



HAL
open science

Modélisation physique et théorique du creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles homogènes et stratifiés

Nicolas Berthoz

► **To cite this version:**

Nicolas Berthoz. Modélisation physique et théorique du creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles homogènes et stratifiés. Matériaux et structures en mécanique [physics.class-ph]. INSA de Lyon; Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE), 2013. Français. NNT: . tel-00786231

HAL Id: tel-00786231

<https://theses.hal.science/tel-00786231v1>

Submitted on 8 Feb 2013

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Thèse de Doctorat

Modélisation physique et théorique du creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles homogènes et stratifiés

présentée devant

L'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat

réalisée au

Laboratoire GéoMatériaux – Département Génie Civil et Bâtiment FRE
CNRS 3237- Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat

pour obtenir

le grade de docteur

Ecole doctorale : Mécanique, Energétique, Génie Civil, Acoustique
Spécialité : Génie Civil

par

Nicolas BERTHOZ

Soutenue le 19 mars 2012 devant la Commission d'examen

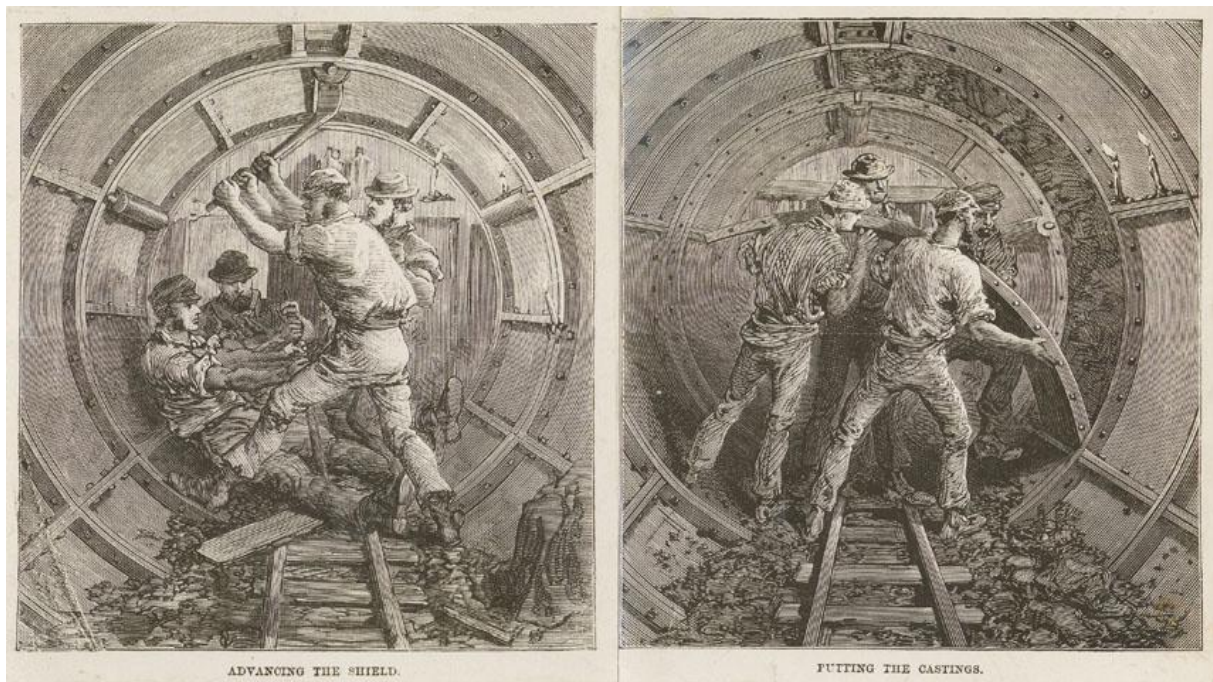
Jury

Président	M. Frédéric PELLET	Professeur des Universités (INSA, Lyon)
Rapporteurs	M. Hussein MROUEH	Professeur des Universités (Polytech'Lille)
	M. Luc THOREL	Directeur de Recherche (IFSTTAR, Nantes)
Directeurs de thèse	M. Denis BRANQUE	Chargé de Recherche (ENTPE, Lyon)
	M. Henry WONG	Directeur de Recherche CNRS (ENTPE, Lyon)
Examineurs	M. Didier SUBRIN	Ingénieur docteur (CETU, Bron)
	M. Philippe DUBUJET	Professeur des Universités (ENISE, Saint-Etienne)
	M. Hervé LE BISSONNAIS	Ingénieur (TERRASOL, Paris)



« Nous désirons tous ouvrir le cercle de la pensée pour arrêter sa ronde stérile. »

Théodore Monod



Creusement du premier tunnel sous la Tamise, gravure, Collection of London Transport museum,
© Transport for London, 1869

A mes amis sur qui j'ai toujours pu compter. Que les moments de plaisir passés en votre compagnie autour d'un verre ou en montagne soient encore nombreux.

A ma famille, en particulier mes parents et ma sœur, dont l'éloignement physique ne m'a et ne m'éloignera jamais. Merci de m'avoir permis de devenir ce que je suis.

A Laurine, pour son soutien sans faille. Ta présence à mes côtés est à mes yeux une chance inestimable.

Luynes, le 20 mars 2012

Remerciements

Je tiens à remercier chaleureusement Denis Branque pour sa rigueur scientifique, son souci du détail, sa disponibilité et ses grandes qualités humaines qui m'ont apporté un grand soutien scientifique et moral tout au long de ses trois années de thèse. Je remercie également Henry Wong d'avoir codirigé cette thèse.

Ce travail de thèse a fait l'objet d'un partenariat avec le pôle géotechnique du Centre d'Etude des Tunnels (CETu). Je tiens tout particulièrement à remercier Didier Subrin pour le regard avisé qu'il a porté sur mes travaux, conciliant rigueur scientifique et intérêt pratique.

Mes remerciements s'adressent aussi à la RATP, XELYS et Chantiers Modernes BTP pour les données recueillies pendant le chantier du prolongement de la ligne 12 du métro parisien, ainsi qu'à l'entreprise CSM, filiale de Solétanche Bachy, pour celles recueillies lors du creusement du collecteur Rio Bogota (Colombie).

Je tiens enfin à remercier Luc Thorel et Hussein Mroueh d'avoir accepté de rapporter ce mémoire, ainsi que Frédéric Pellet, Philippe Dubujet et Hervé Le Bissonnais pour le regard critique qu'ils ont porté sur mon travail lors de leur participation au jury.

