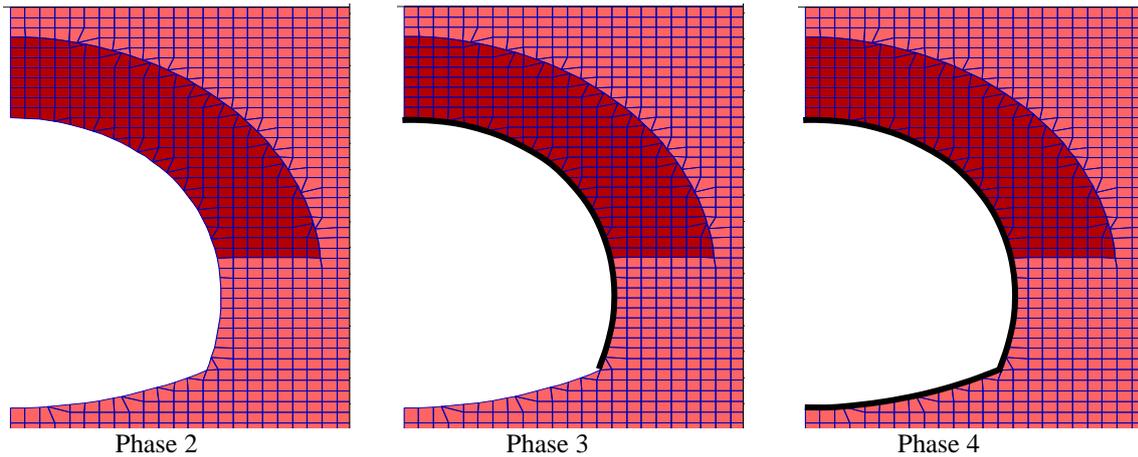


Figure 6.2 : Phasage de l'excavation.

6.4 Résultats et discussion

En général, dans le cas d'une modélisation numérique effectuée par FLAC, les premiers résultats ou graphes qu'il faut analyser sont ceux de forces non équilibrées et de la vitesse de déplacement en paroi du tunnel. Ces deux indicateurs sont toutefois nécessaires pour déterminer l'état de stabilité ou pas de notre ouvrage. La figure 6.3 présente l'évolution de la force maximale non équilibrée (figure de gauche) et la vitesse de déplacement nodale (figure de droite) en fonction du pas de temps. On remarque que le calcul converge après chaque phase, la force maximale non équilibrée et la vitesse des nœuds deviennent très faibles (le rapport en pourcentage de la force non équilibrée sur la force totale appliquée est inférieur à 1%).

A partir de ces deux types de courbes, on peut donc en conclure que les forces et les vitesses sont équilibrées sur tous les nœuds et le système est considéré comme stable.

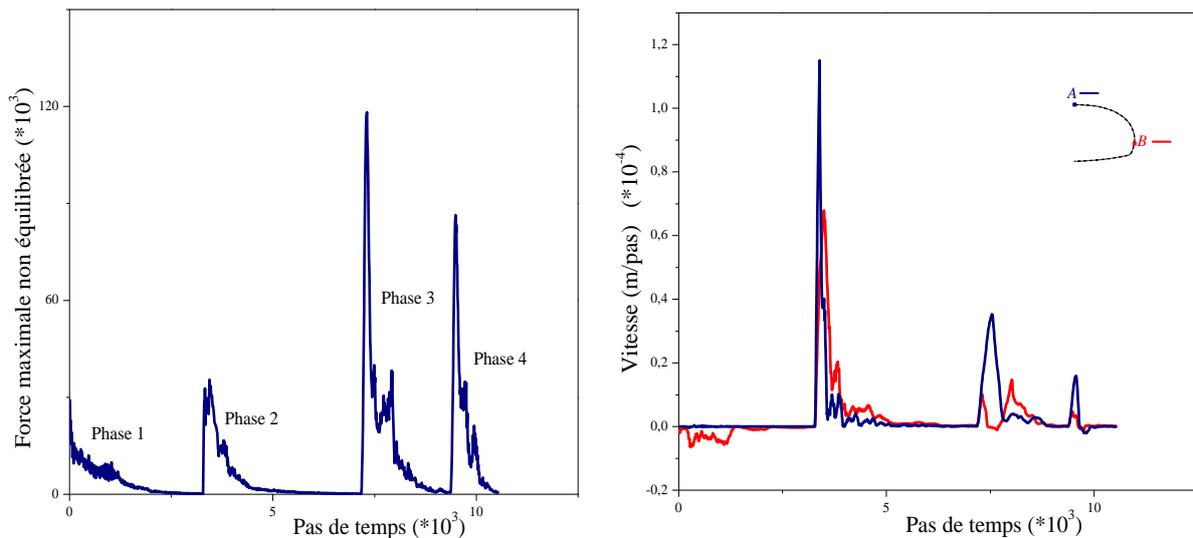


Figure 6.3 : Evolution de la force maximale non équilibrée et de la vitesse de déplacement nodale en fonction du pas de temps.

Une fois que l'équilibre du modèle a été obtenu, les tassements en surface, les déplacements horizontaux ainsi que la convergence de la paroi du tunnel générés par le déconfinement peuvent ensuite être évalués. Une première attention a été apportée au déplacement horizontal induit par le creusement. La figure 6.4 illustre la confrontation entre résultats numériques et mesures inclinométriques (afin d'améliorer la visibilité du graphique, nous ne présentons que les trois courbes à module de déformation de 200 MPa, 220 MPa et 240 MPa).

On peut noter ici qu'indépendamment de la valeur du module de déformation et du taux de déconfinement λ , un déplacement qui progresse vers le point de contact entre le soutènement en voûte et le radier est remarqué. Par contre le déplacement de tube inclinométrique se dirige vers le milieu du tunnel. Un autre point concernant l'écart observé entre les deux déplacements en dessous du tunnel, qui a conduit à un mouvement vertical irréaliste du radier, cela revient probablement à la réponse en déchargement dans le comportement du sol. Ces résultats sont certainement liés à la valeur proposée de K_0 (coefficient des terres au repos) qui était 1 et à la valeur du module de déformation E de la couche du Socle.

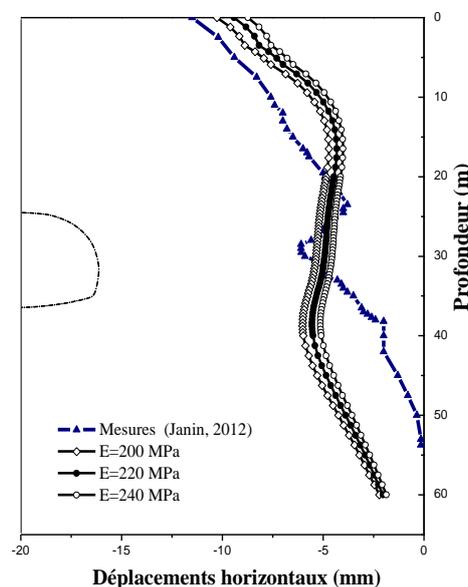


Figure 6.4 : Déplacements horizontaux : confrontation entre les résultats numériques 2D et les mesures in-situ.

Pour résoudre ce problème, on doit diviser la couche du Socle et faire par la suite une rétro-analyse en jouant sur la valeur du module de déformation et même sur le K_0 pour obtenir des résultats aussi proches que possible des mesures in-situ.

6.4.1 Cas de la rétro-analyse

Dans le cadre de la modélisation des tunnels, la rétro-analyse a pour objectif la recherche d'une optimisation de l'excavation et du soutènement aux conditions réellement rencontrées. Elle permet de valider et/ou d'adapter les modèles en essayant de retrouver par le calcul le comportement constaté du terrain (grâce à l'auscultation). Pour ce faire, on ajuste les caractéristiques géomécaniques et/ou les lois de comportement du massif, jusqu'à retrouver avec une bonne approximation les résultats des mesures (AFTES, 2008). Lorsque ce calage du calcul est obtenu, on peut alors adapter les phasages de terrassement et optimiser les soutènements et le revêtement.

En ce qui concerne notre cas d'étude, des modifications itératives des valeurs de paramètres d'entrée E et K_0 du Socle jusqu'à ce que les valeurs en sortie reproduisent au mieux les mesures

observées. Cette analyse débute par une délimitation de variation possible pour chacune des valeurs des paramètres recherchés avec une incertitude raisonnable (la valeur de K_0 est comprise entre 0,8 et 1,1).

S'agissant de soulèvement du radier, Duncan et Chang (1970) et AFTES (1999) recommandent d'utiliser un module de déformation en déchargement différent de celui en chargement (diminution de la contrainte verticale à la ligne d'excavation) pour avoir une évaluation plus réaliste des mouvements du sol.

La figure 6.5 montre la réponse du modèle numérique en termes de déplacement horizontal après avoir retenu un taux de déconfinement juste après l'excavation $\lambda_1=73\%$ et $\lambda_2=87,5\%$ à la pose du soutènement en voûte. On voit clairement que l'allure de déplacements horizontaux est bien simulée aussi bien en tête qu'au milieu du tunnel, ces résultats confirment que le jeu de paramètres optimisés de la couche du Socle permet de se caler de façon satisfaisante sur les mesures in-situ.

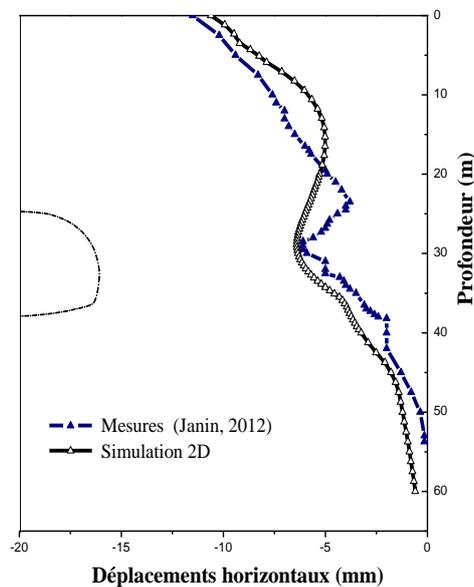


Figure 6.5 : Déplacements horizontaux : confrontation entre les résultats numériques obtenus après la rétro-analyse et les mesures in-situ.

Ces paramètres ainsi que le taux de déconfinement ne sont pas seulement optimisés pour confronter les déplacements horizontaux mais pour confronter également les mouvements en surface et en souterrain ainsi que les déformations du soutènement. Le tableau 6.3 résume les caractéristiques géomécaniques obtenues après la rétro-analyse et qui servent par la suite à la modélisation tridimensionnelle.

Tableau 6.3: Paramètres géomécaniques sélectionnés après la rétro-analyse numérique.

Terrain	Profondeur (m)	γ (kN/m ³)	E (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)	K_0
Remblai	0 à 3,5	19	1,6	2	20	0	0,5
Colluvions	3,5 à 5,9	20,8	40	10	30	0	0,5
Socle	5,9 à 25	24,2	220	50	25	0	0,9
	25 à 30		1,05				
	30 à 55		660				0,9
	55 à 70		980				0,9

Dans ce paragraphe, nous présentons les résultats des simulations en termes de tassements en surface et en clé du tunnel obtenus après la mise en place du radier contre-voûté et déconfinement total. La figure 6.6a présente le profil transversal de tassements de surface, ce profil est de forme gaussienne avec un S_{\max} égal à 20 mm et un paramètre i_x (position du point d'inflexion dans la direction transversale) de l'ordre de $0.57Z$ (Z : est la profondeur de l'axe du tunnel). La prédiction des tassements du sol en surface est en excellente adéquation avec les mesures enregistrées. Néanmoins, on observe que la cuvette des tassements enregistrés est géotechniquement dissymétrique, ceci peut être dû à l'hétérogénéité du sol d'une part, et à l'emplacement de structures en surface d'autre part. On souligne également sur la figure 6.6b que le taux d'amortissement des tassements est de l'ordre de 42%, un tel pourcentage est, de fait, fonction de la faible couverture au-dessus du tunnel.

L'intéressant à noter dans ces résultats, c'est que dans le cas d'un creusement à front ouvert (méthode séquentielle), le modèle de comportement de Mohr-Coulomb n'a que peu d'impact sur la forme de la cuvette de tassements, contrairement au creusement à front fermé (l'utilisation d'un tunnelier), où ce modèle fournit des cuvettes moins profondes et plus larges lors de la confrontation aux mesures expérimentales (Hejazi, 2010).

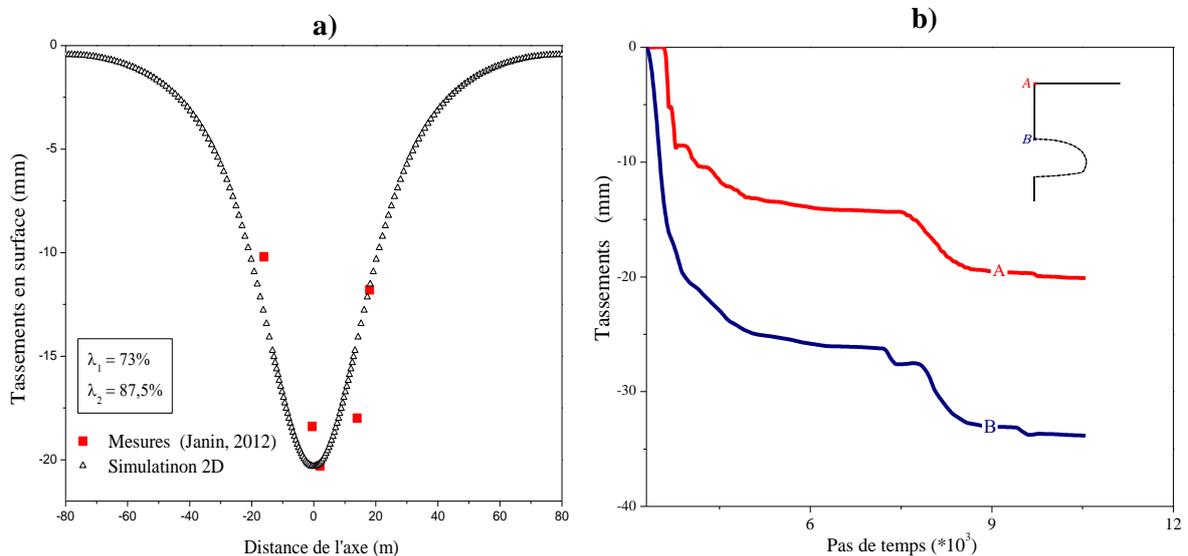


Figure 6.6 : a) Cuvette de tassements : confrontation entre les résultats numériques et les mesures in-situ. b) Evolution du tassement en clé et en surface à l'axe du tunnel.

Pour mieux comprendre les phénomènes mis en jeu, il est apparu intéressant de présenter les vecteurs de déplacements ainsi que les déformations de cisaillements engendrés au cours de la simulation.

On présente dans la figure 6.7 les isovaleurs de déformations de cisaillement associées aux vecteurs de déplacements. On met en évidence qu'après la mise en place du soutènement en voûte et en radier, les mouvements du sol sont concentrés autour du tunnel et plus particulièrement à la base du piédroit (resserrement significatif des parois du tunnel). Les isovaleurs des déformations de cisaillement atteignent près de 3% en cette section qui peut rentrer plus rapidement en plasticité. Ce problème peut être expliqué par la concentration des contraintes de compression qui s'y sont développées lors du creusement.

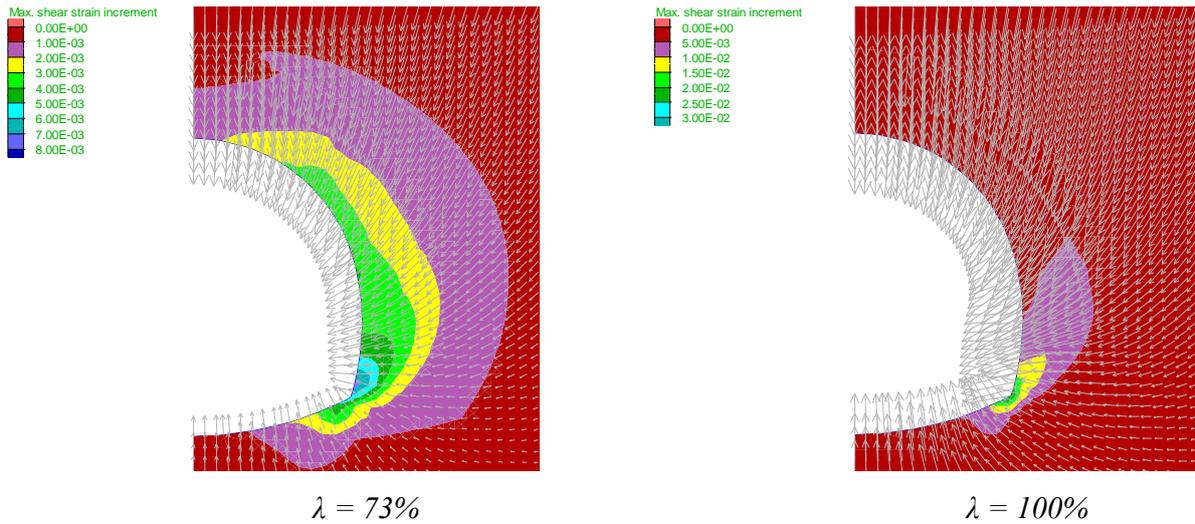


Figure 6.7 : Isovaleurs de déformations de cisailage associées aux vecteurs de déplacements.

L'optimisation de différents paramètres (E et K_0) de la couche du Socle ainsi que du taux de déconfinement λ n'a pu être faite qu'après la confrontation de la convergence du soutènement obtenue avec les calculs numériques à celle mesurée in-situ. Les mesures de convergences enregistrées sur la section instrumentée ont pour objectif l'adaptation de profil type du soutènement et de mode du renforcement. Elles doivent rester inférieures à des seuils définis par le retour d'expérience du tube Nord.

L'évolution de la convergence de notre soutènement est représentée par le déplacement des points de mesures A, B et C en fonction du pas de temps (Fig. 6.8). La demi-convergence maximale est observée pour le point C, elle atteint 16 mm. Le point A situé en clé du tunnel se déplace moins. Le piédroit semble donc subir plus de déformation horizontale. Ces deux valeurs sont en assez bon accord avec celles prédites par les mesures (Tableau 6.4). En effet, la légère différence observée peut s'expliquer par la simplification de notre modélisation qui n'intègre généralement pas les conséquences immédiates et locales de la méthode du creusement (absence de pattes d'éléphant, mauvais blocage des cintres... etc.).

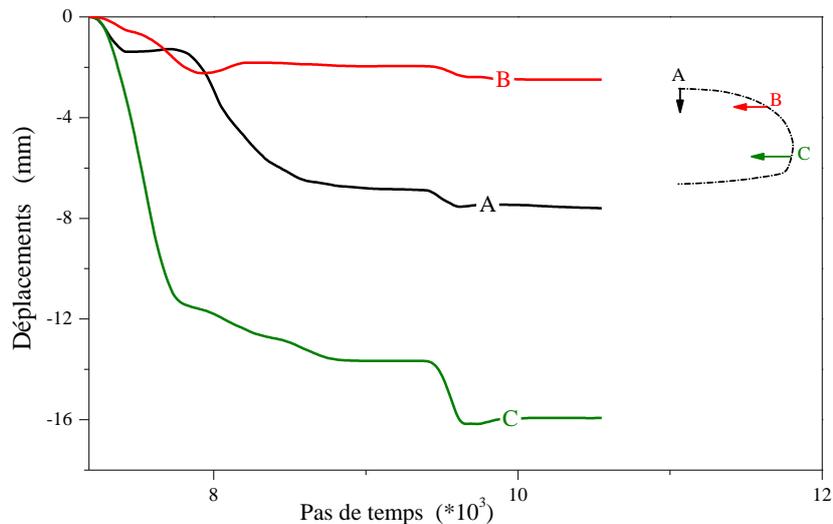


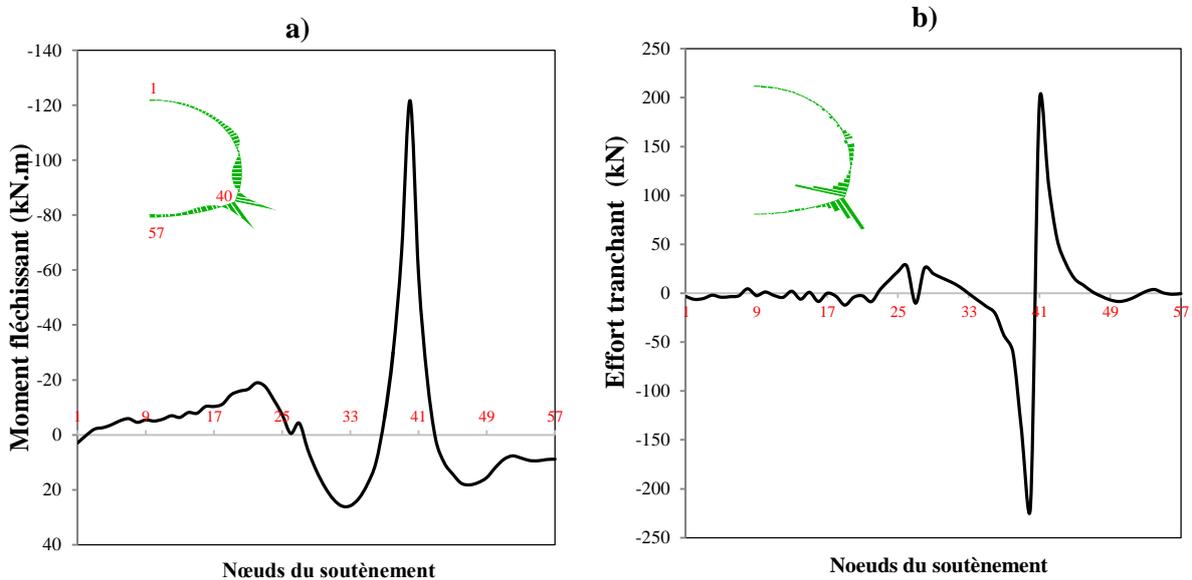
Figure 6.8 : Evolution de la convergence en fonction du pas de temps.