Modélisation physique et théorique du creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles homogènes et stratifiés

De nos jours, l'utilisation de tunneliers à front pressurisé est souvent pleinement justifiée, en particulier en contexte urbain, où les terrains sont meubles, partiellement ou totalement saturés, et où la préservation du bâti impose une limitation drastique des pertes de volume au cours de l'excavation.

Ce travail de thèse vise à améliorer la compréhension de la phénoménologie de ce mode de creusement et à développer de nouveaux outils d'aide à la justification des ouvrages, au dimensionnement des machines et au pilotage des chantiers.

Dans un premier temps, des analyses sont menées à partir d'essais sur un modèle réduit de tunnelier à pression de terre original à l'échelle internationale. Celles-ci concernent le comportement en contraintes et déplacements du massif au cours du creusement en régime idéal, l'évaluation de la stabilité du front de taille, et l'analyse des grandeurs-machine du tunnelier. Les analyses réalisées sont menées en massifs de sol homogènes ainsi qu'en massifs stratifiés (bicouches/tricouches) configurations fréquemment rencontrées sur chantier.

Dans un second temps, les analyses effectuées à l'échelle du modèle réduit sont confrontées à des données de chantier pour validation de la modélisation physique effectuée.

Enfin, la modélisation théorique du creusement pressurisé des tunnels est étudiée. D'une part, les capacités et limites des outils analytiques (calcul à la rupture) et numériques d'évaluation de la stabilité du front de taille sont évaluées par confrontation avec nos résultats expérimentaux. D'autre part, une procédure de modélisation numérique du processus de creusement en régime idéal, calée sur la modélisation physique, est proposée.

Mots-clés : Tunnel, terrains meubles, creusement pressurisé, pilotage, dimensionnement, modèle réduit de laboratoire, terrains stratifiés, stabilité du front de taille, calcul à la rupture, modélisation numérique, régime idéal de creusement.

Physical and theoretical modelisation of pressurized tunnelling in homogeneous and stratified soft grounds

Nowadays, use of pressurized shield tunnel boring machine is often fully justified, especially in urban areas where soils are generally soft, partially or fully saturated, and where the building preservation requires a drastic limitation of volume losses during excavation.

This thesis aims to improve understanding of the phenomenology of this method of excavation and to develop new tools to design and pilot tunnel boring machines.

First, analysis are conducted from tests on a reduced scale model of earth pressurized balanced shield tunnel boring machine original international. These analysis concern stress strain soil behavior during equilibrium rate tunneling, estimation of face stability and analysis of quantities measured on the tunnel boring machine. Analyses are conducted in homogeneous soils and in stratified soils, two and three-layered, configurations frequently encountered on site.

In a second step, analyses made at physical model scale are compared to field data so as to validate physical modeling made.

Finally, theoretical modeling of pressurized shield tunneling is studied. On the one hand, capabilities and limitations of analytical (yield design theory) and numerical tools to evaluate face stability are exhibited through confrontations with our experimental data. On the other hand, a numerical procedure to model equilibrium rate tunneling, issued of physical modeling results, is proposed.

Keywords: Tunnel, soft grounds, pressurized shield tunnelling, tunnel boring machine piloting and design, laboratory reduced-scale model, stratified soils, face stability, yield design theory, numerical modeling, equilibrium-rate tunnelling.

Principales notations utilisées

<p>C : Hauteur de couverture</p> <p>c : Cohésion apparente</p> <p>C_{brassage} : Couple sur la roue de coupe consacré au brassage du matériau contenu dans la chambre d'abattage</p> <p>$C_{\text{excavation}}$: Couple sur la roue de coupe consacré à l'excavation du terrain</p> <p>$C_{\text{rotation_à_vide}}$: Couple de rotation à vide de la roue de coupe</p> <p>C_{roue} : Couple exercé sur la roue de coupe</p> <p>C_{vis} : Couple exercé sur la vis d'extraction</p> <p>CF : sols cohérents frottants</p> <p>D : Diamètre du tunnel</p> <p>D : Diamètre extérieur des capteurs de contrainte étudiés (notation propre à la partie 2 du chapitre 2)</p> <p>D_c : Diamètre de la cellule sensible des capteurs de contrainte étudiés (notation propre à la partie 2 du chapitre 2)</p> <p>D_r : Densité relative du sol</p> <p>e : Indice des vides</p> <p>E : Module d'Young</p> <p>e_0 : Indice des vides initial</p> <p>E_{50} : Module de déformation sécant à 50% du déviateur à la rupture</p> <p>E_{cy} : Module de déformation équivalent mesuré sur un cycle de charge/décharge</p> <p>$F_{\text{poussée_frontal}}$: Effort de poussée frontal</p> <p>g : Accélération de la pesanteur</p> <p>I_x : Paramètre de longueur caractérisant le profil de tassement de surface dans la direction longitudinale</p> <p>I_y : Abscisse du point d'inflexion par rapport au centre de la cuvette</p> <p>K : Matrice de rigidité du système</p> <p>K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos</p> <p>L_{avct} : Longueur de la zone excavée à chaque phase de calcul (modélisation numérique du régime idéal)</p> <p>L_{Prad} : Longueur de la zone sur laquelle s'exerce l'effet compressif de la roue de coupe (modélisation numérique du régime idéal)</p> <p>MC : essais réalisés en massifs de sol cohérent frottants</p> <p>MF : essais réalisés en massifs de sol purement frottants</p> <p>MS : essais réalisés en massifs de sol stratifié</p>	<p>PF : sols purement frottants</p> <p>$P_{\text{f_moy}}$: Pression frontale moyenne (modélisation numérique du régime idéal)</p> <p>$P_{\text{r_max}}$: Pression radiale maximale en radier liée à l'effet compressif de la roue de coupe (modélisation numérique du régime idéal)</p> <p>P_{rein} : Pression mesurée aux reins de la chambre d'abattage</p> <p>q : Contrainte normale exercée à la surface du sol</p> <p>R : Rayon du tunnel</p> <p>S : sensibilité du capteur de contrainte étudié</p> <p>TR : type de roue de coupe (géométrie, taux d'ouverture...)</p> <p>u (x,y) : Amplitude des tassement de surface au point de coordonnées (x,y)</p> <p>U_{-1D} : Amplitude du tassement de surface au dessus de l'axe du tunnel, un diamètre à l'arrière du front</p> <p>v_{avct} : Vitesse d'avancement du tunnelier</p> <p>w : Teneur en eau</p> <p>x : Distance longitudinale de creusement</p> <p>x_{maill} : Caractérise la densité du maillage dans la direction longitudinale</p> <p>α : Coefficient de forme caractérisant le profil de tassement de surface dans la direction longitudinale</p> <p>γ : Poids volumique</p> <p>δ_{max} : Déflexion maximale de la cellule sensible des capteurs de contraintes étudiés</p> <p>Δt : Pas de temps</p> <p>ε_{ij} : Composantes du tenseur des petites déformations dans le repère cartésien (x, y, z)</p> <p>λ : Taux de déconfinement du front de taille</p> <p>λ_{rad} : Taux de déconfinement imposé en paroi</p> <p>ν : Coefficient de Poisson</p> <p>σ_{ij} : Composantes du tenseur des contraintes dans le repère cartésien (x, y, z)</p> <p>σ_s : Contrainte normale exercée à la surface du sol</p> <p>σ_T : Contrainte horizontale frontale uniforme considérée dans l'approche cinématique du calcul à la rupture</p> <p>φ : Angle de frottement</p> <p>ψ : Angle de dilatance</p> <p>ω_{roue} : Vitesse de rotation de la roue de coupe</p>
--	---

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	17
CHAPITRE 1. MODELISATIONS PHYSIQUES ET THEORIQUES DU CREUSEMENT PRESSURISE DES TUNNELS : ETAT DE L'ART	23
1 Modélisation physique du creusement pressurisé des tunnels	25
1.1 Classification des différents types de modèles physiques existants.....	25
1.1.1 Modèles 1g vs centrifugés.....	25
1.1.2 Systèmes de « trappe »	25
1.1.3 Modèles 3D section longitudinale : tubes rigides à front flexible ou déplaçable.....	26
1.1.4 Modèles 2D section courante : tubes pressurisés et méthodes associées	26
1.1.5 Modèles réduits de tunnelier	27
1.2 Principaux phénomènes étudiés dans le cas de la modélisation physique du creusement pressurisé des tunnels 29	
1.2.1 Tassements de surface	29
1.2.2 Contraintes et déplacements radiaux autour d'une section courante.....	31
1.2.3 Effets de voûte longitudinaux et transversaux.....	32
1.2.4 Corrélations entre grandeurs machine.....	33
1.2.5 Mécanismes et pressions limites de rupture du front de taille.....	34
1.3 Conclusion.....	37
2 Modélisation théorique du creusement pressurisé des tunnels	38
2.1 Modélisation des régimes extrêmes de creusement : analyse de la stabilité du front de taille	38
2.1.1 Travaux antérieurs à 2008.....	38
2.1.2 Derniers développements	39
2.1.3 Conclusion	41
2.2 Modélisation du creusement en régime d'équilibre	42
2.2.1 Un problème fortement tridimensionnel.....	42
2.2.2 Un processus stationnaire	43
2.2.3 De multiples sources de déplacements à prendre en compte	45
2.2.3.1 Origine des déplacements	45
2.2.3.2 Procédures de modélisation utilisées.....	45
2.2.4 Des sols de comportement complexe	47
2.2.5 D'autres phénomènes physiques à prendre en compte	48
2.2.6 Une validation difficile.....	50
2.2.7 Conclusion	52
CHAPITRE 2. EXPERIMENTATION SUR MODELE REDUIT DE TUNNELIER A PRESSION DE TERRE DE L'ENTPE	53
1 Présentation du dispositif expérimental	55
1.1 Principe du modèle réduit de tunnelier à pression de terre.....	55
1.1.1 Description.....	55
1.1.2 Principe d'un essai de creusement.....	56
1.2 Instrumentation disponible	57
1.2.1 Mesure de déplacements	57
1.2.1.1 Mesure des déplacements de surface	57

1.2.1.2	Mesure des déplacements internes.....	58
1.2.1.3	Principaux résultats des étalonnages	58
1.2.2	Mesure des contraintes dans le massif	59
1.2.2.1	Types de capteurs utilisés et positionnement dans le massif.....	59
1.2.2.2	Procédure d'étalonnage	61
1.2.3	Mesure des grandeurs « machine »	62
1.2.3.1	Mesure des contraintes dans la chambre d'abattage	62
1.2.3.2	Mesure de l'effort de poussée du tunnelier	63
1.2.3.3	Mesure des couples résistants sur la vis d'extraction et la roue de coupe	64
1.2.4	Dispositif d'acquisition et d'enregistrement	65
1.3	Principe de pilotage du tunnelier.....	65
1.3.1	Classification des régimes de creusement.....	65
1.3.2	Paramètres de pilotage et de contrôle du régime de creusement entretenu	66
1.4	Matériau modèle et fabrication du massif	68
1.4.1	Vers la transposition du problème en vraies grandeurs : les lois de similitude	68
1.4.1.1	Principe et notations.....	68
1.4.1.2	Les lois de similitude dimensionnelle	69
1.4.1.3	Application au tunnelier à pression de terre	70
1.4.2	Matériau modèle retenu	71
1.4.3	Préparation du matériau modèle et mise en place du massif de sol	72
2	Analyses préliminaires	73
2.1	La mesure des contraintes dans les sols	73
2.1.1	Etude bibliographique	73
2.1.1.1	Phénomènes physiques affectant la mesure de contrainte	73
2.1.1.2	Caractéristiques physiques du capteur.....	74
2.1.1.3	Caractéristiques physiques du sol.....	74
2.1.1.4	Conditions d'étalonnage	76
2.1.2	Caractéristiques de la campagne expérimentale réalisée	76
2.1.2.1	Capteur de contrainte choisi.....	76
2.1.2.2	Matériaux mis en œuvre.....	77
2.1.2.3	Tableau de synthèse des essais de calibration réalisés	78
2.1.3	Résultats de la campagne d'essais réalisée	80
2.1.3.1	Répétabilité, orientation du capteur, étalonnage hydrostatique.....	80
2.1.3.2	Influence de la densité relative.....	80
2.1.3.3	Influence de la teneur en eau	81
2.1.3.4	Influence de la granulométrie.....	82
2.1.4	Apports de cette étude pour les essais sur modèle réduit.....	83
2.2	Détermination de l'état initial des contraintes sur le modèle réduit	84
2.2.1	Transmission de la contrainte verticale à l'intérieur du massif.....	84
2.2.2	Valeurs expérimentales du coefficient de poussée des terres au repos	85
3	Campagne expérimentale réalisée	87
3.1	Programme expérimental	87
3.2	Essai MC6	87
3.3	Essai MC7	88
3.4	Essai MC8	89
3.5	Essai MS1	90
3.6	Essai MS2	91
3.7	Essai MS3	92
3.8	Essai MF12	93
3.9	Essai MF13	93