Tableau 6.4 : Déplacement du soutènement : comparaison entre les mesures et les calculs numériques.

	Mesures	Calcul
Point A (mm)	10	7.5
Point C (mm)	14	16

En ce qui concerne les efforts repris par le soutènement, la figure 6.9 donne la distribution du moment de flexion et de l'effort tranchant dans le soutènement après un déconfinement total. Ils sont représentés en fonction du nombre de nœuds du soutènement. Les résultats de l'analyse numérique menée ici ne sont pas confrontés aux mesures in-situ du fait que sur le chantier, les mesures sont faites alors que le cintre n'était pas fermé.

L'analyse des résultats numérique montre un moment maximal ($M_{\max} = -120 \text{ kN.m}$) et un effort tranchant ($T_{\max} = \pm 217 \text{ kN}$) qui sont obtenus dans la zone de conjonction entre la voûte et le radier. Selon les analyses numériques menées par Möller et Vermeer (2008), les simulations 2D en déformation plane du creusement d'un tunnel avec un taux de déconfinement λ relativement plus élevé (d'environ 0,6 à 0,7) vont sous-estimer les efforts structurels. Cette conclusion sera confirmée dans le prochain chapitre.

**Figure 6.9 :** a) Moment fléchissant induit dans le soutènement. b) Effort tranchant.

6.4.2 Courbe caractéristique du terrain

L'avantage de la méthode convergence-confinement est de tracer la courbe caractéristique du terrain et de déterminer le déplacement radial sur la paroi du tunnel. Les déplacements sont calculés à partir de l'intégration du champ de contraintes associé à un critère de rupture. La figure 6.10 présente la courbe de convergence du tunnel sans soutènement aux points (A et B). On peut observer que le comportement est élastique jusqu'à $\lambda_e = 45\%$ (début de l'apparition de la plasticité) et ça donne un déplacement $U_{Re} = 9 \text{ mm}$. A partir de là, le terrain passe dans un état de déformation irréversible jusqu'à atteindre la valeur de $\lambda = 87\%$, on a donc une rupture par excès de compression. La différence entre les deux déplacements calculés (de A et B) revient au terme de gravité Pg où le poids de la zone plastique réduit la contrainte radiale en clé plus qu'en piédroit. Dans le cas où le K_0 est égale à 1, cette variation est au maximum égale à $\gamma(R_p - R)$.

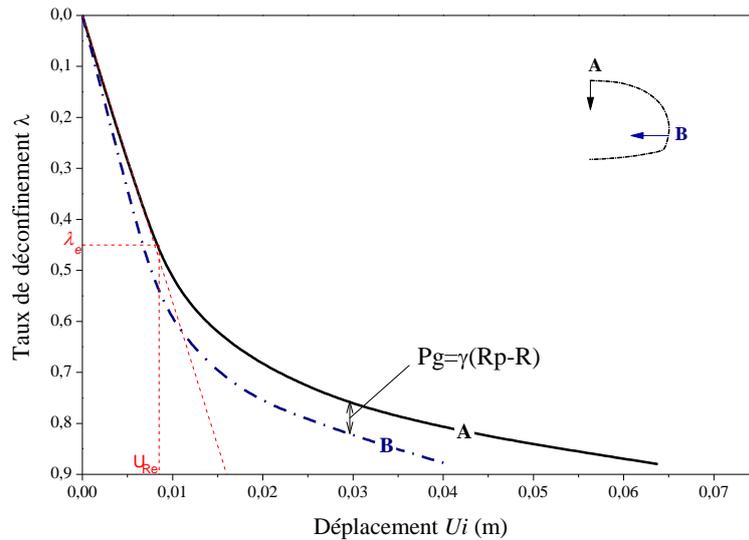


Figure 6.10 : Convergence du tunnel sans soutènement.



Figure 6.11 : Développement des points plastiques autour du tunnel au cours de la simulation.

Le développement des points plastiques autour du tunnel en fonction du taux de déconfinement λ est représenté sur la figure 6.11. On note que les points plastifiés (points rouges) apparaissent au niveau de la voûte dès que λ dépasse 45% (début de plasticité). Cette zone de plastification croît au fur et à mesure de déconfinement du massif en affectant principalement le piedroit et une partie de la voûte.

Lors de la mise en place du soutènement en voûte en appliquant un taux de déconfinement de 87,5 %, les points plastifiés se concentrent essentiellement sur la base du piedroit, et s'étendent sur une distance d'environ 4 m en suivant un angle de 45°. Le tunnel semble se stabiliser après l'activation du radier et déconfinement total.

6.4.3 Etat de contraintes dans le massif

Pour assurer la stabilité et étudier le comportement de la zone décompressée, Panet (1995) insiste à suivre les différents champs de contraintes et de déformations à la périphérie de l'excavation et connaître si la concentration de ces contraintes dans un point peuvent déclencher

une rupture. La figure 6.12 montre l'évolution des contraintes principales en différents points situés à la périphérie du tunnel jusqu'à la mise en place du radier avec un déconfinement de 100%.

En clé du tunnel (point A) ; la contrainte verticale S_{yy} diminue et la contrainte horizontale S_{xx} augmente de manière significative jusqu'à $\lambda=45\%$ (début de la plasticité). Ensuite la contrainte S_{xx} change de direction avec 60° et diminue avec S_{yy} jusqu'à la mise en place de soutènement où elles se stabilisent pour un déconfinement de 87,5%.

Au point B, c'est l'inverse, un déconfinement horizontal au niveau des reins avec une augmentation de contrainte verticale S_{yy} (elle prend une valeur qui n'accède pas deux fois la contrainte verticale initiale pour $\lambda=45\%$), et diminution de la contrainte horizontale S_{xx} . Ensuite la contrainte verticale S_{yy} change de direction et diminue avec S_{xx} . Cette canalisation des contraintes doit être prise en considération pour éviter une éventuelle apparition de fissures à la coque de béton.

En radier (point C) ; les directions principales ne s'inversent pas au cours de la simulation et la variation de la contrainte verticale est plus forte, par contre, la contrainte horizontale varie peu (jusqu'à $\lambda=45\%$), le chemin suivi ensuite est similaire à celui de point en clé. Nos résultats sont similaires à ceux de Bernat (1996) qui a tracé les chemins de contraintes effectives autour d'un tunnel revêtu et étudié l'effet de la pose du revêtement pour freiner l'évolution des contraintes.

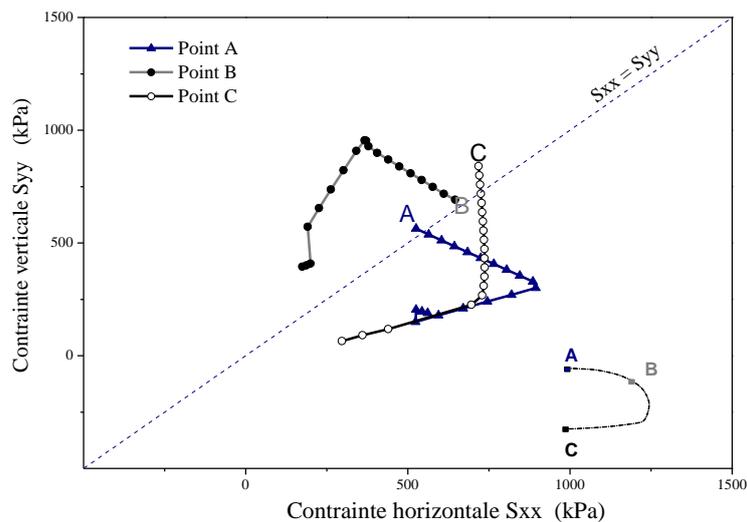


Figure 6.12 : Chemin de contraintes autour du tunnel.

Les états de contraintes obtenus numériquement dans le sol à 31 m de profondeur (même niveau de piédroit) le long de l'axe horizontal x sont donnés à la figure 6.13. On peut constater que l'état de contrainte du point A situé au bord droit du modèle n'est pas modifié (les deux traits représentent les contraintes principales majeure S_{yy} et mineure S_{xx}).

Au point B situé à environ trois fois le diamètre, on observe un phénomène d'orientation des contraintes ; la contrainte verticale se met à augmenter jusqu'à atteindre une valeur pic égale à $1.7 \sigma_0$ (point C) qui définit la limite entre la zone plastifiée et la zone restée élastique, suivie d'une décroissance rapide jusqu'à la paroi du tunnel, alors que la contrainte horizontale diminue progressivement. Ce phénomène naturel qui se caractérise par le réarrangement des contraintes est nommé effet de voûte, il est attribué aux effets de creusement du tunnel.

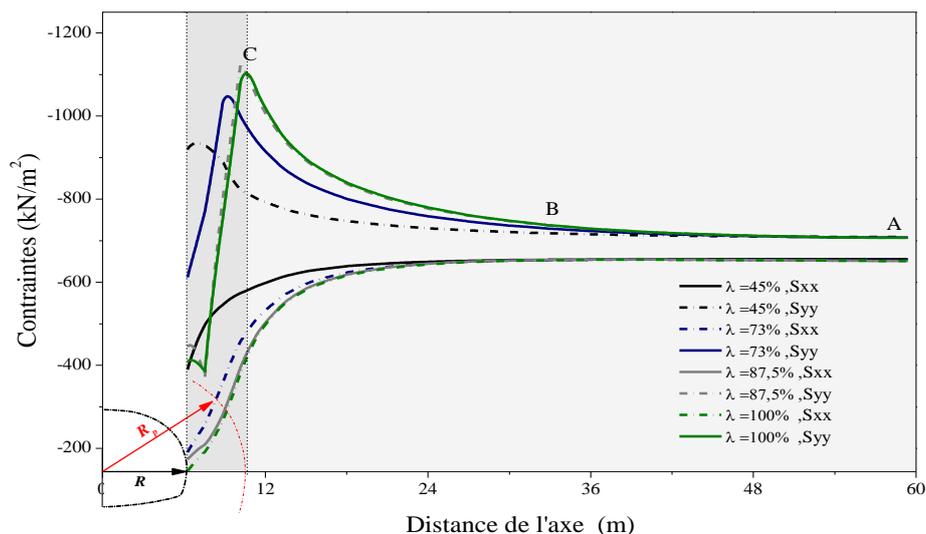


Figure 6.13 : Evolution des contraintes lors du déconfinement.

On remarque d'ailleurs que le rayon plastique R_p augmente à mesure de déconfinement du massif jusqu'à atteindre une valeur de 10 m (à cette distance, la valeur de S_{xx} est égale à la pression nécessaire à la limite de la zone élastique), et dans le cas de la mise en place du soutènement ($\lambda = 87.5\%$), la contrainte horizontale prend une faible valeur et ne s'annule pas, tandis que la contrainte verticale croît assez peu à proximité de la paroi du tunnel.

6.5 Conclusion

Une première analyse numérique bidimensionnelle sur la section instrumentée, a été effectuée en essayant de représenter de manière parfaite le comportement physique du tunnel lors du creusement. Etant donné les incertitudes de certains paramètres mécaniques de la couche du Socle qui sont probablement mal identifiés lors d'essais en laboratoire et in-situ, une rétro-analyse a été menée en faisant varier les paramètres d'entrées de cette couche pour obtenir des valeurs qui reproduisent au mieux les mesures observées. Cette analyse a permis de cerner la valeur de E et K_0 du Socle, et grâce auxquelles on a pu caler les différents résultats.

Après avoir analysé les premiers résultats, il est apparu nécessaire de confronter tous les calculs aux mesures afin d'optimiser avec précision les deux paramètres E et K_0 ainsi que le taux de déconfinement, et obtenir une meilleure concordance.

On a souligné que dans le cas d'un creusement à front ouvert, le modèle de comportement de Mohr-Coulomb n'a que peu d'incidence sur la forme de la cuvette de tassements, contrairement au creusement à front fermé. Il apparaît encore qu'au cours du déconfinement, les points plastifiés ainsi que les contraintes de compression se concentrent essentiellement sur la base du piédroit.

Il semble in fine que la prise en compte de présoutènement dans les analyses numériques 2D en coupe transversale n'a pas d'influence sur les résultats. Dans ce cas précis, les analyses tridimensionnelles demeurent indispensables pour pouvoir s'affranchir de ce principal défaut.

Chapitre 7

Modélisation numérique tridimensionnelle

7.1 Introduction

L'étude présentée dans le chapitre précédent de ce mémoire a montré les limites des modèles numériques bidimensionnelles existants du creusement des tunnels renforcés par boulonnage. En effet, ces limites sont liées à l'existence du front de taille qui rend le problème purement tridimensionnel. Ce septième et dernier chapitre a pour objectif de modéliser numériquement une section du tunnel Sud de Toulon par le biais d'un code de calcul tridimensionnel en s'appuyant fortement sur la bonne connaissance de la phénoménologie du creusement ainsi que du type de renforcement réel mis en place à l'avant du front de taille.

Dans un premier temps, les différents résultats issus de l'analyse numérique 2D et 3D sont confrontés aux mesures in-situ. Ceci dans le but d'une part de confirmer la pertinence des paramètres géomécaniques optimisés de la couche du Socle, et d'autre part de valider le modèle tridimensionnel.

Dans un second temps, une étude consacrée à l'incidence de plusieurs modes de présoutènements sur les déformations du massif lors du creusement du tunnel a également été menée. On fait la part belle au boulonnage du front ainsi qu'au retard du radier afin de préciser le rôle exact de chaque élément du point de vue des mouvements générés en surface et autour de la section courante du tunnel.

7.2 Présentation de modèle numérique réalisé

La géométrie du modèle tridimensionnel a été créée dans cette partie par le biais du code de calcul FLAC^{3D}. Pour minimiser les éventuels effets de bord, la taille du modèle est fixée à 80 m dans la direction X (direction horizontale transversale), 70 m dans la direction Z (direction verticale), et 90 m dans la direction de Y (direction horizontale longitudinale). Seule une demi-section a été modélisée pour des raisons de symétrie. La figure 7.1 présente une vue du modèle numérique 3D.

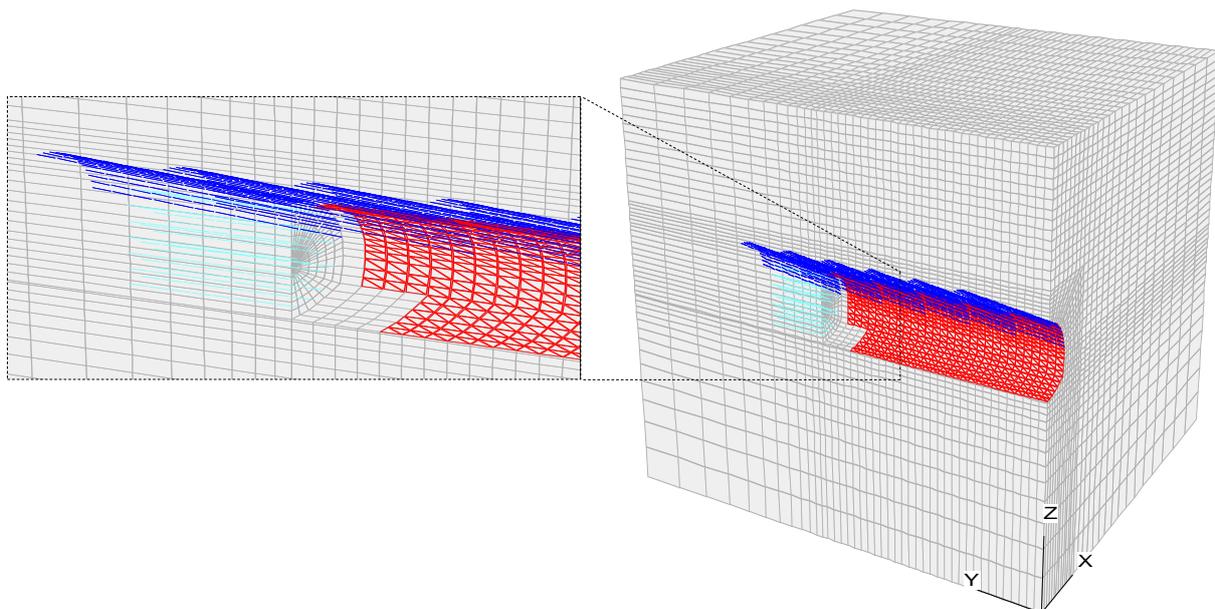


Figure 7.1 : Modèle numérique tridimensionnelle avec les systèmes de présoutènements.

Le nombre de zones du maillage adopté est d'environ 54000, et le tunnel est raffiné autour de l'excavation où le champ de contraintes et de déformations est très élevé. Pour avoir des résultats plus précis, les zones qui constituent le maillage devraient avoir des formes les plus cubiques possibles. En ce qui concerne les conditions aux limites, le fond du modèle numérique est bloqué dans les trois sens (X, Y, Z) alors que seuls les mouvements horizontaux sont fixés sur les faces latérales.

Le comportement du sol a aussi été représenté par un comportement élastique-parfaitement plastique basé sur le critère de rupture de Mohr Coulomb, et les caractéristiques géomécaniques ont été fixées en se basant sur les résultats de la rétro-analyse numérique bidimensionnelle présentées dans le tableau 6.3.

7.2 Modélisation des présoutènements

7.2.1 Voûte parapluie

La demi-voûte parapluie qui renforce notre section est composée de 13 boulons en acier, de 18 m de longueur et de 51/33 mm de diamètre, avec un espacement de 50 cm entre chaque boulon installés dans le tiers supérieur de la circonférence. Les boulons sont inclinés de 6° par rapport au plan YZ et renouvelés tous les 9 m (Fig. 7.2). On rappelle que les boulons de la voûte sont modélisés par des éléments Pieux. Cet élément est considéré comme un segment droit d'une section bi-symétrique et uniforme qui se situe entre deux nœuds structurels. En plus d'assurer un comportement de l'élément " poutre ", une interaction existe entre le pieu et les éléments du maillage qui peut être simulée par un frottement normal (perpendiculaire à l'axe du pieu) et un frottement de cisaillement (parallèle à l'axe du pieu).

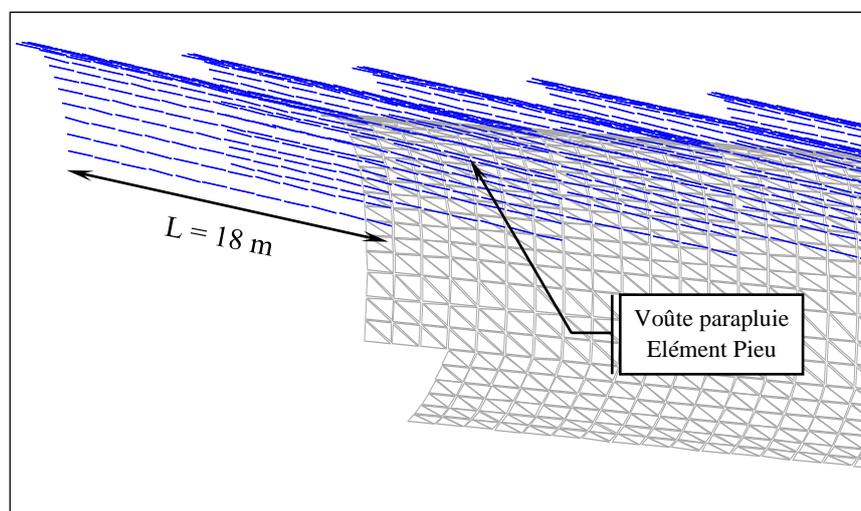


Figure 7.2 : Modélisation de la voûte parapluie.

7.2.2 Boulonnage du front de taille

Du point de vue du renforcement du front, 20 boulons en fibres de verre ont été mis en place horizontalement à l'avant du front, d'une longueur de 18 m et de 60/40 mm de diamètre répartis de façon homogène sur la demi-section du front de taille (Fig. 7.3). Vu l'extrême complexité de

simuler le renouvellement réel des boulons, on a décidé de renouveler l'ensemble du boulonnage chaque 9 m d'excavation, c'est-à-dire les boulons sont détruits à chaque phase de creusement jusqu'à atteindre une longueur $L/2$ à la phase (n), dans ce cas le boulon est remplacé par un autre d'une longueur L . La densité du boulonnage calculé à chaque pas d'avancement est de $(0,33 \text{ b/m}^2)$, ça va permettre de mieux s'approcher d'une simulation numérique dans laquelle le renouvellement réel des boulons est respecté.

Le boulonnage en fibre de verre est modélisé par des éléments câbles, ce sont des éléments finis rectilignes à un degré de liberté par nœud. Cet élément se comporte comme un matériau élastique, parfaitement plastique qui peut reprendre des efforts de traction et de compression, mais il ne peut pas résister à un moment de flexion. Un câble doit assurer une liaison de telle sorte que la force de cisaillement se développe le long de toute sa longueur en réponse à un mouvement relatif entre le câble et le maillage.