3.10	Synthèse des caractéristiques des essais analysés	94
4	Comportement du massif lors du creusement en régime d'équilibre	96
4.1	Comportement en surface de massif.....	96
4.1.1	Des déplacements verticaux stationnaires.....	96
4.1.2	Synthèse des profils longitudinaux de tassements de surface.....	97
4.1.3	Etude paramétrique des profils longitudinaux de tassement de surface.....	98
4.1.4	Détermination d'une formule de régression des profils longitudinaux de tassements.....	99
4.1.5	Profils transversaux des cuvettes de tassement	101
4.1.6	Evaluation du volume des cuvettes de tassement générées	103
4.2	Comportement du massif autour d'une section courante lors du passage du tunnelier	104
4.2.1	Profils généraux des déplacements radiaux en piédroits, clé et radier.....	104
4.2.2	Etude paramétrique en piédroit.....	105
4.2.3	Etudes paramétriques en clé et radier	107
4.2.4	Relations entre déplacements verticaux en clé et déplacements de surface	108
4.2.5	Contraintes radiales en piédroits, clé et radier en sols homogènes.....	110
4.2.6	Contraintes radiales : apport des essais en massif stratifiés	112
4.3	Comportement au front de taille	113
4.3.1	Déplacements horizontaux frontaux	113
4.3.2	Contraintes horizontales frontales dans l'axe du tunnel.....	115
4.3.3	Contraintes verticales au voisinage de l'axe du tunnel	117
4.4	Effets de voûte tridimensionnels autour de la machine	118
4.4.1	Un phénomène stationnaire dans la direction longitudinale	118
4.4.2	Etude paramétrique dans la direction longitudinale	120
4.4.3	Observations dans la direction transversale	121
4.4.4	Evolution du phénomène de voûte dans la hauteur de la couverture.....	122
4.4.5	Bilan concernant la géométrie tridimensionnelle de la zone allégée.....	123
5	Corrélations entre grandeurs machine en creusement en régime d'équilibre	124
5.1	Objectifs et supports des analyses réalisées.....	124
5.1.1	Objectifs.....	124
5.1.2	Supports des analyses	124
5.2	Identification du couple de brassage	125
5.2.1	Couple de rotation à vide	125
5.2.2	Calcul de la vitesse de rotation de la roue de coupe par analyse de Fourier	126
5.2.3	Influence de P_{rein} et w_{roue} sur le couple de brassage.....	127
5.2.4	Analyses complémentaires concernant la dépendance de couple sur la roue de coupe à sa vitesse de rotation.....	128
5.3	Identification du couple d'excavation.....	129
5.3.1	Mise sous forme adimensionnelle du problème et évaluation empirique du couple de brassage.....	130
5.3.2	Couple d'excavation et dépendance vis-à-vis de différents paramètres	131
5.4	Analyse de l'effort de poussée frontal.....	132
5.4.1	Réflexion sur l'évaluation du frottement sol/jupe.	132
5.4.2	Influence de la vitesse d'avancement sur l'effort de poussée	134
5.4.3	Importance de l'effet d'écran joué par la roue de coupe.....	134
6	Mécanismes de rupture du front de taille en massifs homogènes et stratifiés	136
6.1	Cas de la rupture par effondrement du front de taille en massif homogène	136
6.1.1	Mécanisme de rupture	136
6.1.2	Pressions frontales limites.....	138
6.2	Cas de la rupture par effondrement du front de taille en massif stratifié.....	138
6.2.1	Cas du massif bicouches	138

6.2.2	Cas du massif tricouches	139
6.3	Cas de la rupture par refoulement du front de taille en massif homogène	140
6.3.1	Mécanisme de rupture	140
6.3.2	Pressions frontales limites.....	142
7	Conclusion	143

CHAPITRE 3. CONFRONTATION DE LA MODELISATION PHYSIQUE EFFECTUEE AVEC DES DONNEES DE CHANTIER 145

1	Présentation des chantiers étudiés	147
1.1	Collecteur d'eau Rio Bogota (Colombie)	147
1.2	Ligne 12 du Métro parisien	148
1.2.1	Contexte général projet.....	148
1.2.2	Données analysées	148
1.2.3	Contexte géologique.....	150
2	Etude des grandeurs machine	151
2.1	Confrontation de leurs valeurs moyennes avec le modèle réduit	151
2.1.1	Données.....	151
2.1.2	Synthèse	152
2.2	Analyse de la répartition des pressions au sein de la chambre d'abattage	154
2.3	Recherche de corrélations entre les différentes grandeurs-machines.....	155
3	Etude des déplacements	157
3.1	Première zone instrumentée	157
3.1.1	Extensomètre 1a : dans l'axe.....	157
3.1.2	Extensomètre 1d : à 1.1D de l'axe.....	158
3.2	Seconde zone instrumentée	159
3.2.1	Extensomètre 2a (dans l'axe) et 2d (à 1.1D de l'axe)	159
3.2.2	Mesures de nivellement dans l'axe du tunnelier	160
3.2.3	Mesures de nivellement transversalement à l'axe du tunnelier	161
4	Conclusion	162

CHAPITRE 4. MODELISATION THEORIQUE DES ESSAIS SUR MODELE REDUIT 163

1	Introduction à la modélisation analytique du problème	165
1.1	Introduction au calcul à la rupture	165
1.2	Mécanismes optimaux considérés dans la suite de ce chapitre	166
2	Introduction aux travaux de modélisation numérique réalisés	168
2.1	Le progiciel de calcul aux éléments finis César-LCPC®	168
2.1.1	Quelques rappels sur la méthode des éléments finis.....	168
2.1.1.1	Mise en forme du système d'équation	168
2.1.1.2	Principe de résolution du système formé.....	169
2.1.1.3	Présentation des différentes méthodes de résolution des systèmes non linéaires	169
2.1.2	Résolution dans le cas de l'élastoplasticité	170
2.2	Le progiciel de calcul aux différences finies explicites Flac3D®	171
2.2.1	Grands principes.....	171
2.2.2	Algorithme de résolution.....	172
2.2.3	Choix du pas de temps Δt	174