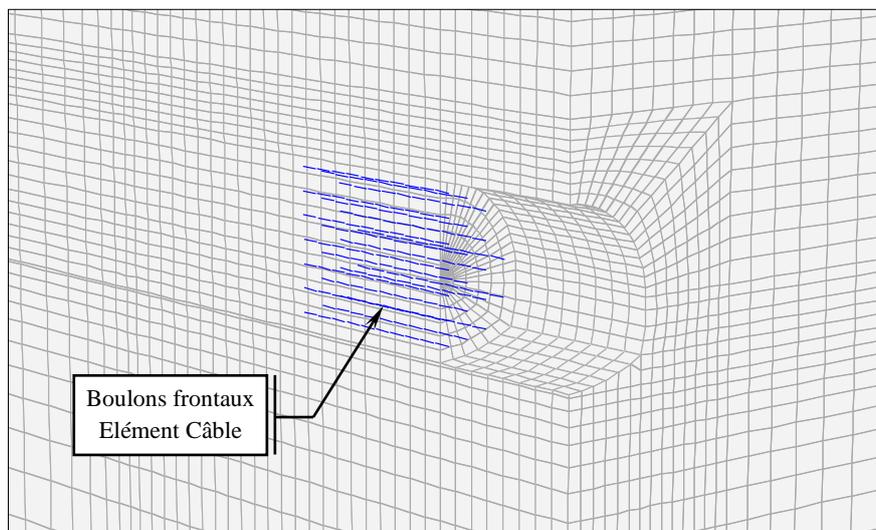


Figure 7.3 : Modélisation des boulons du front de taille.

7.2.3 Caractéristiques de l'élément Pieu et Câble

Dans la modélisation des tunnels renforcés par boulonnage, la principale difficulté réside dans la détermination des valeurs exactes de paramètres d'interaction sol/boulon. Le matériau composite est, de fait, constitué de trois éléments : le massif, le coulis d'injection (ciment ou résine) et le boulon proprement dit. Une fois le boulon est mis en place par scellement, la valeur de la contrainte initiale normale σ_0 va complètement être modifiée, elle devient essentiellement dépendante de la pression d'injection et de l'expansion du coulis. Compte tenu de la difficulté de connaître la valeur exacte de cette contrainte initiale, des essais d'arrachement de boulons doivent être réalisés afin de modéliser le frottement latéral à l'interface sol/boulon et de mesurer la distribution de l'effort normal tout au long de l'inclusion. Généralement, le frottement sol/inclusion se caractérise par la valeur du frottement latéral unitaire q_s . La valeur de q_s dépend non seulement de l'état de contrainte initiale dans le sol, mais aussi de mode de scellement choisi, et de la géométrie de l'inclusion.

En outre, pour pouvoir modéliser l'interaction sol/inclusion dans des calculs en déplacements, il est nécessaire d'introduire une loi de comportement en traction et en frottement entre le sol et l'inclusion. La loi la plus simple qui peut être exprimée en termes de relation entre l'effort tangentiel de cisaillement τ et le déplacement relatif entre l'inclusion et le massif Δl se caractérise

par un comportement élastique linéaire plastique (Fig. 7.4b). Elle est présentée dans le code de calcul FLAC^{3D}.

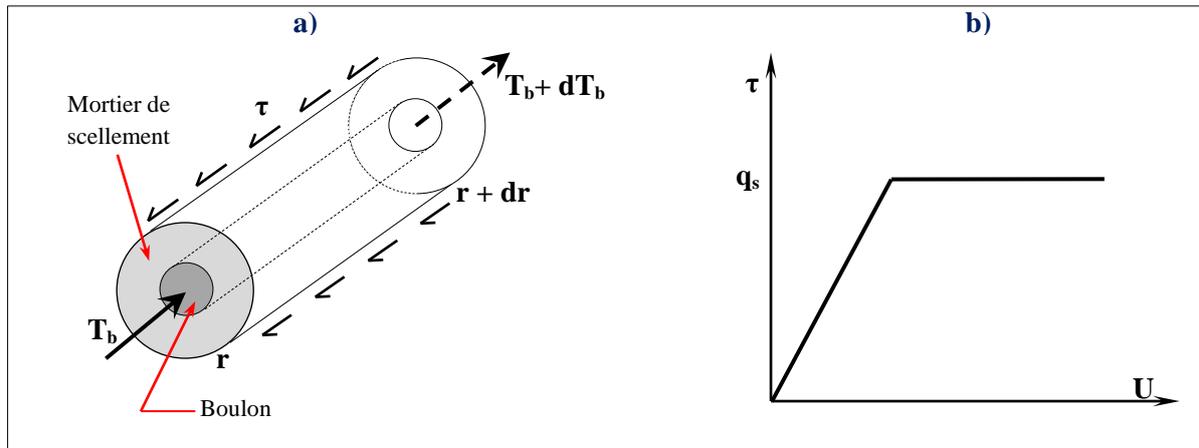


Figure 7.4 : Interface sol/boulon : a) Equilibre limite – b) Loi de comportement élastique-plastique.

Lors du creusement du tunnel sud, des essais d'arrachement en vraie grandeur d'un boulon en fibre de verre scellé dans la couche de Socle ont été réalisés. Deux types de scellement ont été utilisés, celui au coulis de ciment avec un rapport C/E = 2 et celui à la résine. La longueur de scellement des boulons était d'environ 2 m. Le boulon est donc sollicité en extraction selon un processus à paliers d'efforts jusqu'à un glissement se produit à l'interface, la valeur du frottement latéral limite unitaire q_s est déterminée à partir de l'effort de résistance maximale du boulon, de périmètre frottant, et de la longueur du boulon. La valeur retenue dans ces cas est de 135 kN/m.

En l'absence d'essais d'arrachement, Itasca (2005) suggère d'utiliser les formules proposées par St.John et Van Dillen (1983) pour déterminer les raideurs (Eq. 7.1), et la force de cisaillement maximale par longueur du boulon dans le coulis (Eq. 7.2) et les valeurs de la cohésion (normale et tangentielle) (Eq. 7.3).

$$k_g \cong \frac{2\pi G}{10\ln(1 + 2t/D)} \quad (7.1)$$

$$\tau_{\text{peak}} = \tau_1 Q_B \quad (7.2)$$

$$c_g = \pi(D + 2t)\tau_{\text{peak}} \quad (7.3)$$

Où :

G est le module de cisaillement de coulis, D est le diamètre du renforcement, t est l'épaisseur de l'espace annulaire, le τ_1 est d'environ la moitié de la résistance à la compression uniaxiale la plus faible de sol/coulis, et Q_B est la qualité de la liaison entre le sol/coulis. Le tableau 7.1 résume les différentes caractéristiques de l'élément Pieu et câble.

Tableau 7.1 Les propriétés principales de l'élément Pieu et Câble.

<i>Elément Pieu</i>		
Module d'élasticité	E (GPa)	210
Module d'élasticité du coulis	E_{grout} (GPa)	20
Section du boulon	A (m^2)	$1,1810^{-3}$
Cohésion tangentielle	c_s (N/m)	$4 \cdot 10^5$
Angle de frottement tangentiel	φ_s ($^\circ$)	25
Raideur en cisaillement	k_s (N/m 2)	$3,33 \cdot 10^8$
Cohésion normale	c_n (N/m)	$8 \cdot 10^5$
Angle de frottement normal	φ_n ($^\circ$)	25
Raideur normale	k_n (N/m 2)	$3,33 \cdot 10^9$
<i>Elément Câble</i>		
Module d'élasticité	E (GPa)	40
Module d'élasticité du coulis	E_{gout} (GPa)	20
Section du boulon	A (m^2)	0,00157
Effort maximal de cisaillement	c_g (kN/m)	60
Angle de frottement	φ_g ($^\circ$)	25
Raideur en cisaillement	k_g (N/m 2)	$5,89 \cdot 10^9$
Résistance limite en traction	σ_y (MPa)	400

L'identification correcte des paramètres de raideurs est essentielle. Des valeurs très élevées conduisent à une convergence extrêmement lente de solution et les temps de calculs peuvent alors être trop longs, et si le paramètre sélectionné est trop faible, la déformation de la masse rocheuse sera petite, et elle se produit après celle de l'élément de renforcement sans viser les véritables interactions.

Pour ce qui est de la voûte parapluie, Oke et al. (2014) ont effectué une analyse numérique 3D pour étudier la sensibilité des paramètres d'interaction de l'élément forpole utilisé au cours du renforcement de tunnel Driskos (Grèce). Les résultats de cette analyse ont montré que le premier paramètre qui régit le profil de fléchissement de l'élément forepole est le K_n . En outre, la cohésion, C_s , et la raideur de cisaillement, K_s , sont respectivement les deuxièmes et troisièmes paramètres les plus influents.

7.3 Processus du creusement

Le creusement de notre section a été simulé avec 30 passes de 1,5 mètre, soit un linéaire total de 45 m. le soutènement mixte (cintre + béton projeté) placé en voûte et en radier est représenté par une section homogénéisée comme dans le modèle 2D. Le radier contre-voûté a été mis en place avec un retard de 6 m par rapport au front de taille. Dans le modèle numérique (Fig. 7.1), le soutènement est modélisé par des éléments Coques, dont les caractéristiques mécaniques sont équivalentes au soutènement réel (Tableau 6.1). L'élément Coque se comporte comme un matériau élastique linéaire isotrope sans limite à la rupture. La liaison entre les deux éléments (voûte et radier) est considérée parfaite.

Le phasage de réalisation appliqué dans notre calcul est le suivant :

- Phase 1 : Initialisation des contraintes dans le massif. Application du champ de contrainte initial.
- Phase 2 : L'activation des boulons de front et ceux de la première voûte parapluie. Première passe de creusement de 1.5 m (les boulons frontaux sont détruits après chaque phase de creusement).
- Phase 3 : Deuxième passe de creusement de 1.5 m, et la mise en place des éléments de structure simulant le soutènement en voûte sur les 1.5 premiers mètres excavés. Cette phase se répète jusqu'à la distance de 6 m
- Phase 4 : Excavation d'une autre tranche de 1.5 m, et mettre en place du soutènement en voûte et du radier contre-voûté.

- Phase 5 à i . L'étape 4 est répétée jusqu'à ce que la position du front corresponde à l'endroit où la deuxième voûte parapluie et la deuxième volée de boulons frontaux doivent être réalisées.
- $i+1$. Mise en place de la deuxième voûte parapluie et de la deuxième volée de boulons après 9 m d'excavation. Creusement de 1.5 m à nouveau et l'activation du soutènement en voûte et en radier.

Ces étapes sont répétées jusqu'à l'obtention de la longueur d'excavation désirée qui est 45 m.

7.4 Comparaisons entre les calculs numériques et les mesures in-situ

Afin de valider la démarche des modélisations proposées, on va confronter les mesures de la section instrumentée (mouvements en surface et en profondeur, convergence...etc.) aux différents résultats obtenus par la simulation numérique 2D et 3D. On doit préciser l'intérêt de l'approche tridimensionnelle qui prend en compte la géométrie et le renforcement réel du tunnel, et mettre aussi en évidence les limites de la méthode convergence-confinement.

7.4.1 Tassements en surface

Le tassement induit en surface au cours du creusement constitue l'un des aspects les plus importants qu'on doit contrôler puisqu'il peut affecter la stabilité des ouvrages avoisinants en surface. La mise en place d'un système d'auscultation est nécessaire afin d'apprécier et prévoir en temps réel l'influence de ces mouvements sur les structures existantes.

La figure 7.5 présente une confrontation des tassements de surface issus de l'analyse 2D et 3D aux ceux mesurés à l'aplomb de la section instrumentée. Malgré le faible nombre de points de mesure, on voit clairement que la demi-cuvette de tassement issue de l'analyse 2D avec les valeurs du taux de déconfinement optimaux ($\lambda_1=73\%$ et $\lambda_2=87,5\%$) arrive à se caler correctement sur celle de l'analyse 3D et également sur les mesures réels. Dans notre cas, le tassement maximal est de 20 mm et la demi largeur de la cuvette $i = 17,7$ m. La valeur de i donnée par ces simulations présente une concordance relativement bonne avec celles calculées par les formules empiriques de Sagaseta (1987), et de Oteo (1993) qui se basent sur des données expérimentales.

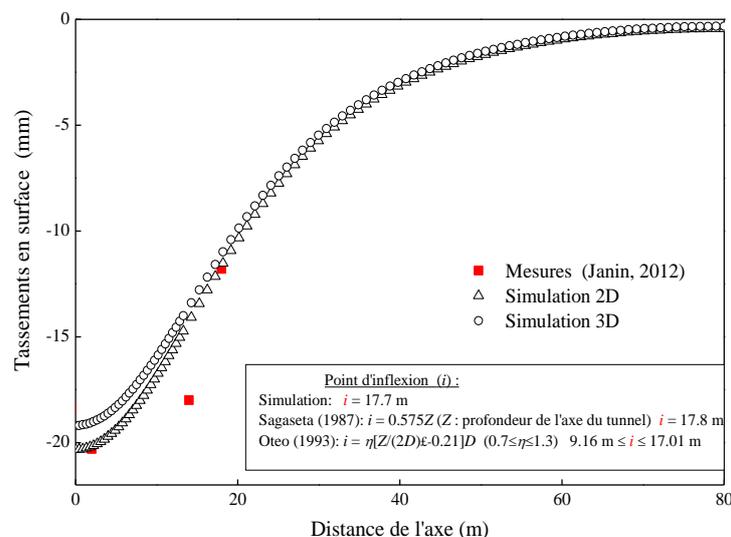


Figure 7.5 : Cuvette de tassement transversale; comparaison entre les simulations numériques et les mesures in-situ.

Le volume perdu en surface V_s constitue un indice important dans l'expression des tassements en surface, il peut être calculé par le produit de $2,5 i S_{max}$. Son amplitude dépend principalement du type de sol, de la méthode de creusement et de soutènement, ainsi que de la qualité d'exécution des travaux (Serratrice et Magnan, 2002). Le volume perdu en surface est de $0,885 \text{ m}^3/\text{m}$, et la perte de volume calculée par rapport au volume théorique excavé (120 m^3) est de $0,73\%$, ces valeurs montrent une bonne maîtrise des déformations du massif. Des résultats semblables ont été obtenus pour des tunnels creusés dans l'argile de Londres (New et Bowers, 1994), mais d'autres valeurs peuvent atteindre les 3% dans les argiles molles marines à Singapour avec des tunneliers à pression de terre ou à pression d'air (Shirlaw et Doran, 1988). La pente maximum de la cuvette transversale (située au point d'inflexion) devrait rester inférieure à 4% pour éviter tous désordres survenus aux constructions (AFTES, 1995). Selon nos résultats, la pente calculée au point d'inflexion est de $0,7\%$, elle est largement inférieure aux valeurs de seuil et aucun dégât ne peut être apparu sur les bâtiments.

En ce qui concerne le tassement calculé en fonction de l'avancement du front. La figure 7.6 confronte les résultats numériques en termes de profil en long du tassement de surface à l'axe du tunnel avec les différents points de mesures. On observe que le tassement est proche de zéro au-delà de 35 mètres en avant du front. Ce tassement augmente ensuite graduellement au fur et à mesure que l'on s'approche du front, et quand ce dernier est dépassé, les mouvements s'accroissent. Après avoir mis en place le radier, la vitesse des tassements par chaque mètre creusé diminue pour se stabiliser à 35 m derrière le front (environ trois fois le diamètre). Un creusement de 45 m semble donc suffisant pour observer une zone de tassement quasi-constant. Le rapport $S_{\text{front}}/S_{\text{stabilisé}}$ est de l'ordre de 44% , cette valeur est en bonne concordance avec celle calculée par Attewell et Woodman (1982), Mair et Taylor (1997) lors des études numériques menées sur des tunnels réalisés en pleine section.

A partir des expressions empiriques, Serratrice et Magnan (2002) et Bourgeois (2002) montrent qu'il sera possible de prévoir le tassement final si l'amplitude du tassement à l'avant du front de taille est connue. Cette méthode basée beaucoup plus sur le retour d'expérience peut aider les ingénieurs à intervenir au bon moment pour modifier le type de présoutènement.

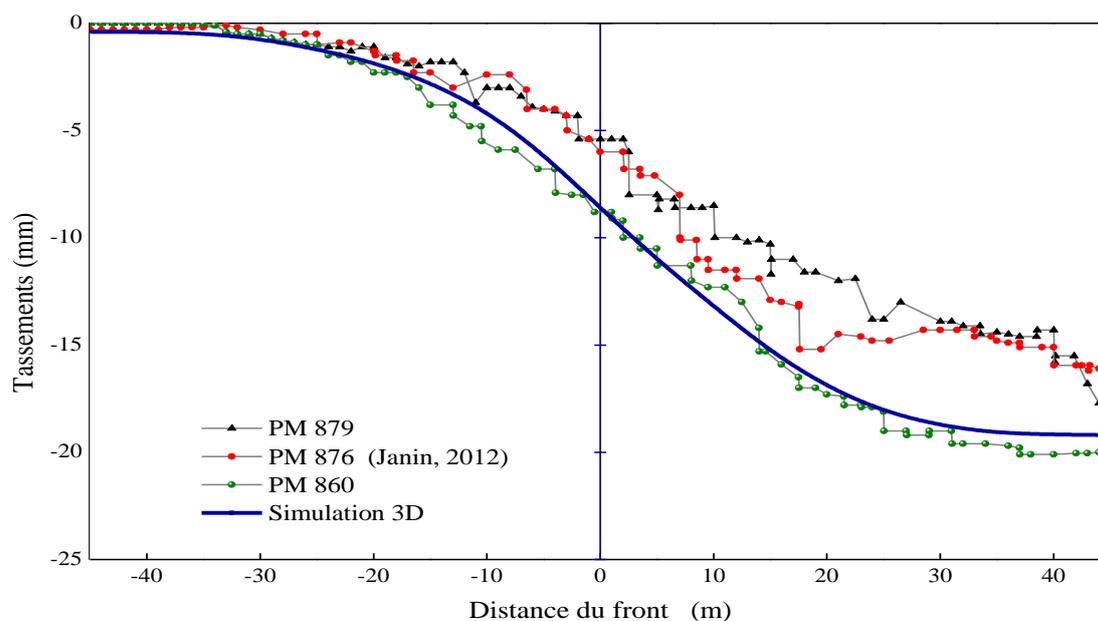


Figure 7.6 : Profil en long du tassement longitudinal; comparaison entre la simulation numérique 3D et les mesures in-situ.

7.4.2 Déplacements inclinométriques

Les résultats numériques ont été comparés aux allures des déformations mesurées par l'inclinomètre vertical placé à 13,3 m de l'axe du tunnel (Fig. 7.7). Des corrections ont été faites aux résultats de l'inclinomètre Sud par rapport aux mouvements mesurés par la cible de surface placée à côté de la tête jusqu'à ce que le front dépasse la section de 90 m environ. Les résultats issus de l'analyse 2D sont très proches aux mesures. Un petit écart sur l'allure de la courbe obtenue avec le calcul 3D après 45 m d'excavation.

L'analyse des courbes permet de mettre en évidence un mouvement des premiers mètres du terrain vers le tunnel suite aux déformations du massif de sol en surface. En outre, un basculement vers le vide créé par l'avancement du tunnel est observé ce qui est peut-être attribué aux déplacements d'extrusion du terrain vers le front de taille dans la direction de l'axe du tunnel. Ces phénomènes ont déjà été remarqués par Serratrice (1999) lors des mesures faites par des inclinomètres placés dans une section de premier tube de Toulon. Par contre dans le cas du tunnelier à pression de boue (Ollier, 1997 ; Benmebarek et Kastner, 2000), un refoulement latéral se manifeste au niveau de l'axe du tunnel.

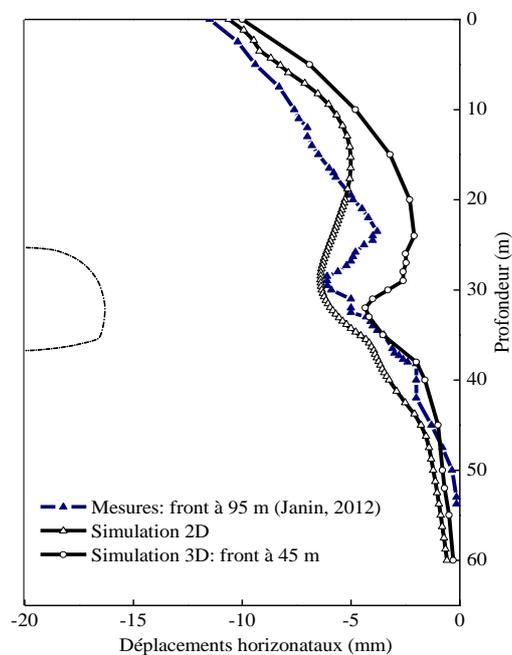


Figure 7.7 : Mouvements inclinométriques : confrontation entre calculs numériques et mesures in-situ.

7.4.3 Mesures extensométriques et convergence des parois

L'extensomètre de surface placé à 2 m de l'axe du tunnel mené de deux ancrs sert à étudier l'amplitude et l'extension des mouvements du massif en profondeur, ce sont les seuls à pouvoir être installés avant le passage du front de taille. Les mesures enregistrées montrent que les deux ancrs descendent de manière plus régulière, l'amplitude de la transmission des déplacements vers la surface est très faible (Fig. 7.8). L'analyse numérique en 3D est la seule qui peut représenter ce phénomène, le tassement en clé du tunnel a été diminué grâce à l'utilisation du système voûte parapluie où les boulons placés dans le massif traversent la surface du glissement. Cette observation est bien en accord avec les interprétations de mesures de Kamata et Mashimo (2003), Shin et al. (2008), Hisatake et Ohno (2008), Juneja et al. (2010) et Janin (2012), qui ont montré que ce type de présoutènement contribue à diminuer la propagation de la zone de rupture vers la surface. Dans le cas de l'analyse numérique en 2D, un écart type de 11% par rapport à celle en

3D, les déformations sont seulement ralenties par un soutènement en béton projeté associé aux cintres métalliques.

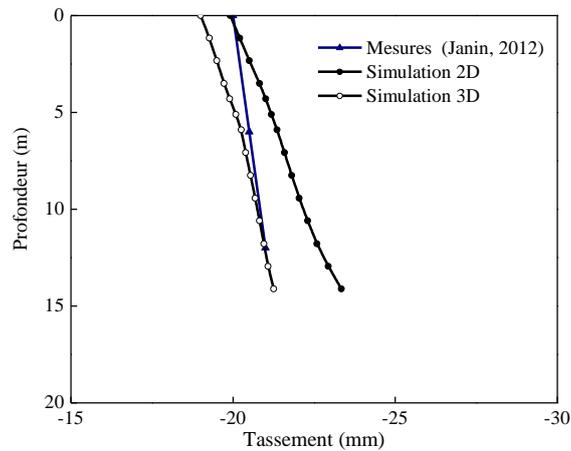


Figure 7.8 : Extensomètre vertical ; confrontation entre calculs numériques et mesures in-situ.

Le déplacement radial de l’extensomètre de fond N°5 est montré dans la figure 7.9. Le profil de déformation du terrain autour d’un trou est obtenu en mesurant la modification de la position de chaque ancre (située entre 2 et 12,5 m) au fil du temps par rapport à un point fixe, dans ce cas l’ancrage situé à 12,5 m a dû être coupée de par de la fermeture du trou. On remarque que les différentes analyses numériques arrivent à simuler correctement les mouvements horizontaux de l’extensomètre. En outre, l’approche en 2D reste fortement tributaire de la valeur retenue du taux de déconfinement à la pose du soutènement λ_d pour que les résultats soient en bonne concordance avec les mesures. Des valeurs faibles au-delà de 5 m, ce qui indique que l’extension de la zone plastique a été dépassée, et on observe aussi une légère différence en tête de l’extensomètre parce qu’en réalité, le forage a été excavé après un délai lors de l’installation de radier du tunnel. Cette simplification a induit une augmentation de la déformation de support du tunnel.

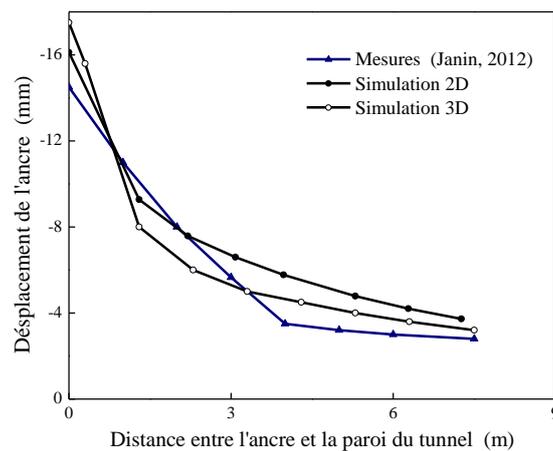


Figure 7.9 : Extensomètre horizontal N° 5 ; confrontation entre calculs numériques et mesures in-situ.

Pour ce qui est des mesures de la convergence finale du soutènement. On présente dans la figure 7.10 la comparaison entre les déformations du soutènement enregistrées sur la section de

mesure et celles issues de l'analyse 2D et 3D après la fin d'excavation. On retrouve une bonne approximation entre les résultats de l'analyse numérique 2D et les mesures in-situ, soit au niveau de la clé du tunnel ou au niveau de la demi-convergence horizontale U_y . En revanche, l'analyse numérique en 3D présente un écart de l'ordre de 60% par rapport aux mesures observées. Cela est plutôt lié à trois points ; au retard de la mise en place du radier qui ferme l'anneau du soutènement et bloque le piedroit pour ne pas poinçonner ou se déplacer vers le vide excavé, et au fait que sur le chantier le stross est excavé au même moment de l'activation du radier, et le troisième point, c'est que la première mesure de référence, prise par les topographes, n'était souvent pas effectuée immédiatement après la mise en place du cintre, dans ce délai de temps, des déformations sont déjà produites. Ces écarts entre les résultats sont ainsi dus à la simplification apportée à notre modélisation qui ne peut inclure certaines étapes de phasage du creusement (blocage des cintres, les arrêts du chantier...etc.).

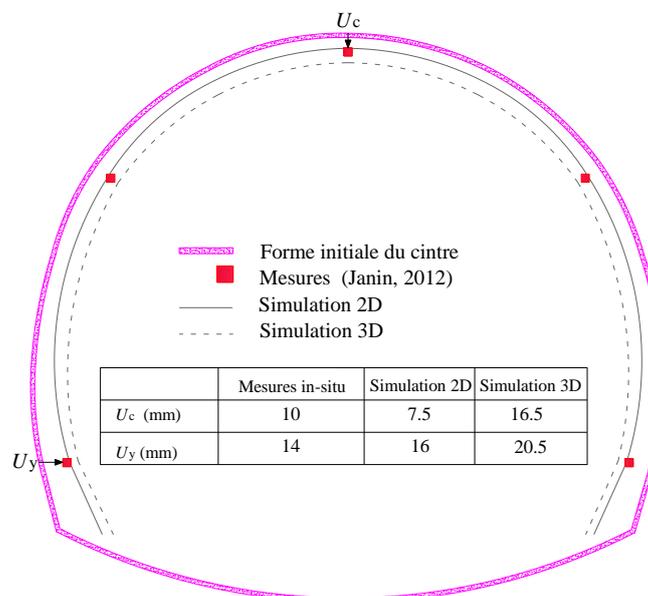


Figure 7.10 : Déformation du soutènement ; confrontation entre calculs numériques et mesures in-situ.

D'après les conclusions émises aux paragraphes précédents, la prise en compte du passage du front de taille dans la modélisation s'est révélée importante. Néanmoins, la modélisation 3D, qui permet précisément d'intégrer le passage du front pré-renforcé, reste très coûteuse et difficile à mettre en œuvre dans le cadre de projets d'ingénierie. Pour les projets courants, les modélisations 2D sont souvent réputées pour leur rapidité de calcul.

7.5 Influence des différents systèmes de présoutènement

Cette deuxième partie est consacrée à étudier l'impact des différents systèmes de présoutènement sur la réaction du massif environnant. Plusieurs cas de simulations ont été menés pour examiner essentiellement l'action du renforcement ou non du front de taille, de la densité du boulonnage, et de la position du radier sur les mouvements engendrés lors du creusement. Une comparaison a été faite afin d'évaluer l'efficacité de chaque type d'intervention. Les différents cas de calcul sont résumés dans le tableau 7.2.

Tableau 7.2 : Les cas de simulation numérique adoptés.

Cas	Présoutènement	Radier
1	Aucun	à 6m du front
2	Voûte parapluie (VP)	à 6m du front
3	Boulonnage au front	à 6m du front
4	Etude sur la densité de boulonnage	à 6m du front
5	Voûte parapluie + Boulonnage au front	à 1,5m du front
6	Voûte parapluie + Boulonnage au front	à 9m du front

7.5.1 Résultats et discussion

Les modélisations numériques effectuées ici sont réalisées sur la base des caractéristiques géométriques de notre section instrumentée. Les conditions de calcul sont les mêmes spécifiées dans la partie précédente. La réponse du modèle numérique en fonction de chaque type de présoutènement est déterminée en termes de déplacements générés en surface et autour de la section courante du tunnel ainsi que d'efforts structurels du soutènement.

7.5.1.1 Influence du mode de présoutènement

Dans ce premier cas, nous nous intéressons à étudier l'incidence de quelques systèmes de présoutènement sur d'une part les mouvements du sol induits par le creusement qui peuvent affecter la stabilité des ouvrages avoisinants et d'autre part sur les efforts dans le soutènement. Trois calculs ont été effectués en respectant les mêmes caractéristiques géotechniques et numériques du modèle, il s'agit des simulations 1, 2, et 3 présentées dans le tableau 7.2 : le premier cas est sans aucun renforcement, le deuxième avec l'utilisation de la voûte parapluie, et enfin un renforcement du front de taille par boulonnage. Une comparaison est faite ici sur le cas de référence où le tunnel étant renforcé par voûte parapluie plus boulonnage au front.

7.5.1.1. A Tassements de surface

La figure 7.11 compare les différents résultats numériques en termes de profil en long du tassement de surface à l'axe du tunnel à l'issue de la dernière phase de calcul. On observe que le renforcement du tunnel par voûte parapluie plus boulonnage (cas de référence) a pour effet de réduire plus ou moins les tassements en surface, avec une réduction du tassement maximal de l'ordre de 24% par rapport au cas sans renforcement.

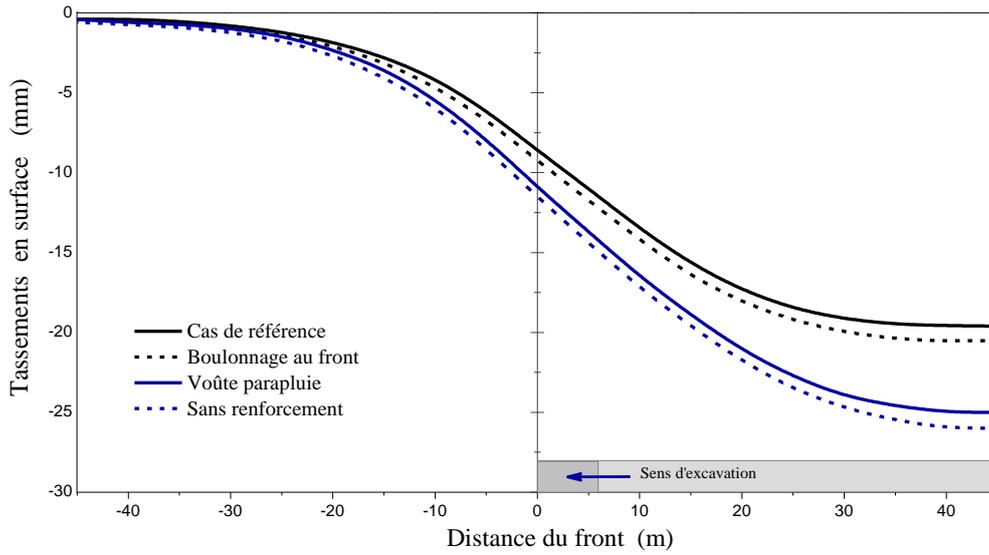


Figure 7.11 : L'effet de présoutènements sur le profil en long des tassements.

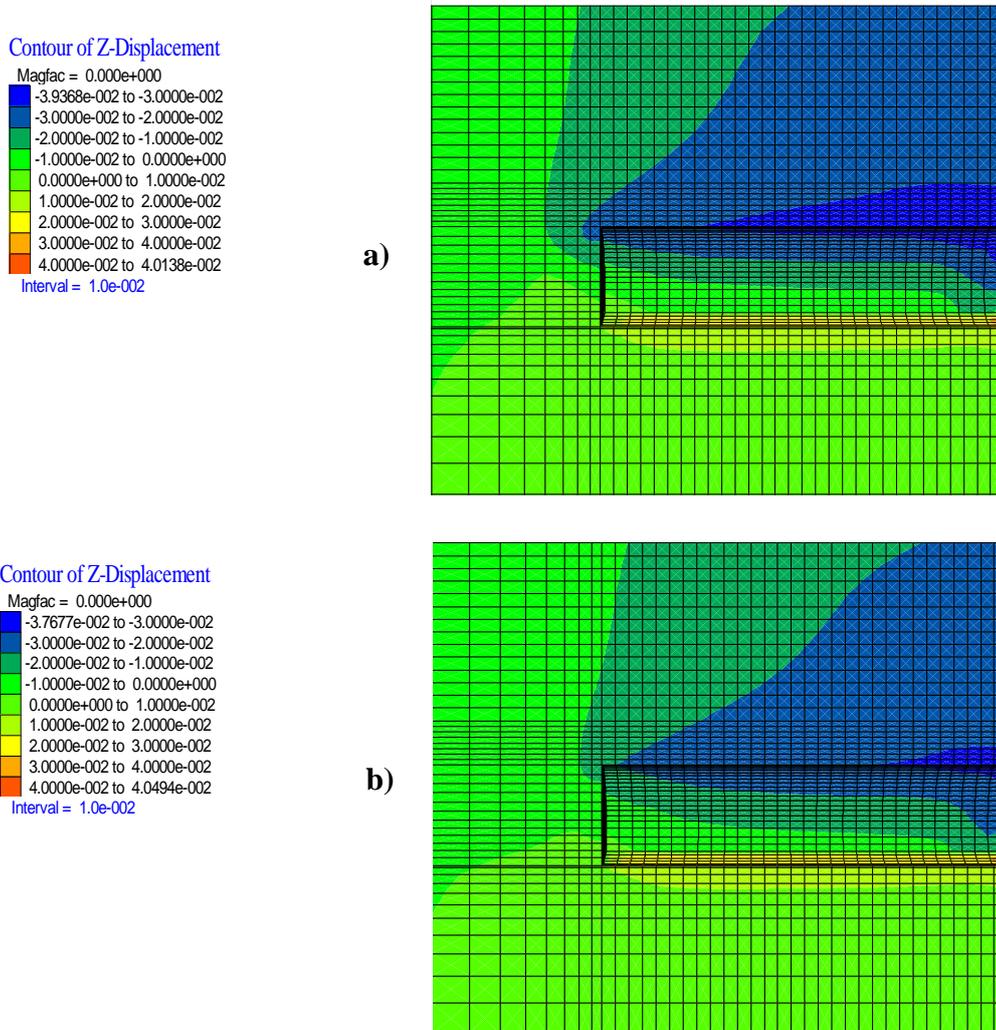


Figure 7.12 : Isovaleurs de tassement vertical. a) Cas sans renforcement. b) Cas avec voûte parapluie.

Par ailleurs, l'apport de la voûte parapluie sur la diminution des tassements en surface semble minime. Toutefois, ce présoutènement a pu réduire de manière plutôt significative les tassements en clé du tunnel (Fig. 7.12). Ces résultats sont déjà indiqués par Volkmann et Schubert (2006), Shin et al. (2008) et Janin et al. (2015). La limitation des mouvements en surface témoigne de l'efficacité du renforcement de front qu'il peut rendre possible l'excavation en toute sécurité.

La perte de volume en surface V_s a également été évaluée. L'absence de renforcement du front donne une augmentation de V_s de l'ordre de 24% par rapport au cas de référence (un pourcentage semblable à celui de tassements). Cette amplification de tassements susceptible d'endommager les ouvrages situés en surface.

7.5.1.1. B Mouvements inclinométriques

Une comparaison entre les mouvements horizontaux des différents modes de présoutènement situés à 13.3 m de l'axe du tunnel est montrée dans la figure 7.13. Au niveau de la surface du sol, cette figure permet de nous visualiser une réduction des mouvements d'ordre de grandeur faible pour les tassements en surface ; 5 % avec la voûte parapluie et 14 % avec le boulonnage du front par rapport au cas sans présoutènement. Au centre du tunnel, ces pourcentages sont néanmoins moins importants.

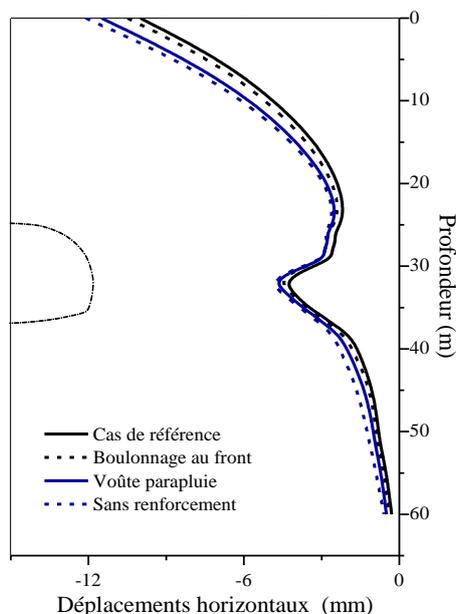


Figure 7.13 : Influence de présoutènements sur les mouvements horizontaux.

7.5.1.1. C Déplacements autour du tunnel

La figure 7.14a compare les résultats numériques du point de vue des mouvements horizontaux du front le long de l'axe vertical et horizontal du tunnel. L'extrusion maximale totale est réduite de 50% par rapport au cas sans renforcement. Cependant, la mise en place de la voûte parapluie ne semble pas avoir un effet sur l'extrusion et sur le déplacement axial du front de taille (Fig. 7.14b). Ce même résultat a été souligné par Song et al. (2006), Eclaircy-Caudron et al. (2006) et Janin (2012). De même, le renforcement du noyau d'avancement par boulonnage réduit considérablement les mouvements de pré-extrusion. La valeur montrée sur la figure 7.14b est en effet 48% inférieure à celle obtenue au cas sans renforcement.

On remarque par ailleurs que 80% des mouvements sont obtenus dans les 5 premiers mètres, soit une profondeur inférieure au rayon et la zone d'influence du front de taille dont la dimension s'avère de l'ordre du trois fois le rayon du tunnel (Fig. 7.14b). 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. Ces résultats sont conformes à ceux de Dias (2011) où des extrusomètres ont été mis en place dans des forages horizontaux pour mesurer le déplacement en avant du front de taille au fur et à mesure de l'excavation du Tube Nord.

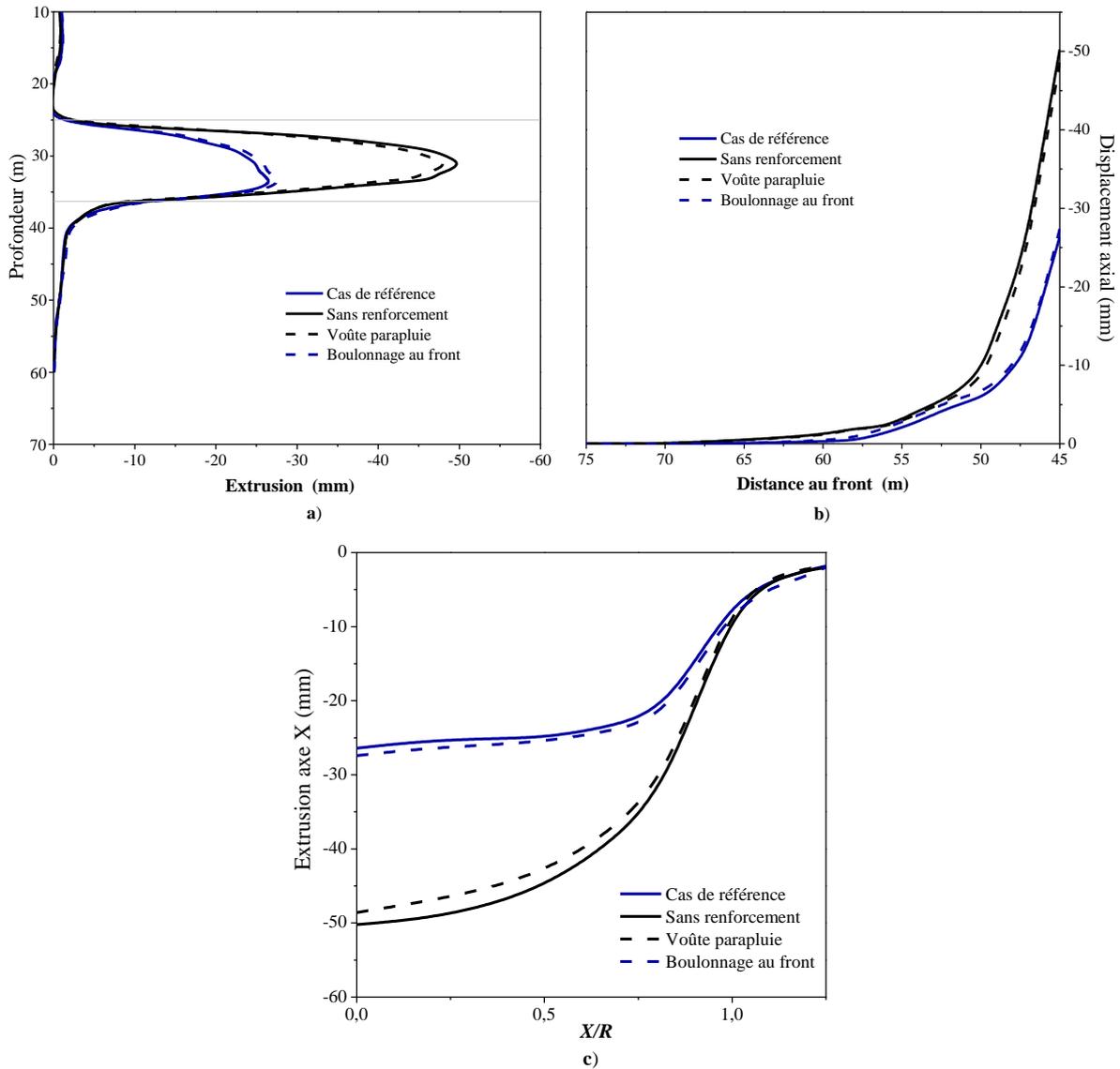


Figure 7.14 : a) Extrusion (ligne verticale). b) Déplacement axial du front. c) Extrusion (ligne horizontale).