2.3	Principaux résultats issus de modélisations préliminaires.....	174
2.3.1	Essai triaxial	174
2.3.1.1	Caractéristiques des modèles numériques réalisés.....	174
2.3.1.2	Cas d'un pilotage en contrainte	176
2.3.1.3	Cas d'un pilotage en déplacement	177
2.3.1.1	Apport d'un écrouissage positif	178
2.3.2	Déconfinement radial d'un tunnel à forte profondeur	179
2.3.2.1	Caractéristiques des modèles réalisés.....	179
2.3.2.2	Cas d'un pilotage en contrainte	181
2.3.2.3	Cas d'un pilotage en déplacements/vitesses.....	182
2.4	Conclusion de cette partie introductive.....	183
3	Modélisation des régimes extrêmes de creusement : analyse de la stabilité du front de taille d'un tunnel	185
3.1	Présentation des modèles numériques réalisés	185
3.2	Recherche des maillages optimaux.....	186
3.2.1	Etude de maillage César-LCPC®	187
3.2.2	Etude de maillage Flac3D®	189
3.3	Influence des caractéristiques de déformabilité du sol sur les pertes de volume au front et en surface	191
3.3.1	Valeurs des différents paramètres E , ν et ψ considérés.....	191
3.3.2	Calcul des pertes de volume au front et volume de cuvette de tassements en surface	192
3.3.3	Relations entre pertes de volume au front et volume de cuvette de tassements (étude paramétrique)	194
3.4	Rupture par effondrement en massif homogène : confrontations des solutions analytiques et numériques (César-LCPC et Flac3D) avec les résultats expérimentaux	195
3.4.1	Cas du massif cohérent frottant	195
3.4.1.1	Pression limite de rupture	195
3.4.1.2	Cinématique de rupture	196
3.4.2	Cas du massif purement frottant.....	197
3.4.2.1	Pression limite de rupture	197
3.4.2.2	Cinématique de rupture	198
3.5	Rupture par effondrement en massif cohérent frottant stratifié bicouche : développement d'un modèle analytique adapté	200
3.5.1	Description géométrique du mécanisme tridimensionnel proposé	201
3.5.2	Résultats analytiques et abaques de dimensionnement.....	202
3.5.3	Confrontation à un modèle numérique aux éléments finis.....	203
3.5.4	Domaine de validité du modèle.....	204
3.6	Rupture par refoulement en massif homogène : confrontation des solutions analytiques et numériques avec les résultats expérimentaux.....	204
3.6.1	Cinématique de rupture	204
3.6.2	Pression limite de rupture	206
3.7	Conclusion de la partie « modélisation des régimes extrêmes ».....	206
4	Modélisation du processus de creusement en régime idéal : approche en déplacements.....	208
4.1	Présentation de la démarche et caractéristiques générales des modèles	208
4.1.1	Contexte et objectif	208
4.1.2	Résultats expérimentaux « de référence ».....	208
4.1.3	Caractéristiques générales des modèles numériques réalisés.....	209
4.2	Premier modèle de simulation du creusement pressurisé d'un tunnel : prise en compte d'un déconfinement radial en paroi	211
4.2.1	Principes du modèle (P1).....	211
4.2.2	Profils de déplacements de surface.....	213
4.2.3	Comportement du massif autour d'une section courante	215
4.2.4	Effets de voûte autour de la machine	217

4.2.5	Influence de la densité du maillage dans la direction longitudinale sur la précision des résultats numériques.....	217
4.2.6	Influences de L_{avct} et λ_{rad} sur le comportement du massif de sol	218
4.3	Première amélioration du modèle : ajout de la pression frontale.....	219
4.3.1	Principes du second modèle (P2)	219
4.3.2	Influence de la pression frontale sur le comportement au front de taille	220
4.3.3	Mise en évidence d'un problème numérique important lié au fort contraste de rigidité sol/jupe	221
4.3.4	Influence de la pression frontale sur les déplacements de surface	222
4.3.5	Influence de la pression frontale sur le comportement autour d'une section courante.	223
4.3.6	Influence de la pression frontale sur les effets de voûte	224
4.3.7	Analyse et quantification des effets de bord.....	225
4.4	Seconde amélioration du modèle : prise en compte de l'effet compressif de la roue de coupe	226
4.4.1	Procédure de modélisation du processus de creusement (P3)	226
4.4.2	Influence de la pression radiale sur les déplacements en section courante	227
4.4.3	Influence de la pression radiale sur les tassements de surface.....	228
4.4.4	Influence de la pression radiale sur les effets de voûte	229
4.5	Conclusion de la partie « modélisation du processus de creusement en régime idéal »	230

CONCLUSION GENERALE.....233

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES237

ANNEXES245

1	Positions des capteurs de déplacements et de contraintes au cours des différents essais	245
2	Graphes permettant de justifier le phasage des différents essais réalisés sur le modèle réduit.....	255
3	Algorithme de plasticité – Méthode des contraintes initiales avec prédiction élastique (Sudret, 1999)	271
4	Codes Flac3D®	272
5	Développements analytiques du modèle de rupture par effondrement en massif bicouche	288

Introduction générale

La réalisation d'infrastructures souterraines de transports est ancestrale. Les écrits de Diodore de Sicile et Philostrate, décrivant le tunnel fluvial de Babylone creusé il y a près de 4000 ans (Oppert, 1863) et ceux d'Eupalinos ayant dirigé la construction d'un tunnel à Samos (Grèce) vers 520 avant J.C. (Van der Waerden, 1968) en sont deux illustrations. L'engouement pour l'espace souterrain s'est cependant accru à la fin du siècle dernier dans la mesure où il répond bien à l'évolution sociétale actuelle : croissance de la démographie et exode rural source de l'extension des zones urbaines, mobilité croissance des biens et des personnes, réflexe écologique... Les tunnels permettent en effet un important gain de place et une diminution des pollutions atmosphériques, sonores et visuelles, critères de première importance en zone urbaine, et sont inhérents à la traversée de zones de topographie difficile, conséquence intrinsèque du développement des réseaux.

Cette multiplication des projets est source de la complexité croissance des ouvrages à réaliser. En massif rocheux, les problématiques hydro-géotechniques actuelles auxquelles sont confrontés les ingénieurs sont généralement la traversée de terrains de dureté fortement hétérogènes, parfois fortement convergents (par exemple, convergences extrêmes de 2m lors du creusement de la descendrie de Saint Martin la Porte sur le projet Lyon-Turin (Triclot et al, 2007)) avec parfois la traversée de failles (terrains fracturés très instables et perméables). Peuvent également s'y ajouter de fortes pressions hydrostatiques (15 bars constatés lors du creusement des tunnels suédois d'Hallandsås (Dudouit & Burger, 2010), des contraintes environnementales importantes (faibles modifications du régime hydraulique des aquifères et de la qualité des eaux), des linéaires importants sources notamment de la complexification du transport des matériaux excavés et des matériaux de soutènement (57km pour le tunnel suisse du Saint Gothard dont le creusement a été achevé en 2010), etc...