Au vu de ces résultats, on peut souligner que le comportement extrusif du noyau-front conditionne incontestablement celui de la cavité. Il existe en effet une corrélation étroite entre la perte de volume en souterrain exprimée en pourcentage du volume théorique du tunnel et le déplacement radial au front (Fig. 7.15). Une perte de volume V par unité de longueur peut être exprimée par le produit de $\pi D U_r$. En général, cette perte de volume est liée au volume total du tunnel soit : $\pi D^2/4$.

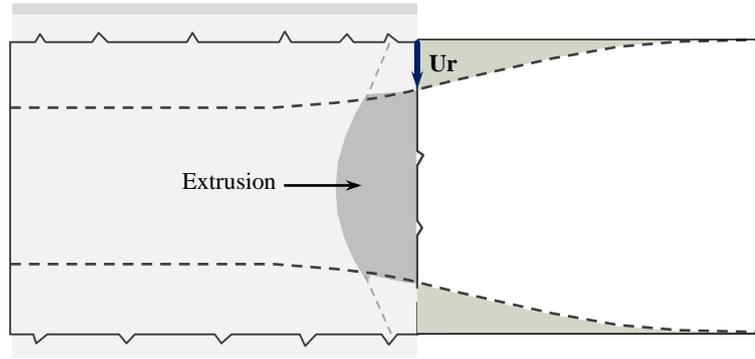


Figure 7.15 : Extrusion du front et déplacement radial.

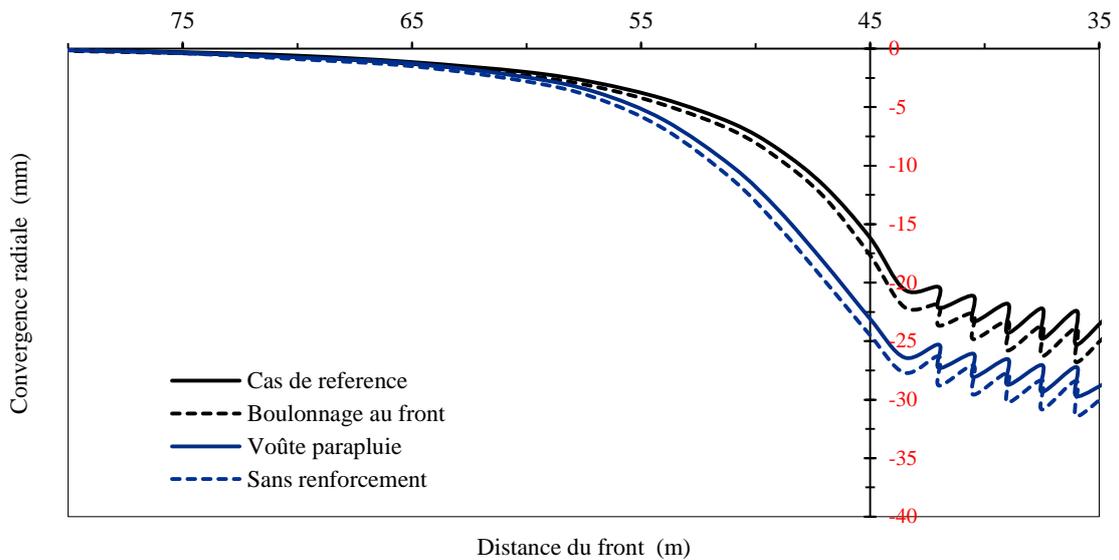
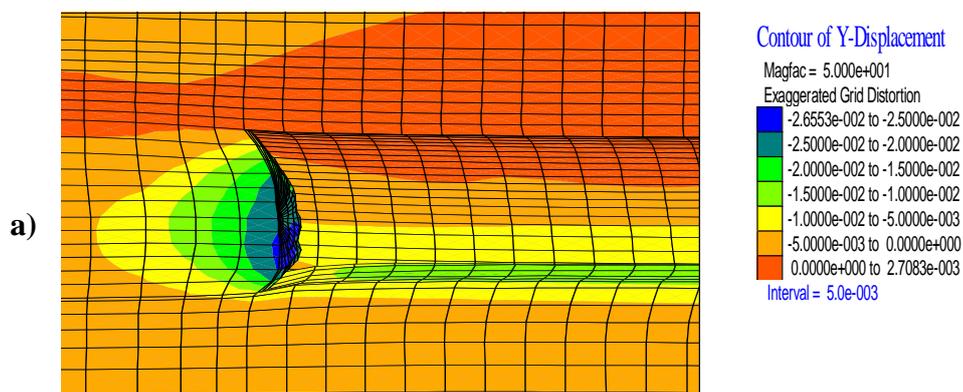


Figure 7.16 : L'effet des présoutènements sur la convergence radiale.

La figure 7.16 montre le déplacement radial en clé du tunnel en fonction de l'avancement du front de taille. La perte de volume calculée est de l'ordre de 0,77 % en l'absence de boulonnage. Selon Dias (1999), cette valeur ne représente ici que la perte de sol liée au front, on doit y rajouter pour un chantier réel, les pertes de sol liées au décalage de pose du revêtement et, à sa convergence. Un renforcement du front par boulonnage fait chuter cette perte de 42%. La figure 7.17 présente les isovaleurs de déplacements du front dans le cas d'un renforcement frontale et sans. On peut en conclure que l'extrusion du front est en raison directe de la perte de volume.



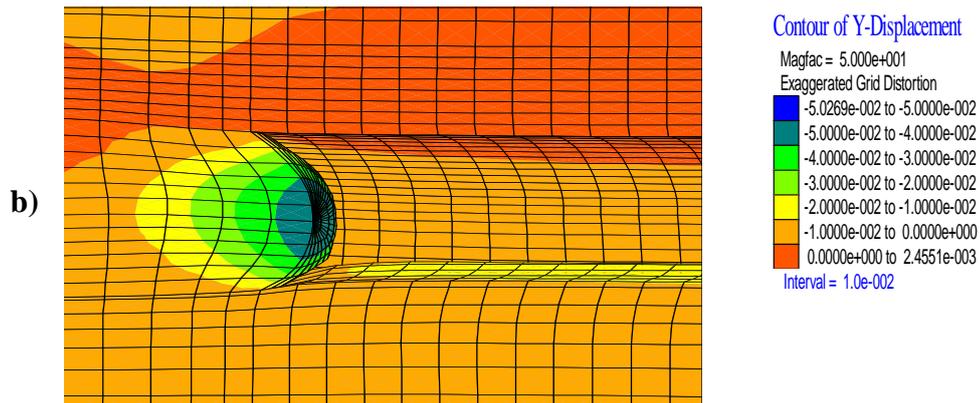


Figure 7.17 : Isovaleurs de déplacement axial du front. a) Cas de référence. b) Cas sans renforcement.

7.5.1.1. D Efforts internes

Nous nous intéressons dans la suite à l'analyse des efforts internes engendrés dans les éléments de soutènement du tunnel. Les parties les plus sollicitées dans la section transversale du tunnel sont celles où se trouvent les valeurs maximales des efforts internes. Les valeurs maximales du moment fléchissant et de l'effort tranchant se situent à la zone de jonction entre la voûte et le radier. La figure 7.18 présente les moments de flexion maximaux dans le soutènement. On peut observer que les moments de flexion augmentent d'une manière très rapide en atteignant une valeur maximum après 15 m de la pose du radier et ça concerne tous les cas de calcul envisagé. Cette augmentation est due au fait que le soutènement est lourdement chargé en clé du tunnel en raison des effets de voûtes tridimensionnelles.

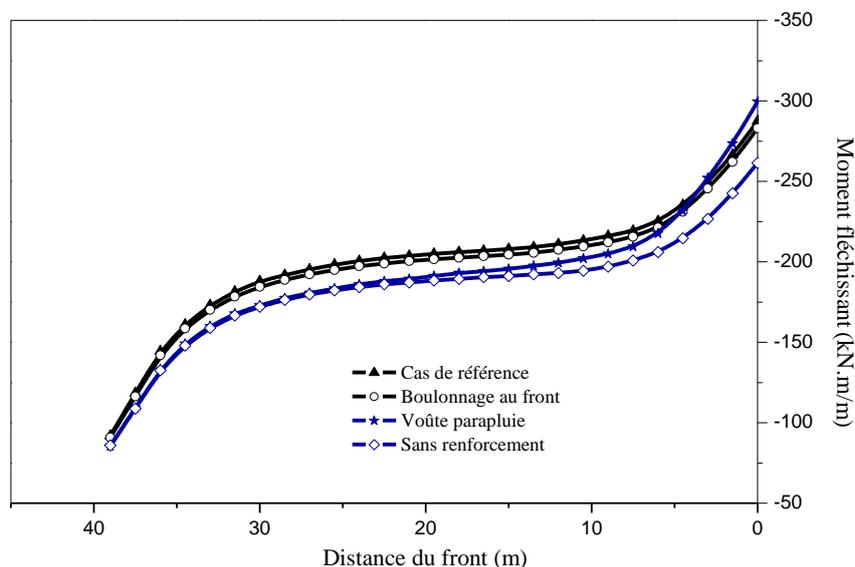


Figure 7.18 : Influence de présoutènements sur le moment fléchissant.

On peut ainsi observer que le renforcement du front par boulonnage augmente notablement les moments, cela peut s'expliquer par le blocage de volume extrudé du front à cause duquel des efforts supplémentaires du terrain sont transférés sur le soutènement. L'augmentation des

moments de flexion entre le cas de référence et celui sans renforcement n'exécède néanmoins pas 8 %.

Si l'on prend par exemple le cas de référence, le moment max est de l'ordre de -205 kN.m comme indiqué dans la ligne contenue, cette valeur est en effet 70% supérieure à celle obtenue en 2D. Afin d'obtenir un meilleur accord entre les deux moments en 2D et 3D, on doit effectuer de nouveau des analyses numériques 2D avec un taux de déconfinement λ_1 relativement faible. Les taux de déconfinement calculés après cette analyse sont respectivement $\lambda_1=52\%$ et $\lambda_2=76\%$ à la mise en place du soutènement et celle du radier.

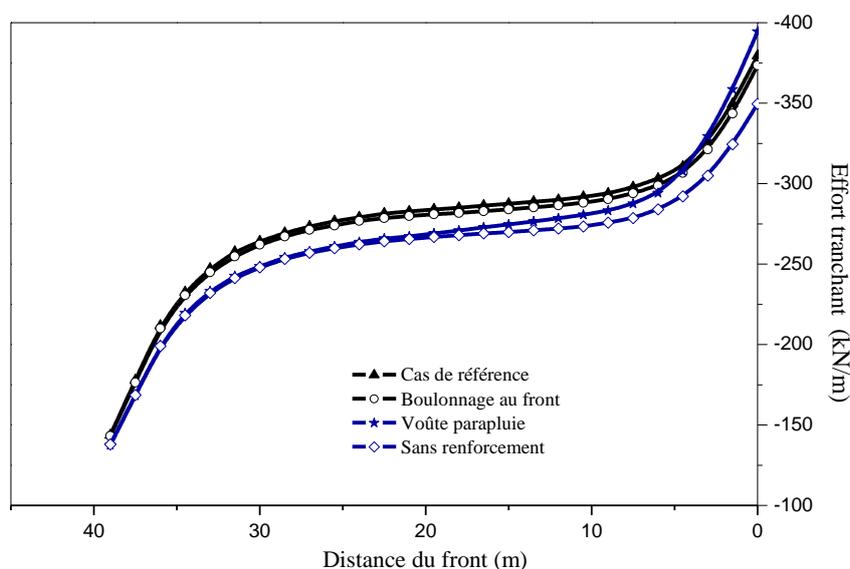


Figure 7.19 : Influence de présoutènements sur l'effort tranchant.

C'est du pareil au même pour l'évolution de l'effort tranchant, comme indiqué dans la figure 7.19. Les écarts sont toutefois moins notables, avec une augmentation de l'effort tranchant du même ordre de grandeur que dans le cas de moment fléchissant. Près de bords du modèle, on constate que les résultats (moments et efforts tranchants) présentent une soudaine augmentation, celle-ci est vraisemblablement liée au blocage de déplacements axiaux survenus dans cette partie qui ont engendré par la suite un soulèvement de soutènement. Selon des études menées par Möller et Vermeer (2006b), ces perturbations des résultats apparaissent alors même que la longueur de la zone excavée est largement allongée.

7.5.1.2 Influence de la densité du boulonnage de front

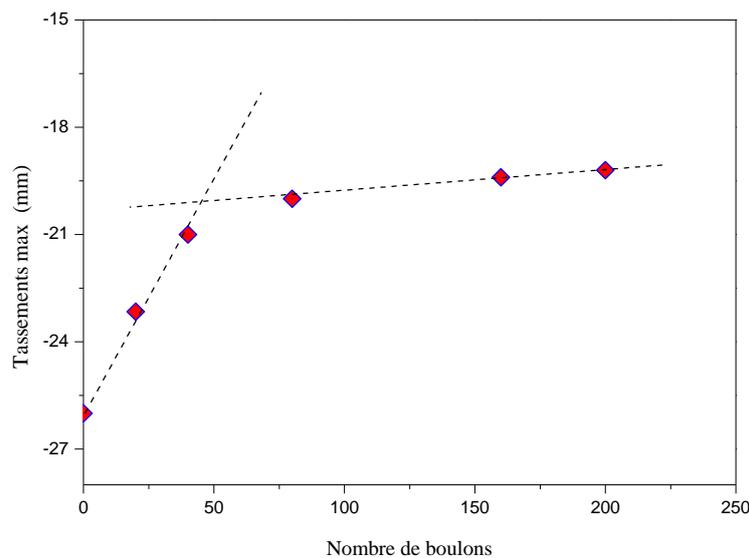
Dans cette deuxième partie d'analyse, des études paramétriques sur la densité du boulonnage au front ont été menées. Comme décrit précédemment, l'ensemble du boulonnage est renouvelé chaque 9 m de creusement, c'est-à-dire les boulons sont détruits à chaque phase de creusement jusqu'à atteindre une longueur $L/2$ à la phase (n), dans ce cas le boulon est remplacé par un autre d'une longueur L . Dias et Kastner (2005) ont montré que la raideur des boulons dans une simulation numérique est caractérisée globalement par le produit $E.S$ où S est la section du boulon et E son module d'Young. Afin de pouvoir simuler la densité du boulonnage, ils suggèrent donc de garder la même disposition et le même nombre de boulons au front mais en faisant varier juste leur module de déformation (Tableau 7.3).

Tableau 7.3 : Densités de boulonnage testées.

Densité en (boulons/m ²)	Nombre de boulons	Module des boulons E (GPa)
0	0	0
0.16	20	20
0.33	20	40
0.66	20	80
1.32	20	160
1.65	20	200

7.5.1.2. A Mouvements en surface et autour du tunnel

L'impact de la variation de la densité du boulonnage au front sur les tassements de surface peut être observé sur la figure 7.20. L'étude met en lumière qu'il y a un changement de pente qui a été rendu visible par deux droites sécantes. Ce changement s'est produit pour une valeur de densité de l'ordre de 0.33 b/m². On peut noter qu'à partir de cette densité, l'efficacité du boulonnage devient beaucoup moins notable lorsque l'on passe de 150 à 200 boulons, ce qui peut être expliqué par la densité critique atteinte. La diminution des tassements entre le cas sans renforcement et celui où la densité du boulonnage est de 1,65 b/m² est d'environ 25 %.

**Figure 7.20** : Le tassement maximal de surface en fonction de nombre de boulons.

Les mêmes conclusions ont été tirées en reliant les valeurs d'extrusion maximale totale au front avec les densités de boulonnage (voir Fig. 7.21). D'après les résultats présentés aux figures 7.22a et 7.22b, on peut effectivement conclure que le champ du déplacement autour du front de taille diminue à mesure de son renforcement. Chaque fois qu'on double la densité du boulonnage, l'effet sur la réduction devient de moins en moins faible, que ce soit pour l'extrusion ou pour le déplacement axial. En outre, la valeur maximale de l'extrusion est située à une certaine distance qui peut être estimée à 5 m au-dessus du radier, et les courbes ont quasiment la même forme quel que soit le nombre de boulons mis en place au front.

Il y a lieu dans ce cas d'étude de souligner que l'effet du renforcement longitudinal du front de taille est beaucoup plus perceptible sur l'extrusion que sur le tassement de surface, et que

l'utilisation de 40 boulons semble à même de maintenir le sol du noyau d'avancement dans un état stable.

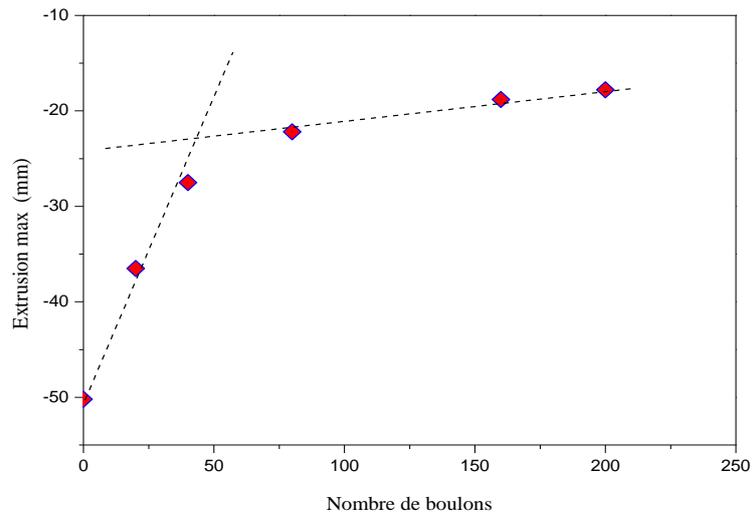


Figure 7.21 : L'extrusion maximale en fonction de nombre de boulons.

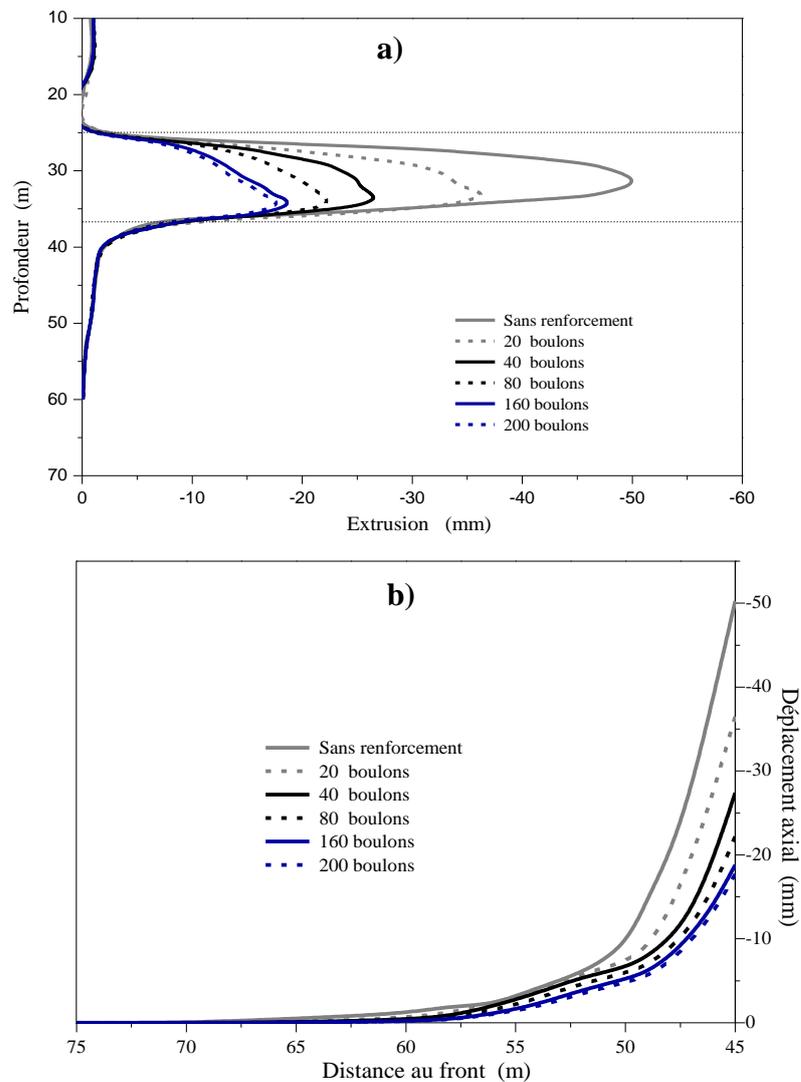


Figure 7.22 : Evolution du déplacement du front en fonction de nombre de boulons. a) Extrusion. b) Déplacement axial.

7.5.1.2. B Distribution des efforts dans les boulons

Au regard de la distribution des efforts dans les boulons frontaux, le cas où le front est renforcé par 40 boulons en fibres de verres a été pris comme référence. Les figures 7.23a et 7.23b nous permettent de visualiser l'allure de la répartition des efforts axiaux pour les différents boulons dans le cas d'une adhérence limitée ($q_s = 135\text{kN/m}$) entre boulon/terrain. Pour que les graphes soient mieux visibles, on a présenté les résultats des dix premiers boulons dans la figure 7.23a et les autres dans la deuxième.

On peut constater que le chargement de la majorité des boulons croît jusqu'à atteindre une valeur pic sur un tronçon estimé d'environ $0.4R$. Cette zone présente un glissement du massif supérieur à celui de boulon, et le frottement latéral sol/coulis se dirige vers le sens de l'excavation. Au-delà, une forte décroissance de l'effort qui indique la zone d'ancrage en s'étendant jusqu'à une fois et demi le rayon. Après cela, l'interaction entre le sol et les boulons devient très faible.

Les boulons qui sont proches de la ligne d'excavation fournissent un chargement maximal en tête, ceci est lié au faible glissement entre le boulon et le terrain. Des allures semblables des efforts dans les boulons ont été examinées par Dias (1999) et Janin (2012) dans le cas des études de l'effet du boulonnage au front.

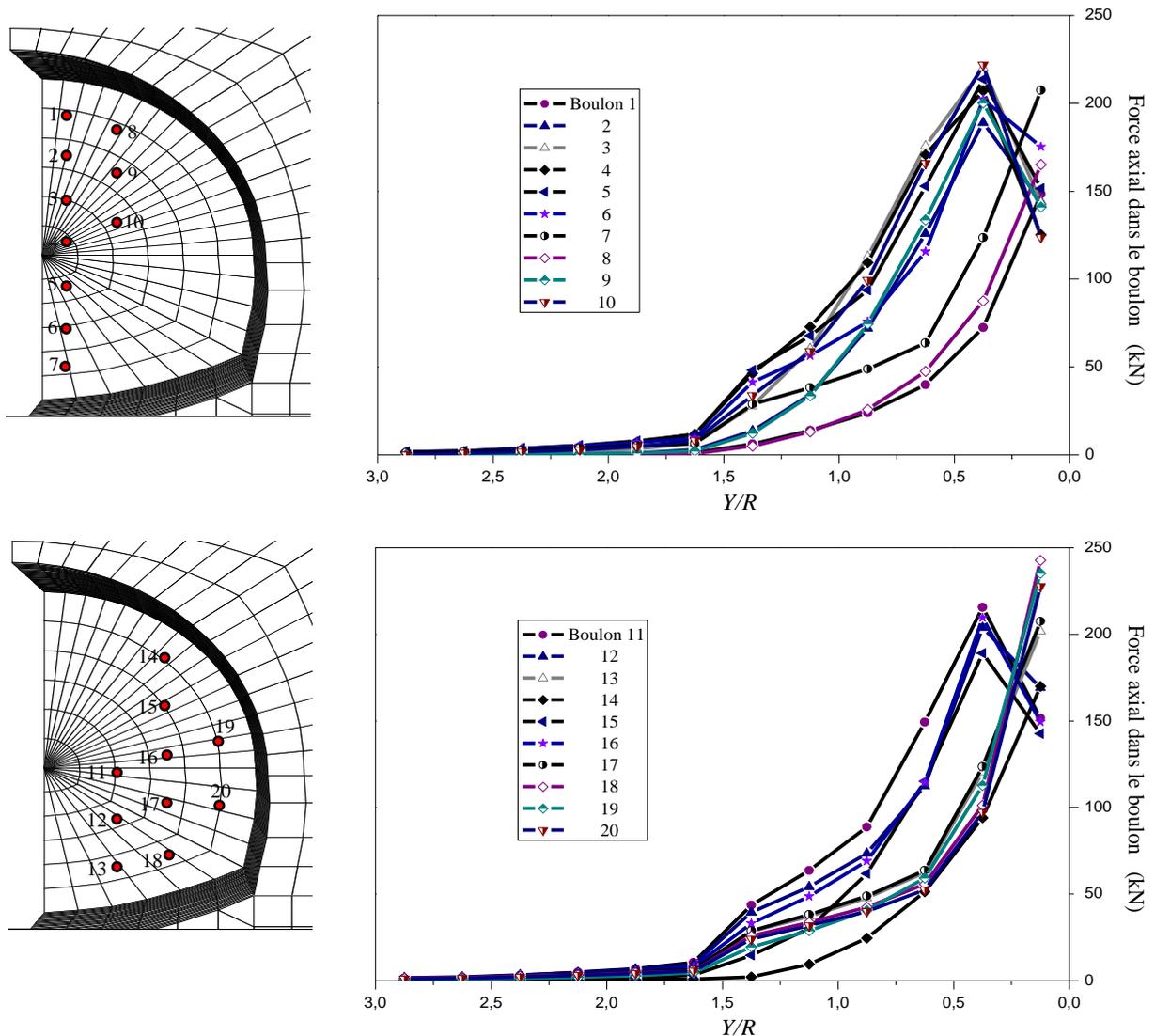


Figure 7.23 : Distribution des efforts axiaux dans les boulons frontaux.

La figure 7.24 nous permet de voir les zones plastiques dans le cas sans renforcement et celui d'un renforcement du front. L'extension de la zone plastifiée à l'avant du front de taille est réduite d'environ 1,5 m lorsque 40 boulons sont mis en place. On peut également observer que les boulons les plus chargés se trouvent dans la moitié inférieure du front de taille.

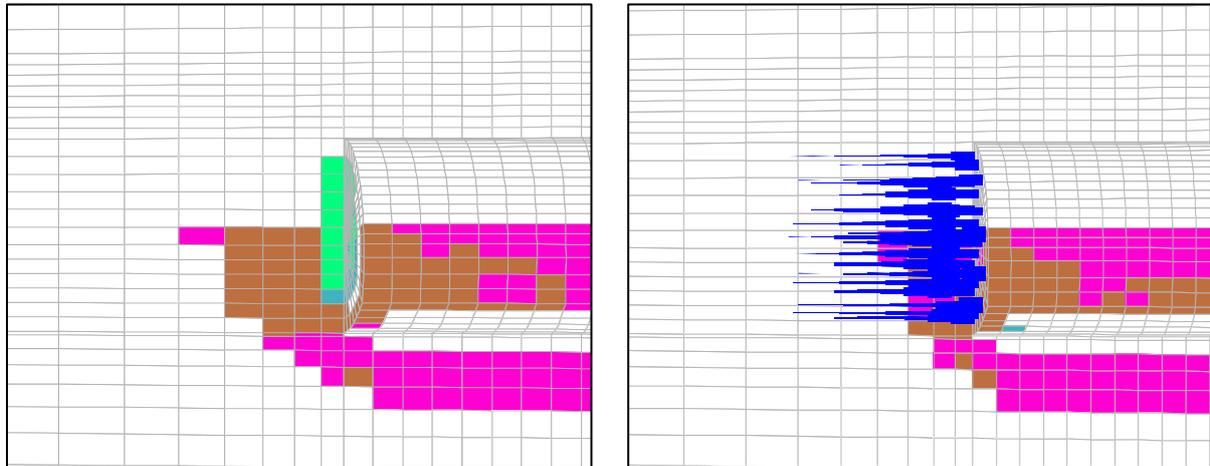


Figure 7.24 : Diffusion de la plasticité. a) Cas sans renforcement. b) Cas de renforcement par 40 boulons.

7.5.1.3 Influence du décalage de pose du radier

Dans le troisième cas d'analyse, nous nous sommes attachés à étudier l'influence du décalage de pose du radier sur le comportement global de notre tunnel. Trois calculs permettent de mettre en évidence cet effet : il s'agit des simulations 5 et 6 présentés dans le tableau 7.3 ainsi que le cas de référence où le radier est placé à 6 m derrière le front.

7.5.1.3. A Mouvements en surface et autour du tunnel

Le décalage de pose du radier par rapport au front de l'ordre de 9 à 1,5 m influe de manière accrue sur le tassement en surface comme le montre la figure 7.25. En termes de tassement maximal final, on peut noter qu'un radier placé à 1,5 m derrière le front peut réduire le tassement de 50% par rapport au cas avec un radier à 9 m du front et de 32% pour une distance de 6 m, par contre le rapport $S_{\text{front}}/S_{\text{stabilisé}}$ augmente quand le tassement diminue (il passe dans notre cas de 39% à 49%). De plus, on observe qu'un radier est placé le plus proche possible du front (tableau 7.4) conduit à empêcher la convergence du tunnel et, en conséquence, le volume perdu en surface V_s sera réduit. Une réduction de l'ordre de 42% de ce volume lorsque le radier se déplace de 9 m à 1,5 m.

Il est admis selon Lunardi (2008) que la stabilité du front de taille augmente lorsque le radier est placé près du front. Néanmoins, la figure 7.26 met en évidence que le décalage de pose du radier n'a qu'une faible incidence sur l'extrusion. Un décalage de 9 m du radier conduit à une extrusion qui ne dépasse pas 8% par rapport au radier placé à 1,5 m du front. Ce phénomène peut être justifié par le fait que le noyau d'avancement semble suffisamment bloqué par le présoutènement et l'extrusion augmente donc d'une manière très faible.

Selon ces deux résultats, on peut affirmer que l'effet du décalage du radier est moins sensible que l'influence du boulonnage. Avec une densité de 0,66 b/m², l'extrusion maximale est plutôt inférieure à celle obtenue avec un radier placé 1,5 m du front.

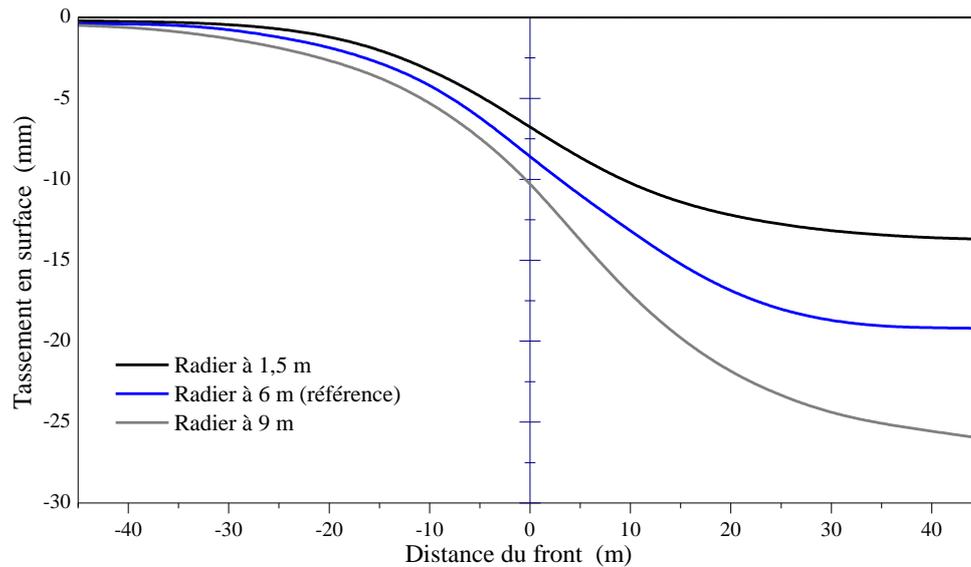


Figure 7.25 : Influence du décalage du radier sur les tassements en surface.

Tableau 7.4 : Influence du décalage du radier sur la largeur de la cuvette et les pertes de volume.

Radier placé à	S_{max} (mm)	i (m)	V_s (m ³ /m)
1,5 m	13,8	18,6	0,641
6 m	19,8	17,7	0,885
9 m	26	17,04	1,107

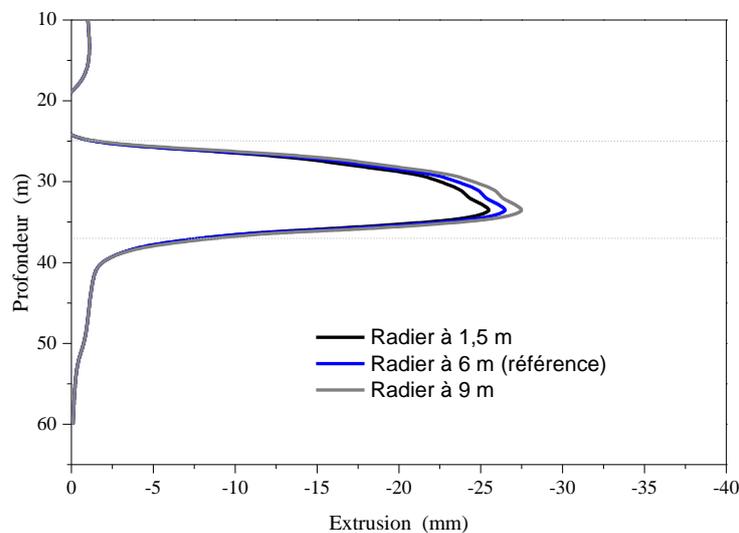


Figure 7.26 : Influence du décalage du radier sur l'extrusion.

7.5.1.3. B Convergence radial en clé et soulèvement en radier

L'effet du décalage du radier sur la convergence en clé du tunnel et sur le soulèvement du radier est représenté respectivement sur les figures 7.27 et 7.28. Point de vue convergence (voir Fig. 7.27), l'effet de la pose du radier est plutôt remarquable. Un radier placé à 1,5 m derrière le front peut réduire la convergence finale de 25% par rapport au cas de référence (radier à 6 m) et de 40 % pour une distance de 9 m. En ce qui concerne l'évolution de la pré-convergence (autant

dire la convergence survenue en avant du front), l'atténuation de ces déplacements est moins évidente : les calculs donnent une convergence de l'ordre de 14 mm au front pour un radier distant de 1,5 m.

Pour ce qui est du soulèvement en radier (Fig. 7.28), l'analyse de résultats obtenus atteste également d'une influence suffisamment importante de la position du radier. L'augmentation du soulèvement est d'environ 42% pour 6 m du décalage et qui monte à 47% pour 9 m. En fait, sur le chantier, le soulèvement du radier contre-voûté est moins perceptible du fait de la présence ininterrompue des engins. Par contre, dans d'autres cas d'études, le retard de la mise en place du radier peut causer de graves dégâts tant en surface qu'au voisinage du front de tunnel.

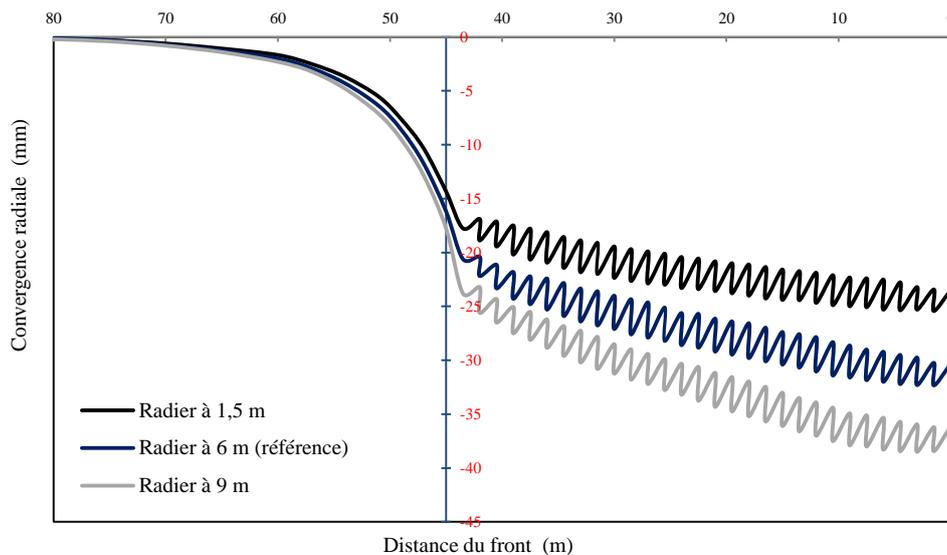


Figure 7.27 : Influence du décalage du radier sur la convergence en clé du tunnel.

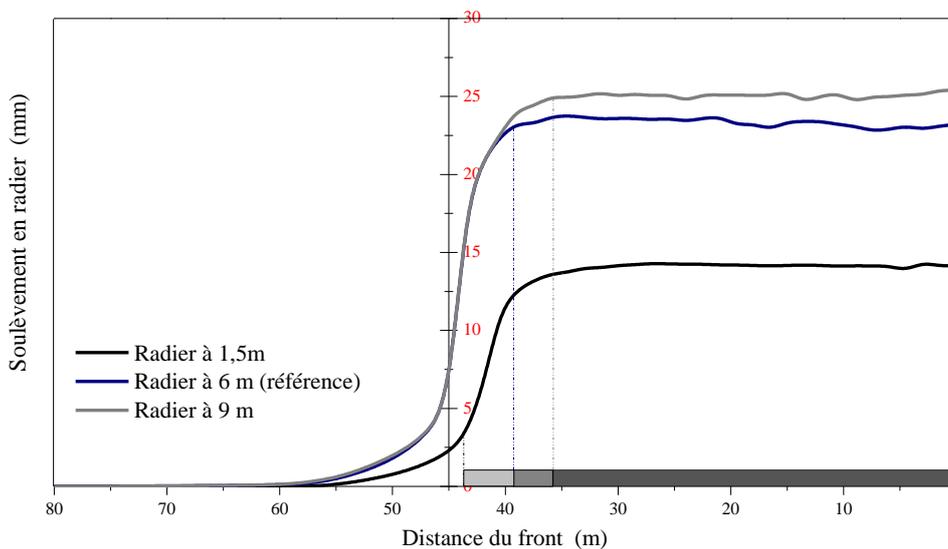


Figure 7.28 : Influence du décalage du radier sur le soulèvement en radier.

La forme finale de la structure du soutènement a été modifiée par la mise en place du radier. L'allure de la déformation du soutènement est portée sur la figure 7.29. On remarque qu'un radier mis en place au plus proche du front induit incontestablement des déformations plus faibles dans

le soutènement. La différence entre les résultats exhibés des trois cas étudiés en demi-convergence reste toutefois importante.

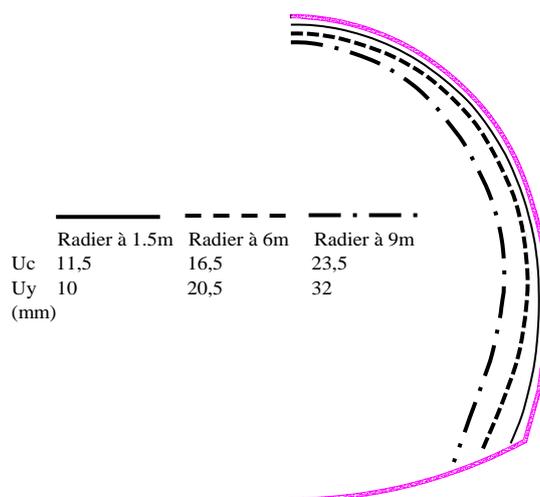


Figure 7.29 : L'effet du décalage du radier sur la déformation du soutènement.

7.5.1.3. C Efforts internes

Il pourrait d'ailleurs être intéressant dans ce dernier paragraphe d'analyser l'effet du retard de radier sur les efforts internes engendrés dans les éléments du soutènement. Les valeurs maximales du moment fléchissant et de l'effort tranchant se situent toujours à la zone de liaison entre la voûte et le radier contre-voûté. Les moments de flexion maximaux sont représentés dans la figure 7.30. On peut constater que la position du radier joue un rôle déterminant dans les résultats obtenus. Un radier placé à 1,5 m derrière le front peut augmenter le moment final de 82% par rapport au cas de référence (radier à 6 m) et de 128% pour une distance de 9 m. Il est toutefois nécessaire de prendre en considération la position exacte du radier pour dimensionner le soutènement afin d'éviter, dans la mesure de possible une éventuelle rupture de piedroit.

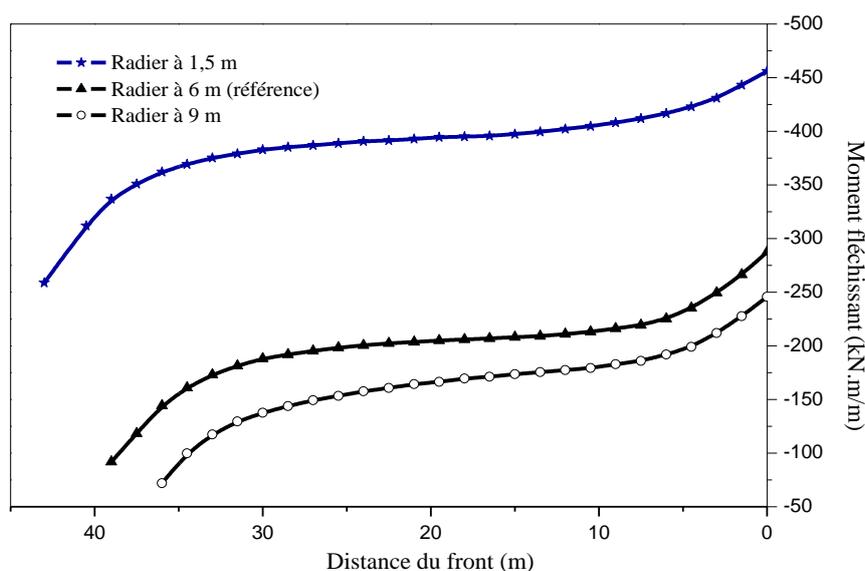


Figure 7.30 : Influence du décalage du radier sur le moment fléchissant.

De même pour l'évolution de l'effort tranchant, comme indiqué dans la figure 7.31. Les écarts sont cependant d'un ordre de grandeur inférieur à celui de moment fléchissant. Les résultats montrent qu'un radier mis en place à 9m derrière le front entraîne une minimisation des efforts tranchants d'environ 17% vis-à-vis du cas de référence et 100% pour un radier proche de 1,5 m du front de taille. On peut arriver à la conclusion que la fermeture du soutènement par un radier contre-voûté sans retard permet de réduire les tassements en surface de manière significative, mais les efforts internes seront maximisés.