Dans les terrains meubles (cohésion inférieure à environ 40kPa), particulièrement présents dans les bassins alluvionnaires où sont situées la plupart des zones urbaines, la maîtrise des déformations du terrain au cours de l'excavation s'y ajoute et devient la problématique prépondérante. En effet, une limitation drastique des tassements de surface (tolérance de l'ordre de 10mm en général) et des déplacements à proximité du tunnel est essentielle à la préservation d'un bâti dense et vulnérable, ainsi qu'à celle des ouvrages existants (réseaux enterrés, tunnels existants, ...). Le caractère fortement tridimensionnel du problème dans le cas des tunnels de faible profondeur, notion généralement concomitante à la présence de terrains meubles, complique la compréhension et la modélisation du creusement dans ce type de terrain.

Différentes techniques d'excavation et de soutènement ont été développées et sont encore en constante évolution pour répondre à ces différentes problématiques. Dans les terrains de bonne tenue, l'excavation est généralement réalisée en méthode conventionnelle (explosif ou avec des machines à attaques ponctuelles) ou avec des boucliers mécanisés ouverts (AFTES, 2000). Si nécessaire, le soutènement provisoire de l'excavation (frontal et radial) est alors réalisé grâce à des boulons, du béton projeté, des cintres en acier ou la congélation du terrain. Cette dernière technique, mise en œuvre sur les tunnels d'Hallandsås (Dudouit & Burger, 2010) permet également la compensation des pressions hydrostatiques. En terrain meubles, où le maintien frontal et latéral de l'excavation et la maîtrise des pressions hydrostatiques sont indispensables, l'emploi de tunneliers pressurisés est dans de nombreux cas indispensable (AFTES, 2000). Ces dispositifs permettent en effet, d'une part, d'assurer la stabilité du front de taille et le maintien des pressions hydrostatiques grâce à l'ajustement de la pression frontale appliquée, et d'autre part, de minimiser la convergence après le passage du front grâce à la présence de la jupe métallique et la possibilité d'injecter un mortier de bourrage à l'extrados du revêtement mis en place afin de combler le vide annulaire créé.

Parmi les méthodes de creusement pressurisées des tunnels, on distingue les boucliers à confinement d'air comprimé, de terre ou de boue. Le confinement du front par air comprimé est une technique très ancienne : en 1873, les importantes venues d'eau constatées lors de la construction d'un tunnel ferroviaire sous l'Hudson River

à New York imposèrent son utilisation. Cette technique est adaptée aux terrains peu perméables, peu hétérogènes (risque de dépression brutale) et pour des tunnels d'assez faibles diamètres dans la mesure où la pression frontale appliquée est homogène contrairement à la poussée des terres (AFTES, 2000). Le mode de creusement à « pression de terre » (pressurisation du front grâce au matériau excavé) est apparu en 1974 au Japon. Ce type de tunnelier, illustré en Figure 0-1 excave le terrain au moyen d'une roue de coupe située en face avant, puis la poussée des terres et les pressions hydrostatiques au niveau du front de taille sont équilibrées par un confinement contrôlé du matériau abattu et contenu dans la chambre d'abattage. Cette technique n'a pas de limite théorique de diamètre et peut être utilisée pour des sols dont la perméabilité va jusqu'à 10^{-3} à 10^{-4} m/s. Elle a été utilisée à de nombreuses reprises ces dernières années comme en atteste la centaine de références des fabricants de tunneliers Herrenknecht, NFM Technologie et Bessac : métro de Barcelone, ligne C du métro de Rome, ligne 12 du métro parisien, tunnel routier M30 de Madrid, nombreux collecteurs d'eau... On trouvera de nombreux détails sur cette technique de creusement dans Matsushita (1979), Kurosawa (1981, 1984), Clough et al (1983), AFTES (2000), Doan (2007)... Dans le cas de terrains plus perméables (jusqu'à 10^{-2} m/s), il peut être nécessaire d'utiliser un confinement à la boue de bentonite. Cette technique est cependant plus longue à mettre en œuvre et plus onéreuse que le confinement de terre (nécessité d'une centrale de traitement des boues).

L'évolution constante des techniques et le fait d'être confronté à des conditions géotechniques et environnementales de plus en plus complexes nécessite une bonne connaissance de la phénoménologie et le développement d'outils d'aide au dimensionnement adaptés. La persistance d'incidents (tassements importants en surface, noyage de tunnelier (Figure 0-2), ...) ainsi que la nécessité d'optimiser la puissance embarquée sur les machines, en particulier dans le cas des tunnels de grands diamètres, vont également dans ce sens.

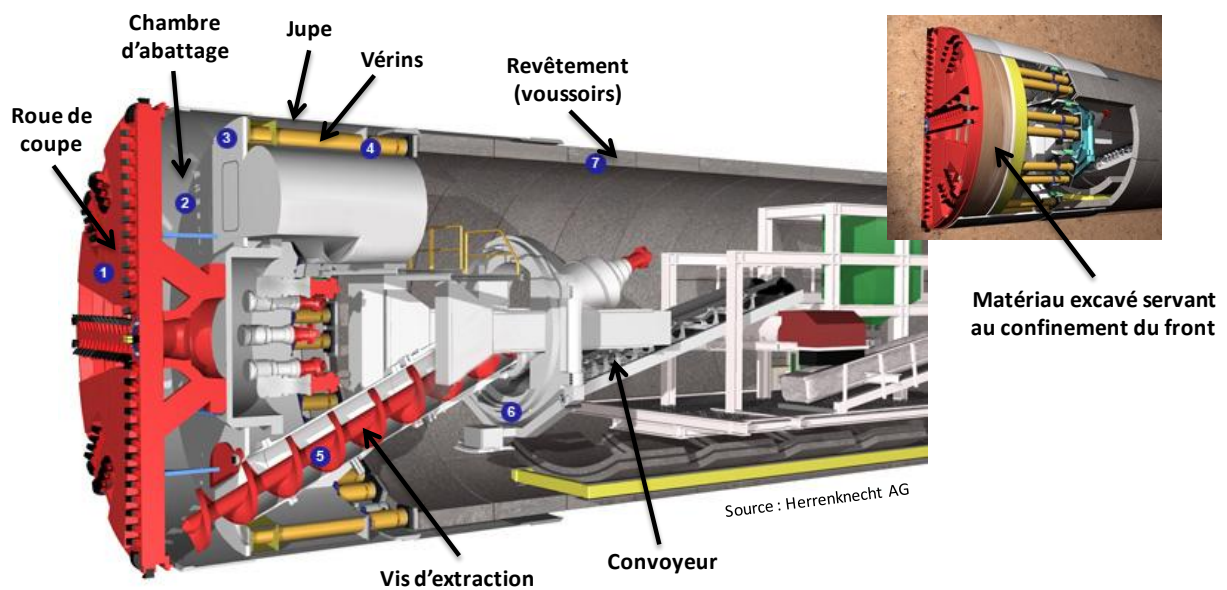


Figure 0-1 : Schéma de principe d'un tunnelier à pression de terre (source : Herrenknecht AG).



Figure 0-2 : Exemple de tunnelier noyé (Présentation mastère tunnel G. Fontanille, NFM Technologies, 2011).

Deux aspects sont à considérer dans le cas du dimensionnement des tunnels en terrains meubles (Leca, 2000) : l'analyse de la stabilité de l'ouvrage d'une part, et les calculs en déplacements d'autre part. Dans le cas du creusement au tunnelier, l'analyse de la stabilité de l'excavation se résume à celle du front de taille puisque la jupe de la machine assure le soutènement radial de l'excavation. Les pressions frontales extrêmes de rupture par effondrement ou refoulement du front de taille sont donc à déterminer avec précision. Dans un second temps, des approches en déplacement peuvent être mises en œuvre. Celles-ci visent à caractériser l'interaction entre le sol et la machine au cours du creusement. Leur objectif est de déterminer les tassements de surface, les déplacements autour d'une section courante, les efforts dans les revêtements et les efforts repris par la machine (couple sur la roue de coupe, effort de poussée, couple sur la vis d'extraction) en fonction des caractéristiques mécaniques du terrain, de la géométrie du tunnel et des conditions de pilotage (pression frontale, vitesse d'avancement, vitesse de rotation de la roue de coupe et de la vis d'extraction).

L'activité de recherche développée dans le domaine des travaux souterrains depuis une vingtaine d'années au Département Génie Civil et Bâtiment (DGCB) de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE) s'inscrit dans cette problématique. La démarche utilisée est tripartite, associant une modélisation physique sur un modèle réduit de tunnelier à pression de terre original sur le plan international (échelle 1/4 à 1/20), l'analyse de données de chantier, et des modélisations théoriques (analytiques et numériques), comme illustré en Figure 0-3.

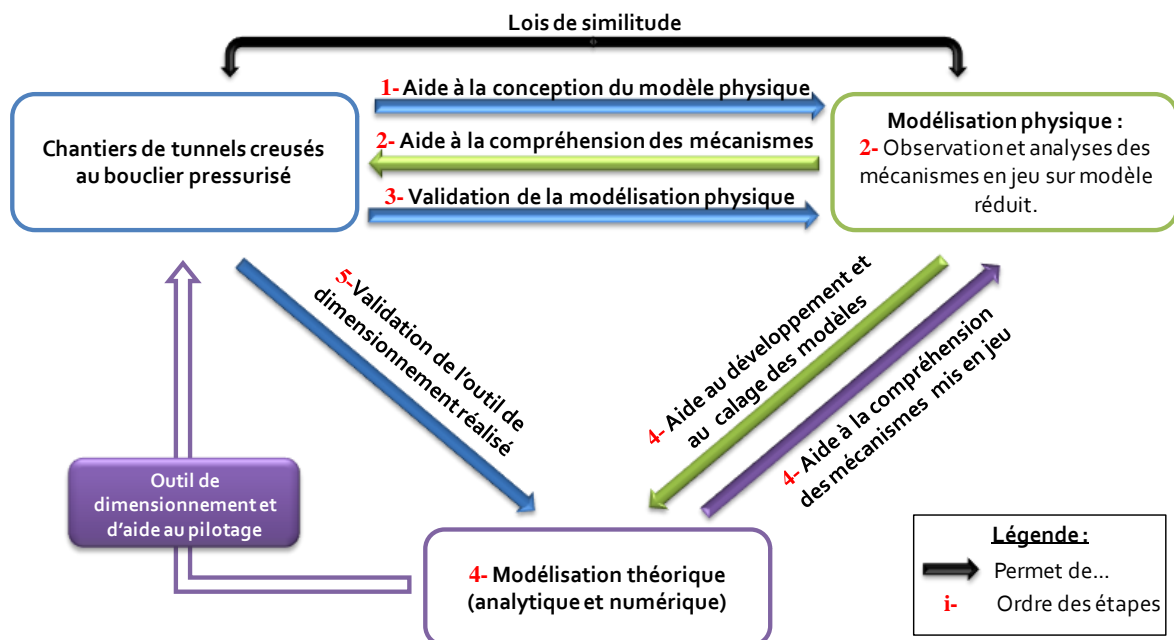


Figure 0-3 : Démarche développée à l'ENTPE pour contribuer à la compréhension de la phénoménologie du creusement pressurisé des tunnels et au développement d'outils adaptés d'aide au dimensionnement et au pilotage des tunneliers.

Ce travail de thèse, intitulé « modélisation physique du creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles homogènes et stratifiés », et réalisé en partenariat avec le Centre d'Etude des Tunnels (CETu), s'inscrit dans les étapes 2 à 4 de cette démarche globale. Il donne suite aux phases de conception ayant conduit à la réalisation du modèle réduit de tunnelier à pression de terre en 1998 et à plusieurs campagnes expérimentales sur modèle réduit (16 essais au total) en massifs de sol homogènes purement frottants et cohérents frottants, en particulier menées dans le cadre du projet national Eupalinos (Branque & Boutin, 2002) et de la thèse de Doan (2007). Plus particulièrement, les objectifs de ce travail de thèse sont :

- 1) Arriver à une bonne compréhension de la phénoménologie à l'échelle du modèle réduit par le biais d'un important travail de synthèse des essais déjà réalisés sur maquette, et par la réalisation de nouveaux essais de creusement pour compléter les analyses en massifs de sol homogènes et les étendre aux massifs stratifiés (se rapprochant ainsi des conditions prévalant sur chantier).