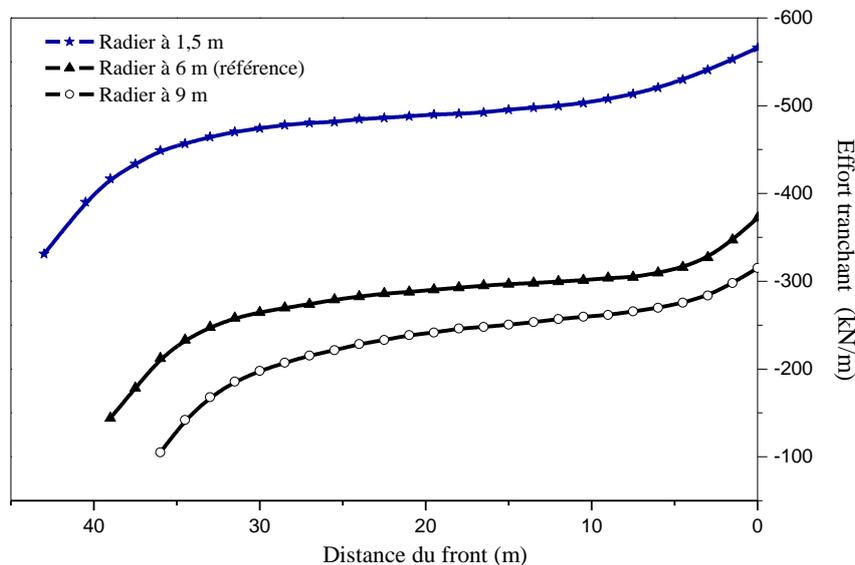


Figure 7.31 : Influence du décalage du radier sur l'effort tranchant.

7.6 Conclusion

Ce dernier chapitre a été dédié à l'analyse numérique du renforcement de noyau d'avancement d'une section du tunnel Sud de Toulon en examinant principalement l'apport du boulonnage sur les mouvements du massif encaissant. Les confrontations entre les résultats numériques et les mesures montrent qu'une fois les différents paramètres de la couche traversée par le tunnel auront bien été ajustés, et la procédure du creusement et du renforcement aura été rigoureusement suivie, le calage final du modèle tridimensionnel sera en excellente adéquation avec les données expérimentales. On peut donc mettre en évidence les points suivants :

- L'analyse des résultats a mis en évidence que le renforcement du front de taille par des boulons en fibres de verres joue un rôle primordial sur la diminution des tassements en surface et notamment de l'extrusion.
- Le renforcement du noyau par voûte parapluie se répercute par contre peu sur la réduction des mouvements, soit en surface ou autour du tunnel. Ce système est, en fait, considéré selon Lunardi (2008) comme étant protecteur contre les risques d'effondrement dans les massifs tendres. Dans la pratique courante, la mise en place des barres d'acier est généralement associée à un soutènement par cintre formant un arc, qui s'appuie directement sur le cintre placé immédiatement derrière le front de taille. L'efficacité de ce système repose par conséquent sur la qualité du calage des barres, c'est pour cette raison que le véritable rôle de la voûte n'est pas apparu dans notre simulation.

- Les efforts internes dans le soutènement du tunnel sont influencés par la stabilité du front de taille. On observe qu'un front renforcé peut légèrement augmenter les efforts, car des charges supplémentaires sont transférées sur le soutènement du fait de blocage de volume extrudé. En plus, l'analyse numérique 3D conduit à des valeurs d'efforts 1,7 fois supérieures à celles prédites en 2D.
- Le comportement des boulons peut être décrit en trois zones :
 - Une zone où le chargement des boulons croît jusqu'à atteindre une valeur pic sur un tronçon estimé d'environ $0.4R$.
 - Une zone d'ancrage où l'effort axial décroît jusqu'à une distance de $1,5R$.
 - Une troisième zone où l'interaction entre le sol et les boulons devient très faible.
- Dans notre cas d'études, les forces axiales dans les boulons restent inférieures à leur résistance ultime.
- Le décalage de pose du radier contre-voûté induit une très forte amplification des tassements en surface et affecte aussi le soulèvement en radier, alors que son influence sur l'extrusion semble minime. En outre, on observe que toutes les procédures cherchant à réduire les déformations du massif ont provoqué une augmentation des sollicitations du soutènement.

CONCLUSION GENERALE

Le travail de recherche présenté dans ce mémoire de thèse était de contribuer à l'étude numérique du comportement de noyau d'avancement d'un tunnel renforcé par boulonnage. Ces objectifs sont l'amélioration de la compréhension de différents phénomènes intervenant sur le chantier pour faire progresser les connaissances, notamment dans le domaine numérique. Pour atteindre cette finalité, la validation de nos modèles est considérée comme une étape prépondérante qu'elle ne peut se faire qu'à partir de données expérimentales réelles. Dans le cadre de cette thèse, le tunnel Sud de Toulon situé dans une zone urbaine servait de support à la confrontation des différentes procédures mises en œuvre.

Ce mémoire est structuré en trois parties principales :

- La première partie qui concerne la recherche bibliographique est dédiée aux mouvements induits par le creusement d'un tunnel, aux diverses approches de prévisions des tassements, puis aux techniques du renforcement du front et sa répercussion sur la stabilité.
- Une deuxième partie présente une description de projet du tube Sud de Toulon (contexte géologique-géotechnique, techniques de creusement et de renforcement, pilotage du creusement du tunnel ...), ainsi que le système d'auscultation mis en place dans une section située au PM 880. Le recueil et l'analyse des données sont également présentées.
- La dernière partie de ce mémoire a été consacrée à la modélisation numérique du problème. Deux calculs ont été considérés : une rétro-analyse numérique bidimensionnelle d'une part, et une simulation tridimensionnelle où les boulons du renforcement et leurs interactions sont modélisés individuellement d'autre part.

L'étude bibliographique menée par la première partie a permis de mettre en évidence les points suivants :

L'estimation des tassements avec précision en se servant des méthodes empiriques semble influencée par plusieurs facteurs, tels que la forme du tunnel, l'hétérogénéité des terrains, et même la méthode d'excavation. Ces méthodes restent utiles au stade d'études préliminaires compte tenu de la complexité des phénomènes en jeu. Du côté d'approches analytiques, elles sont des outils d'analyse présentant de grands avantages mais restent limitées et obéissent à des hypothèses restrictives. Afin de lever ces inconvénients, les méthodes numériques sont fortement recommandées. Du point de vue pratique, les simulations bidimensionnelles basées sur le principe de la méthode convergence-confinement sont les plus répandues, mais restent tout de même destinées à des cas simplifiés. Étant donné le caractère tridimensionnel du problème à étudier, seule l'approche numérique tridimensionnelle est à même d'évaluer de manière certaine les mouvements du front et de prendre en compte l'effet de présoutènement.

De nombreuses études ont été menées afin de mieux saisir le comportement de tunnel renforcé par inclusions linéiques et établir des règles pour le dimensionnement de cette technique. Une grande complexité a été remarquée concernant la modélisation de sol/boulon, car leurs paramètres et lois d'interactions sont vraiment difficiles à mesurer. La majeure partie des approches proposées dans la littérature reposent sur un certain nombre d'hypothèses permettant de prédire plus ou moins les déplacements du sol autour de l'ouvrage. Néanmoins, la modélisation numérique tridimensionnelle avec discrétisation complète des inclusions et leurs interactions s'avère de nouveau la plus fiable pour simuler le comportement réel des différents systèmes de présoutènements.

Le projet de réalisation du tube Sud du tunnel de Toulon présenté dans la deuxième partie a permis de libérer les rues du centre-ville en favorisant un développement de nouvelles formes de mobilités. Il a concouru à l'amélioration de la qualité de vie des citoyens en réduisant les nuisances. Compte tenu de l'extrême complexité géologique du site, et de la nature très hétérogène des terrains, il a fallu employer l'approche ADECO-RS pour la conception et la réalisation du tunnel. Plusieurs profils de soutènement ont été prévus selon les difficultés rencontrées : dans la majorité du tracé, un présoutènement par voûte parapluie, pré-confinement du front par boulons de fibre de verre, soutènement HEB et BP ont été choisis.

L'instrumentation installée sur le chantier a conduit d'une part, à décrire finement les phénomènes engendrés en surface et au sein du massif encaissant, et d'autre part à adapter en temps réel le creusement et le renforcement en fonction du comportement observé. Toutes les informations recueillies ont ensuite été enrichies par les mesures enregistrées sur une section située au jardin Alexandre 1^{er}. L'analyse des résultats de cette section a mis en lumière que tous les ordres de grandeur mesurés se trouvent dans les limites acceptables, cela confirme que le système de renforcement retenu (voûte parapluie + boulonnage au front) semble plus adéquat au creusement du tunnel.

L'étape suivante du travail a donc consisté à mettre au point un modèle numérique 2D et 3D permettant de prendre en compte l'essentiel des phénomènes se produisant lors du creusement du tunnel. Les calculs ont ensuite été validés à partir des résultats issus de l'analyse des mesures in-situ. Tout d'abord, les modélisations numériques 2D ont fait apparaître un grand écart entre les différents résultats compte tenu de l'incertitude sur les valeurs des paramètres de la couche du Socle. Pour pallier à ce problème, une rétro-analyse a été faite en ajustant les caractéristiques géomécaniques de cette couche jusqu'à retrouver avec une bonne adéquation les résultats de mesures. Cette analyse a permis de montrer qu'il est indispensable de confronter tous les calculs aux mesures afin d'optimiser avec précision les paramètres recherchés ainsi que le taux de déconfinement. L'utilisation du modèle de Mohr-Coulomb pour simuler un tunnel creusé par la méthode conventionnelle n'a apparemment pas d'incidence sur la forme de la cuvette de tassements contrairement au creusement par tunnelier. Il semble par ailleurs que la prise en compte du présoutènement dans les analyses numériques 2D en déformations planes n'a pas d'influence sur les résultats.

Dans le dernier cas d'étude, on s'est intéressé en premier lieu à la simulation numérique 3D en modélisant le renforcement réel placé dans la section examinée. La bonne concordance entre les résultats des analyses numériques 2D/3D et les grandeurs mesurées in-situ confirme la pertinence des valeurs géomécaniques optimisées de la couche du Socle. Dans un second temps, l'impact des différents systèmes de présoutènements sur la réaction du massif environnant a été analysé. Cette étude nous ont permis de mettre en évidence que :

- Le renforcement du front de taille par des boulons en fibres de verres joue un rôle clé dans la diminution des tassements en surface et surtout de l'extrusion. Un faible nombre d'inclusions semble en mesure de maintenir le sol du noyau d'avancement dans un état stable.
- Le renforcement du noyau par voûte parapluie n'a que peu d'influence sur la limitation des mouvements, soit en surface ou autour du tunnel. Ce système est considéré comme étant protecteur contre les risques d'effondrement dans les massifs tendres. Sur le chantier, la mise en place des barres d'acier est généralement associée à un soutènement par cintre formant un arc, qui s'appuie directement sur le cintre mis en place immédiatement derrière le front. L'efficacité de ce système repose donc sur la qualité du calage des barres. En effet, il est très délicat de simuler numériquement l'appui du calage entre cintre/boulon, c'est pour cette raison que le véritable rôle de la voûte n'est pas apparu dans notre simulation.

- Le décalage de pose du radier contre-voûté a pour conséquence une très forte amplification des tassements en surface, y compris le soulèvement en radier, alors que son influence sur l'extrusion semble minime.

Au final, il faut noter que la pertinence d'une modélisation numérique est largement liée à une compréhension approfondie des opérations de construction, qui restent fondées sur une reconnaissance géologique et géotechnique préalable des terrains et des techniques mises en œuvre. L'instrumentation de surveillance demeure quotidiennement une source d'information utile aux ingénieurs afin d'anticiper toutes difficultés éventuelles et réagir le plus rapidement possible pour assurer un bon déroulement des travaux.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Addenbrooke TI, Potts DM, Puzrin AM. The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction. *Géotechnique* 1997;47(3):693–712.

AFTES. La méthode convergence confinement, recommandations, Tunnels et ouvrages souterrains 1983, n° 59., 32 p.

AFTES. Recommandations relatives : Les reconnaissances à l'avancement. N° p :26. 2008.

AFTES. Recommandations relatives aux: Méthodes d'auscultation des ouvrages souterrains. N° p :42. 2005.

AFTES. Recommendations on settlements induced by tunnelling. Paris; 1999.

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

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

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, Ogül K, Topal I, Poşluk E, Gicir A, Kucuk K, Aldas GU. Reducing deformation effect of tunnel with Non-Deformable Support System by Jointed Rock Mass Model. *Tunnelling and Underground Space Technology* 2014;40: pp. 218–227.

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* 2010;25(5):553-9.

Al Hallak R, Garnier J, Leca E. Experimental study of the stability of a tunnel face reinforced by bolts. In: Kusakabe EO, Fujita K, Miyazaki Y, editors. *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. Rotterdam: A.A. Balkema; 1999. p. 65-8.

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, Serafeimidis K. The dimensioning of tunnel face reinforcement. In: *ITA-AITES World Tunnel Congress "Underground Space – The 4th Dimension of Metropolises"*, Prague 2007.

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* 2015;47:162-81.

Attewell PB, Woodman JP. Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil. *Ground Engineering* 1982;15(7):13-22, 36.

Attewell PB, Selby AR. Tunnelling in compressible soils : large ground movements and structural implications, *Tunnelling and underground space technology*, 1989;vol. 4, n°4:pp. 134-142.

Attewell PB. An overview of site investigation and long-term tunnelling induced settlement in soil, Engineering geology of underground movements, Geological Society Engineering Geology Special Publication, 1987;n°5:pp. 55-61.

Attewell PB. Ground movements caused by tunnelling in soil, Conference on Large Ground Movements and Structures, cardiff 1977:pp. 812-984

Attewell PB, Yeates J, Selby AR. Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures, London: Blackies. Sons Ltd, 1986 :pp. 64-74.

Benmebarek S, Kastner R. Modélisation numérique des mouvements de terrain meuble induits par un tunnelier. Canadian Geotechnical Journal 2000;37(6): 1309-24.

Bernat S. Modélisation du creusement d'un tunnel en terrain meuble qualification sur chantier expérimental, Th: Sci. : Ecole Centrale de Lyon. France 1996 :215p.

Bernat S, Cambou B, Dubois P. Assessing a soft soil tunnelling numerical model using field data. Géotechnique 1999;49(4):427-52.

Bernaud D, Maghous S, De Buhan P, Couto E. A numerical approach for design of bolt-supported tunnels regarded as homogenized structures. Tunnell Undergr Space Technol 2009;24(5):pp. 533–546.

Bernaud D, Benamar I, and al. La nouvelle méthode implicite pour le calcul des tunnels dans les milieux élastoplastiques et viscoplastiques, Revue française de géotechnique 1994 ;n° 68 :pp. 608-616.

Bernaud D, De Buhan P, Maghous S. Numerical simulation of the convergence of a bolt-supported tunnel through a homogenisation method, Int. J. Num. Anal. Methods in Geomech 1995;vol, 19:pp. 267-288.

Bolton MD, Dasari GR, Britto AM. Putting small-strain nonlinearity into Modified Cam Clay model. In: Proc. of the 8th Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Morgantown, West Virginia 1994;537-542.

Bourgeois E. Analyse numérique tridimensionnelle des tassements provoqués par le creusement d'un tunnel par la technique du prédécoupage mécanique : Application à la traversée souterraine de Toulon. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées - 237 - mars-avril 2002 ; réf. 4396 : pp. 37-57.

Bouvard A, BoidY E, Colombet G. Validation des méthodes de dimensionnement du confortement du front de taille des tunnels profonds. Application au tunnel de Tartaiguille. AFTES journées d'études internationales de Paris octobre 1999.

Calvello M, Taylor RN. Centrifuge modelling of a pile reinforced tunnel heading. In: Kusakabe EO, Fujita K, Miyazaki Y, editors. Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Rotterdam: A.A. Balkema 1999 :p. 313-8.

Chapeau C. Auscultation du sol pendant le creusement, Tunnels et ouvrages souterrains 1991 ; N° 107 : pp. 235-245.

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, 2006;22(4), pp 450-466.

Clough GW, Schmidt B. Design and performance of excavations and tunnels in soft clay. In: Brand EW, Brenner RP, editors. Soft Clay Engineering. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company 1981: p. 569-636.

Clough GW, Schmidt B. Design and performance of excavation and tunnels in soft clay : state of the art report, Int. Symp. On soft clay, Bangkok 1977:pp. 980-1032.

Cording EJ, Hansmire WH. Displacement around soft ground tunnels. In: Proceedings of the 5th Pan-American Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering. Buenos Aires, Argentina 1975 :p. 571-633.

Cording EJ, Hansmire WH. Les déplacements autour des tunnels en terrain tendre, Tunnels et ouvrages souterrains, Septembre/Octobre 1977 ;N° 23 :pp.221-225.

Cording EJ, Hansmire WH. Displacements around soft ground tunnels: General report. In: Proc. of the 5th Pan American CSMFE, Buenos Aires, Balkema, Rotterdam 1979; 571-632.

Corbetta F, Bernaud D, Nguyen-Minh D. Contribution à la méthode convergence-confinement par le principe de similitude. Revue Française de Géotechnique 1991 ; 54, pp. 5-11.

De Buhan P, Mangiavacchi R, Nova R, Pelligrini G, Salençon J. Yield design of reinforced earth walls by a homogenization method. Geotechnique 1989; 39:pp.189-201.

Detournay E, Fairhurst CA. Two dimensionnal elastoplastic analysis of deep cylindrical tunnel under non hydrostatic loading. Int. J Rock Mech Mining Sci 1987 ;vol. 24 :pp 197-211.

Dias D, Bourdeau Y. Comportement en ancrage de boulons en fibre de verre scellés au coulis de ciment, Recueil de communications des 16ème rencontres annuelles de l'AUGC, Reims (France) 1998 : 8 p.

Dias D, Kastner R, Dubois P. Tunnel face reinforcement by bolting: strain approach using 3D analysis. In: Tunnelling under Difficult Conditions and Rock Mass Classification, Proceedings of One Day Seminar and International Conference. Basel 1997 :pp. 163-74.

Dias D, Bourdeau Y. Etude phénoménologique du comportement en ancrage de boulons scellés au coulis, Recueil de communications du congrès de l'association internationale de géologie de l'ingénieur et de l'environnement, Vancouver (Canada) 1998 :8 p.

Dias D. Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage - Etude numérique et application à un cas réel en site urbain. Thèse Doc. Lyon : INSA de Lyon, France 1999 :320 p.

Dias D. Convergence-confinement approach for designing tunnel face reinforcement by horizontal bolting. Tunnelling and Underground Space Technology 2011;26(4):517-23.

Dias D, Kastner R. Modélisation numérique de l'apport du renforcement par boulonnage du front de taille des tunnels. Canadian Geotechnical Journal 2005 ;vol. 42 :pp. 1656- 1674.

Do NA, Dias D, Oreste P, Djeran-Maigre I. Three-dimensional numerical simulation of a mechanized twin tunnels in soft ground. Acta Geotechnica 2014;9:pp. 673-694.

Direction Régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et du logement (DREAL PACA). Traversée souterraine de Toulon : Réalisation du 2nd tube ; Réunion du Club des Concepteurs Routiers. Club des Concepteurs Routiers ; 18 juin 2009.

DREAL PACA. Tunnel de Toulon, un chantier hors normes ; 2015.

Duncan JM, Chang CY. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE 1970;96(5):1629-53.

Duncan JM, Seed RB, Wong KS, and al. A computer program for finite element analysis of dams, Department of civil engineering, Stanford University 1984: Report n° SU/GT/84- 03: 43 p.

Dyer MR, Hutchinson MT, Evans N. Sudden valley sewer: a case history. In R. J. Mair and R. N. Taylor, editors, International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London. Balkema 1996: pp 671-676.

Eclaircy-Caudron S, Dias D, Chantron L, Kastner R. Numerical modeling of a reinforcement process by umbrella arch. In: International Conference on Numerical Simulation of Construction

Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment (NSC06). London: Taylor & Francis 2006;pp. 165-76.

Egger P, Subrin D, Wong H. Behavior of a tunnel head reinforced by bolting: experimental study and theoretical modeling. In: Proceedings of the 9th International Society for Rock Mechanics Congress. Rotterdam: A.A Balkema 1999.

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.

Egger P. Dimensionnement des ancrages en souterrain, Lausanne : Société suisse de mécanique des sols et des roches 1978 ; n°98 : 34 p.

Emeriault F, Yan J, Kastner R. Validation d'une procédure de modélisation numérique des mouvements induits par un tunnelier de très grand diamètre dans les argiles molles. In : XXVIe Rencontres Universitaires de Génie Civil, Nancy juin 2008 :pp. 1-8.

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 2008;23:pp. 561–573.

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

Grasso P, Mahtab A, Pelizza S. Riqualficazione della massa rocciosa : un criterio per la stabilizzazione di gallerie, Gallerie e grandi opere sotterraneo 1989 ;Vol 39 :pp. 35-41.

Grasso P, Mahtab A, Ferrero AM, Pelizza S. The role of cable bolting in ground reinforcement, Soil and Rock Improvement in Underground Works, ATTI, Milano 1991; vol. 1:pp. 127-138.

Grasso P, Mahtab A, Pelizza S, Rabajoli G. Consideration for design of shallow tunnels, Int. Conf. Underground transportation infrastructures, Toulon 1993 :pp. 59-64.

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 de l'Ecole Polytechnique, Palaiseau 1993 :199 p.

Guilloux A, Bretelle S, Bienvenue F. Prise en compte des pré-soutènements dans le dimensionnement des tunnels. Revue Française de Géotechnique 1996 ; 76, pp. 3–16.

Hejazi Y, Dias D, Kastner R. Impact of constitutive models on the numerical analysis of underground constructions. Acta Geotechnica 2008;3(4):251-8.

Hejazi Y. Influence de la prise en compte des modules en petites déformations des sols sur la modélisation numérique d'ouvrages géotechniques. Thèse de doctorat de l'INSA de Lyon, France 2010.

Hirata R, Yashiro K, Haga Y, Ueno H, Asakura T. The effects of long face bolts on face stability in the squeezing ground. In: Anagnostou G, Ehrbar H, editors. Proceedings of ITAWorld Tunnel Congress, Underground e The Way to the Future. London: Taylor & Francis Group 2013: pp. 677-84.

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 2008;23(2):120-7.

Indraratna B, Kaiser PK. Design for grouted rock bolts based on the convergence control method, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. abstr 1990;vol. 27:no 4:pp. 269-281.

- Indraratna B, Kaiser PK.** Stabilization of underground openings in jointed rock, 15th Canadian rock mechanics symposium, Toronto 1988:pp. 195-206.
- Indraratna B.** Effect of bolts on failure modes near tunnel openings in soft rock, *Géotechnique*, 1993;43, n°3:pp. 433-442.
- Itasca Consulting Group.** FLAC2D user's manual. Minneapolis: Itasca Consulting Group; 2009.
- Itasca Consulting Group.** FLAC3D user's manual. Minneapolis: Itasca Consulting Group; 2005.
- Janbu N.** Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests, European conf. On soil mechanics and foundation engineering, Wiesbaden, Germany 1963;Vol. 1:pp. 19-25.
- Janin JP, 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* 2015;195:42-52.
- Janin JP.** Tunnels en milieu urbain: Prévisions des tassements avec prise en compte des effets de pré-soutènements (renforcement du front de taille et voûte parapluie). PhD Thesis. Lyon, France: INSA de Lyon; 2012.
- Jassionnesse C.** Contrôle de la déformation du massif renforcé par boulonnage au front de taille d'un tunnel, Thèse de doctorat, INSA de Lyon, France 1998 :234 p.
- Jassionnesse C, Dubois P, Saitta A.** Tunnel face reinforcement by bolting, soil bolts homogenisation strain approach, Proc. Symp, Geotechnical aspects of underground constructions in soft ground, London 1996:pp. 373-378.
- Jenck O, Dias D.** Numerical analysis of the volume loss influence on building during tunnel excavation. Third International FLAC Symposium—FLAC and FLAC3D numerical modelling in geomechanics, Sudbury. Canada 2003.
- Juneja A, Hedge A, Lee FH, Yeo CH.** Centrifuge modelling of tunnel face reinforcement using forepoling. *Tunnelling and Underground Space Technology* 2010;25(4):377-81.
- Kamata H, Mashimo H.** Centrifuge model test of tunnel face reinforcement by bolting. *Tunnelling and Underground Space Technology* 2003;18(2e3):205-12.
- Karakus M.** Appraising the methods accounting for 3D tunnelling effects in 2D plane strain FE analysis. *Tunnelling and Underground Space Technology* 2007;22(1):47-56.
- Kielbessa S, Duddeck H.** Stress-strain fields at the tunneling face. Three dimensionnal analysis for two dimensionnal technical approach, *Rock Mech And Rock Eng*, 1991; Vol 24:pp1203-1209.
- Kim SH, Baek SH, Moon HK.** A study on the reinforcement effect of Umbrella Arch Method and prediction of tunnel crown and surface settlement. In: Erdem Y, Solak T, editors. *Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future*, Proceedings of the International World Tunnel Congress and the 31st ITA General Assembly. London: Taylor & Francis Group 2005.
- Leca E, Dormieux L.** Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material, *Géotechnique* 1990;Vol 40, N°4:pp. 581-606.
- 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.
- Le Bissonnais H, Serratrice JF, BETH M.** Traversée souterraine de Toulon – deuxième tube : l'auscultation, outil de pilotage. CFMS – Auscultation en géotechnique - 12 Juin 2008.
- Lee YL.** Prise en compte des non linéarités de comportement des sols et des roches dans la modélisation du creusement d'un tunnel, Thèse de doctorat de l'Ecole nationales des Ponts et Chaussées, 1994 :310 p.

- Lee KM, Rowe RK.** An analysis of three-dimensional ground movements: the Thunder Bay tunnel. *Can. Geotech* 1991;J. 28:pp. 25–41.
- Li B, Hong Y, Gao B, Qi TY, Wang ZZ, Zhou JM.** Numerical parametric study on stability and deformation of tunnel face reinforced with face bolts. *Tunnelling and Underground Space Technology* 2015;47:73-80.
- Liu C, Zhang Z, Regueiro RA.** Pile and pile group response to tunnelling using a large diameter slurry shield – Case study in Shanghai. *Computers and Geotechnics* 2014;59:pp. 21–43.
- Longanathan N, Poulos HG.** Analytical prediction for tunnelling induced ground movements in clays. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Enging. ASCE*, 1998; Vol.124, n° 9: pp 846-856.
- Lunardi P, Bindi R, Focaracci A.** Nouvelles orientations pour le projet et la construction des tunnels dans des terrains meubles. Etudes et expériences sur le préconfinement de la cavité et la préconsolidation du noyau au front, Colloque international, Tunnels et Microtunnels en terrain meuble, Paris, Presses de l'ENPC 1989 :pp. 625-644.
- Lunardi P.** Conception et exécution des tunnels : rôle et résultats de la recherche expérimentale, *Revue Française de Géotechnique*, 1998 ;No 84 :pp.49-64.
- Lunardi P.** Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols, présoutènement et préconfinement, *Revue Française de Géotechnique*, 1997 ;No 80 :pp. 17-34.
- Lunardi P.** Design and construction of tunnels e analysis of controlled deformation in rocks and soils (ADECO-RS). Berlin: Springer; 2008.
- Mair RJ, Taylor RN, Bracegirdle A.** Subsurface settlement profiles above tunnels in clays. *Géotechnique* 1993;43(2):315-20.
- Mair RJ, Taylor RN.** Bored tunnelling in the urban environment. In: *Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Rotterdam: A.A. Balkema 1997;p. 2353-85.
- Mair RJ, Taylor RN, Burland JB.** Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling. *Proceedings International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, London 1996: pp. 713-718.
- 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* 2012;31: pp. 68–79.
- Manh HT, Sulem J, Subrin D, Billiaux D.** Anisotropic Time-Dependent Modeling of Tunnel Excavation in Squeezing Ground. *Rock Mech Rock Eng* 2015;48:pp. 2301–2317.
- Marti J, Cundall PA.** Mixed discretization procedure for accurate solution of plasticity problems, *Int. J. Num. Methods Eng* 1982;Vol 6:pp. 129-139.
- Martos F.** Concerning an approximated equation of subsidence trough and its time factor. *Int strata control eng. Leipzig, Germany* 1958; pp 112-120.
- Masin D, Herle I.** Numerical analyses of a tunnel in London clay using different constitutive models. In: *Proc. of the 5th Int. Symp. On Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Amsterdam, the Netherlands 2005; pp. 595-600.
- Mémier B, Madier C, Perrodo M.** Modélisation 3D du creusement d'un tunnel, *Tunnels et ouvrages souterrains*, 1995 ;n° 129 :pp. 160-164.
- Melis M, Medina L, Rodriguez JM.** Prediction and analysis of subsidence induced by shield tunnelling in the Madrid Metro extension. *Canadian Geotechnical Journal* 2002;39(6):1273-87.

- Mermet M, Guilloux A, Le Bissonnais H.** Deuxième tube de la traversée souterraine de Toulon: du chantier à la conception. Géoline. France: Lyon 2005.
- Mestat P.** Finite element mesh for geotechnical structures. Advice and recommendations. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées 1997.
- Migliazza M, Chiorboli M, Giani GP.** Comparison of analytical method, 3D finite element model with experimental subsidence measurements resulting from the extension of the Milan underground. Computers and Geotechnics 2009;36(1e2):113-24.
- Modaressi H.** Modèles numériques pour la prédiction : 1. Des tassements en surface engendrés par l'avancement des tunneliers, BRGM, 1993 :51 p.
- Moh ZC, Ju DH, Hwang RN.** Ground movements around tunnels in soft ground. In R. J. Mair and R. N. Taylor, editors, International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London. Balkema 1996: pp 725–730.
- Möller SC, Vermeer PA.** Simulation of the NATM using 2D and 3D numerical analyses. FELSBAU 2006a; vol. 24, n° 2:pp. 52–58.
- Möller SC, Vermeer PA.** On numerical simulation of tunnel installation. Tunneling and Underground Space Technology 2008;vol. 23:pp. 461-475.
- Möller SC, Vermeer PA.** Tunnel induced settlements and structural forces in linings. Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart, Tag der mündlichen Prüfung 2006b.
- Monnet A, Jahangir E. Preliminary.** 3D Modelling of Structural behaviour of Face Bolting and Umbrella Arch in Tunneling; Plaxis Bulletin I autumn issue 2014.
- Mroueh H, Shahrour I.** A simplified 3D model for tunnel construction using tunnel boring machines. Tunnelling and Underground Space Technology 2008;23(1): 38-45.
- Mroueh H.** Tunnels en site urbain: Modélisation numérique et interaction creusement-ouvrages existants, These : Génie Civil: Ecole Centrale de Lille: France 1998 :132 p.
- Muir Wood AM.** Ground behavior and support for mining and tunneling, Proc. Tunnelling 79, IMM. London 1979 : pp. 11–12.
- Naylor DJ.** A study of reinforced earth walls allowing strip slip, Symp. ASCE, Earth reinforcement, Pittsburg 1978:pp. 618-643.
- New BM, Bowers KH.** Ground movement model validation at the Heathrow Express trial tunnel. In: Tunnelling'94. Springer; 1994 :pp. 301-29.
- New BM, O'Reilly MP.** Tunnelling induced ground movements; predicting their magnitude and effects. In 4th Int. Conf. Ground Movements and Structures, Cardiff 1991: pp.671-697.
- 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:pp 43–58.
- O'Reilly MP, New BM.** Settlements above tunnels in the United Kingdom e their magnitudes and prediction. In: Tunnelling'82. London: Institution of Mining & Metallurgy; 1982. pp. 173-81.
- Ollier C.** Etude expérimentale de l'interaction sol-machine lors du creusement d'un tunnel peu profond par tunnelier à pression de boue, Thèse de l'INSA de Lyon, 1997, 323 p.
- Oke J, Vlachopoulos N, Diederichs MS.** Numerical analyses in the design of umbrella arch systems. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 2014;6(6):546-64.
- Ollier C.** Etude expérimentale de l'interaction sol-machine lors du creusement d'un tunnel peu profond par tunnelier à pression de boue. PhD Thesis. Lyon, France: INSA de Lyon; 1997:p. 323.

- Oreste P.** Face stabilization of deep tunnels using longitudinal fibreglass dowels. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 2013;58:pp.127-40.
- Oreste PP, Dias D.** Stabilisation of the excavation face in shallow tunnels using fibreglass dowels. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 2012;45(4):499-517.
- Oreste PP, Peila D.** Radial passive rockbolting in tunnelling design with a new convergence-confinement model, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech* 1996;vol. 33, no 5:pp. 443-454.
- Oteo CS, Sagaseta C.** Prediction of settlements due to underground openings, *Int. Symp. On numerical models in geomechanics*, Zurich 1982:pp. 653-659.
- Oteo CS.** Urban tunnels in hard soils. In: *Proceedings of the 1st Symposium on Hard Soils and Soft Rocks*. Athènes 1993 :pp. 2063-98.
- Panet M.** Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. *Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, France 1995.
- Panet M.** Contribution à l'étude des affaissements superficiels provoqués par le creusement de galeries souterraines, Paris : LCPC 1969 :24 p.
- Panet M.** Tunnel reinforcement by bolts in tunnelling, *Int. Cong. Cons. Del suolo e delle roccia nelu reazziloni in sotteraneo*, Milano 1991:pp. 31-41.
- Panet M, Guenot A.** Analysis of convergence behind the face of a tunnel. In: *Tunnelling'82*. London: Institution of Mining & Metallurgy 1982:pp. 197-204.
- Peck RB.** Deep excavations and tunneling in soft ground. State of the art report. In: *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Mexico 1969: pp. 225-90.
- Peck RB, Hendron AJ, Mohraz B.** State of the art of soft ground tunnelling, *Proceedings 1st rapid excavation tunnelling conference*, Chicago 1972;Vol. 1:pp. 259-286.
- Peila D.** A theoretical study of reinforcement influence on the stability of a tunnel face, *Geotechnical and Geological Engineering*, 1994;no 12:pp. 145-168.
- Peila D, Oreste PP, Pelizza S.** Study of the influence of sub-horizontal fiber-glass pipes on stability of a tunnel face, *North American Tunneling*, Rotterdam : Balkema, 1996:pp. 425-432.
- Pelizza S, Peila D, Oreste P.** A new approach for ground reinforcing design in tunnelling, *Cong. Int., Tunnelling and Undergroud Conditions*, Cairo 1994:pp. 517-522.
- Perazzelli P, Anagnostou G.** Stress analysis of reinforced tunnel faces and comparison with the limit equilibrium method. *Tunnelling and Underground Space Technology* 2013;38:87-98.
- Perazzelli P, Anagnostou G.** Comparing the limit equilibrium method and the numerical stress analysis method of tunnel face stability assessment. In: *TC28 – IS Roma, 7th Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Roma, Italy May 2011:pp16–18.
- Poupelloz B.** Tassements engendrés par le creusement des galeries de petite section à faible profondeur – exemples en région parisienne, Paris : Rapport du laboratoire régional de l'est parisien 1984 : 78 p.
- Powell DB, Sigl O, Beveridge JP.** Heathrow-Express – the design and performance of platform tunnels at Terminal 4. In *Tunnelling' 97*. The Institution of Mining and Metallurgy. London 1997; pp. 565-593.
- Rankin WJ.** Ground movements resulting from urban tunnelling, *Proc. Conf. Engineering geol. Underground movements*, Nottingham, London :Geological society, 1988:pp. 79-92.

- Robert J, Bernardet A.** Traversée souterraine de Toulon, Tunnel Nord, Calcul Note de calcul aux éléments finis, Paris : Simecsol, 1996 ; N° 82003 :59 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.
- Sagaseta C.** Evaluation of surface movements above tunnels. A new approach. In: Colloque International ENPC Interactions Soils Structures. Paris; 1987;p. 445-52.
- Shikora K, Ostermeier B.** Two-dimensional calculation model in tunnelling – Verification by measurement results and by spatial calculation. *Proceedings of the 6th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Innsbruck 1988; pp. 1499-1503.
- Schlosser F, Unterreiner Ph.** Le clouage dans les sols indurés et les roches tendres, Int. Conf. On geotechnical engineering of hard soils – Soft rocks, Rotterdam :Balkema, 1997:pp. 1791-1799.
- Schlosser F, Magnan JP, Holtz RD.** Construction géotechnique, *Comptes rendus du 11^{ème} congrès int. de mécanique des sols et des travaux de fondation*, San Francisco 1985 :pp. 211-254.
- Schmidt B.** Settlements and ground movements associated with tunnelling in soil, PhD. Thesis, University of Illinois, 1969:183 p.
- Selby AR.** Surface movements caused by tunnelling in two layer soil5. London: Geological Society, *Engineering Geology Special Publications*; 1988:p. 71-7.
- Serratrice JF, Magnan JP.** Analyse et prévision des tassements de surface pendant le creusement du tunnel nord de la traverse souterraine de Toulon. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées* 2002;237:5-36 .
- Serratrice JF.** Suivi du plot Chalucet, application à la prévision des tassements de surface. *Tunnel de la traversée souterraine de Toulon*, Aix-en-Provence 1999:31.
- Shahrou I, Ghorbanbeigi S.** Analyse tridimensionnelle du comportement des tunnels dans des terrains meubles, *Revue Française de Géotechnique*, 1996 ;N°76 :pp.17-23.
- Shin JH, Choi YK, Kwon OY, Lee SD.** Model testing for pipe-reinforced tunnel heading in a granular soil. *Tunnelling and Underground Space Technology* 2008;23(3):241-50.
- Shirlaw JN, Doran S.** Ground movements and settlements caused by tunneling for Singapore Mass Rapid Transit System. In: *Tunnelling'88*. London: Institution of Mining & Metallurgy 1988:p. 295-314.
- Song KI, Cho GC, Chang SB, Lee IM.** Beam-spring structural analysis for the design of a tunnel pre-reinforcement support system. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 2013;59:139-50.
- Song KI, Cho GC, Sim YJ, Lee IM.** Optimization of a pre-improvement support system for large underground excavation. *Tunnelling and Underground Space Technology* 2006;21(3e4):374.
- Song KI, Kim J. Cho GC.** Numerical analysis of pre-reinforced zones in tunnel considering the time-dependent grouting performance. *Journal of Korean Tunnelling Association* 2007;9(2):pp.109–120.
- St. John CM, Van Dillen DE.** Rockbolts: a new numerical representation and its application in tunnel design. In: *The 24th US Symposium on Rock Mechanics*. New York: Association of Engineering Geologists 1983:p. 13-26.
- Subrin D.** Etudes théoriques sur la stabilité et le comportement des tunnels renforcés par boulonnage, thèse de doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France 2002.

- Sugiyama T, Hagiwara T, Nomoto T, Nomoto M, Ano Y, Mair RJ, Bolton MD, Soga K.** Observations of ground movements during tunnel construction by slurry shield method at the docklands light Railway Lewisham Extension East London. *Soils and Foundations* 1999;39(3):99-112.
- Surarak C.** Geotechnical aspects of the Bangkok MRT blue line project, Ph.D. dissertation, Griffith University 2010.
- Svoboda T, Mašin 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, Mašin D, Bohaáč J.** Class A predictions of a NATM tunnel in stiff clay. *Computers and Geotechnics* 2010b;37:pp. 817–825.
- Svoboda G, Mertz W, Schmid A.** Three dimensionnal numerical models to simulate tunnel excavation, *Numerical models in geomechanics NUMOG III*, Elsevier, 1989;pp. 581-586.
- Svoboda G.** Finite element analysis of the New Austrian Tunnelling Method (NATM), In: proceedings 3rd international conference Num Meth Geomech, Aachen, 1979;2: 581
- Tang DKW, Lee KM, Ng CWW.** Stress paths around a 3-D numerically simulated NATM tunnel in stiff clay. *The International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. Balkema, Rotterdam 2000; pp 443-449.
- Trompille V.** Etude expérimentale et théorique du comportement d'un tunnel renforcé par boulonnage frontal. PhD Thesis. Lyon, France: INSA de Lyon; 2003.
- Vermeer PA, Brinkgreve R.** PLAXIS Version 5 Manual. Rotterdam, a. a. balkema edition 1993.
- Verruijt A.** A complex variable solution for deforming circular tunnel in elastic half plane, *Int. J of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 1997;Vol. 21: pp 77-89.
- Verruijt A, Booker JR.** Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane. *Géotechnique* 1996;46(4):753–6.
- Volkman GM, Schubert W, Button EA.** A contribution to the design of tunnels supported by a pipe roof. In: *Proceedings of the 41st U.S. Rock Mechanics Symposium, 50 Years of Rock Mechanics Landmarks and Future Challenges*. American Rock Mechanics Association; 2006. p. 1317-28.
- Yokota Y, Date K, Yamamoto T.** Verification of reinforcing effects of a tunnel face reinforcement method by centrifuge model tests and numerical analysis. In: Qian QH, Zhou YX, editors. *Proceedings of the 12th ISRM International Congress on Rock Mechanics, Harmonising Rock Engineering and the Environment*. CRC Press; 2012;p. 790.
- Yoo C.** Finite-element analysis of tunnel face reinforced by longitudinal pipes. *Computers and Geotechnics* 2002;29(1):73-94.
- Yoo C, Shin HK.** Deformation behaviour of tunnel face reinforced with longitudinal pipes—laboratory and numerical investigation. *Tunnelling and Underground Space Technology* 2003;18:pp. 303–319.
- 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.
- Wilkins ML.** Fundamental methods in hydrodynamics, in *Methods in computational physics*, Eds. New York : Academic Press 1964;vol. 3;pp. 211-263.
- Witschi T, Steiner W, Ferrari A.** Urban, geotechnical and construction challenges for the realization of the CEVA Tunnel de Champel in Geneva. *World Tunnel Congress 2013 Geneva*

Underground – the way to the future! G. Anagnostou & H. Ehrbar (eds) 2013 Taylor & Francis Group, London ISBN 978-1-138-00094-0.

Wong H, Jassionnesse C. Stabilité du front de taille d'un tunnel renforcé par des inclusions en fibre de verre par voie analytique, Symp. Géomatériaux-Environnement-Ouvrages, Aussois, France, 1996 ; non paginé.

Wong H, Subrin D, Dias D. Extrusion movements of a tunnel head reinforced by finite length bolts—a closed form solution using homogenisation approach. *Int J Numer Anal Geomech*, 2000 ;24(4):533 565

Wong H, Subrin D, Jassionnesse C. Comportement du front de taille d'un tunnel renforcé par des inclusions en fibre de verre, modèle analytique, 4ème réunion annuelle, Aussois 1997 :pp. 133-147.

Wullschläger D, Natau O. The bolted rockmass as an anisotropic continuum, material behavior and design suggestion for rock cavities, 6th Int. Conf., Rock Mech., 1987, Montreal, pp. 1321-1324.

Zhao K, Janutolo M, Barla G, Chen G. 3D simulation of TBM excavation in brittle rock associated with fault zones: The Brenner Exploratory Tunnel case. *Engineering Geology* 2014;181:pp. 93–111.