- 2) Valider la modélisation physique effectuée sur modèle réduit en vérifiant que des phénomènes similaires sont observés en vraies grandeurs grâce à l'analyse de données de chantier. Rappelons ici que les modélisations effectuées sur le modèle réduit sont menées en respectant les conditions de similitude (d'où des contraintes sur le matériau modèle, les conditions de pilotage...) mais que ces dernières ne permettent pas de s'affranchir d'éventuels effets d'échelles, d'où la nécessité d'une confrontation avec le chantier.
- 3) Valider des modèles théoriques existants adaptés à ce mode de creusement ou en développer de nouveaux grâce aux observations effectuées sur le modèle réduit. Concernant l'analyse de la stabilité du front de taille, l'objectif est en particulier de cerner les forces et faiblesses des modèles analytiques existants et basés sur la théorie du calcul à la rupture, et d'analyser la capacité des modèles numériques à modéliser le comportement pré et post-rupture. Concernant les calculs en déplacement, l'objectif est de développer une procédure de modélisation tridimensionnelle du processus de creusement capable de reproduire la phénoménologie exhibée sur le modèle réduit afin de pouvoir, à terme, l'utiliser dans la modélisation du problème en vraies grandeurs.

La structuration en quatre parties de ce mémoire de thèse est en adéquation avec ces objectifs : après un premier chapitre bibliographique, la modélisation physique, sa validation par des données de chantier et la modélisation théorique du problème sont successivement présentées.

Plus précisément, le premier chapitre de ce mémoire fait un état de l'art des modèles physiques et théoriques (analytiques et numériques) existants concernant le creusement pressurisé des tunnels et développés majoritairement à partir des années 70. Sur le plan des modèles physiques, une classification des différents modèles (types trappe, 2D en section longitudinale ou en section courante, modèles réduit...), leurs forces et faiblesses respectives, ainsi que les résultats majeurs qu'ils ont permis d'obtenir est effectuée. Les modèles théoriques existants consacrés à l'analyse de la stabilité du front sont ensuite présentés. Devant leur grand nombre, seuls quelques développements récents sont présentés. Une plus large place est consacrée aux approches en déplacement permettant la modélisation du processus de creusement pressurisé. Les sources de la complexité de ce problème, les solutions trouvées par les différents auteurs s'y étant attelés jusqu'alors, et les limites de leurs modèles sont ainsi présentées.

Le second chapitre de ce mémoire est dédié à la modélisation physique effectuée sur le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE. Les résultats présentés sont issus de la synthèse des seize essais précédemment réalisés en massifs homogènes purement frottants et cohérents frottants. Huit nouveaux essais ont également été réalisés sur le modèle réduit de l'ENTPE dans le cadre de cette thèse afin d'une part de pallier certains manques en massif homogène, et d'autre part d'étendre les analyses aux massifs stratifiés (massifs bi ou tricouches). L'analyse des résultats concerne tout d'abord le comportement en contraintes et déplacements du massif en régime idéal de creusement ou régime dit « d'équilibre » (régime de creusement minimisant l'impact de l'excavation) et sa dépendance à l'égard de la pression frontale appliquée et des caractéristiques mécaniques des massifs reconstitués. Un certain nombre de corrélations entre les différentes grandeurs machines (couple sur la roue de coupe, effort de poussée, vitesse d'avancement, ...) sont ensuite proposées en vue d'une aide au dimensionnement et au pilotage des tunneliers réels. Enfin, les cinématiques et pressions limites de rupture par effondrement et refoulement du front de taille en massifs homogènes et stratifiés sont analysées en vue d'une évaluation de la stabilité du front.

Dans un troisième chapitre, des données mises à notre disposition issues de deux chantiers au tunnelier à pression de terre sont analysées : le creusement d'un collecteur d'eau à Bogota (Colombie) et le prolongement de la ligne 12 du métro parisien. Les analyses sont majoritairement consacrées aux grandeurs machines (couple sur la roue de coupe, effort de poussée, vitesse d'avancement, pression frontale...) et à quelques mesures de déplacements verticaux en surface. L'objectif visé au travers de ces analyses est la « validation partielle » des analyses effectuées sur modèle réduit.

Enfin, le quatrième et dernier chapitre de ce mémoire est consacré à la modélisation théorique du creusement pressurisé des tunnels. Les deux premières parties de ce chapitre présentent les modèles analytiques utilisés et la théorie qu'ils mettent en œuvre (calcul à la rupture), les codes de calcul aux éléments finis (César-LCPC®) et différences finies explicites (Flac3D®) utilisés, ainsi que quelques résultats issus de modélisations numériques préliminaires. L'analyse théorique de la stabilité du front de taille est ensuite abordée. Les pressions limites et cinématiques de rupture par effondrement ou refoulement du front de taille en massifs homogènes issus des modèles analytiques actuels et de modèles numériques aux éléments finis (César-LCPC®) ou aux différences finies (Flac3D®) sont confrontées avec les résultats expérimentaux obtenus sur modèle réduit. En parallèle, des questions relatives aux maillages à considérer avec ces deux codes de calcul, aux déplacements maximums qu'ils permettent de modéliser numériquement et à l'influence des caractéristiques de déformabilité du sol sur les pertes de volume au front de taille et en surface sont traitées. Un nouveau modèle analytique tridimensionnel adapté aux massifs de sol stratifiés bicouches est également présenté. La dernière partie de ce mémoire est enfin consacrée à la modélisation numérique du processus de creusement en régime d'équilibre. Une procédure de modélisation développée par étapes successives, et tenant compte des observations faites sur modèle réduit est proposée. Celle-ci est en mesure de reproduire les principaux traits de la phénoménologie exhibée sur modèle réduit : amplitudes et allures des tassements de surface dans les directions longitudinales et transversales, amplitudes et allures des déplacements autour d'une section courante, effets de voûte... Cette procédure et les études paramétriques qui y sont liées pourront ensuite être utilisées pour la modélisation en vraie grandeur du problème.

Chapitre 1. Modélisations physiques et théoriques du creusement pressurisé des tunnels : état de l'art

1	Modélisation physique du creusement pressurisé des tunnels	25
1.1	Classification des différents types de modèles physiques existants.....	25
1.2	Principaux phénomènes étudiés sur ces différents modèles physiques	29
1.3	Conclusion.....	37
2	Modélisation théorique du creusement pressurisé des tunnels	38
2.1	Modélisation des régimes extrêmes de creusement : analyse de la stabilité du front de taille	38
2.2	Modélisation du creusement en régime d'équilibre	42

1 MODELISATION PHYSIQUE DU CREUSEMENT PRESSURISE DES TUNNELS

La modélisation physique ne conduit souvent pas directement à la production d'outils pratiques pour l'ingénierie mais s'avère être un outil extrêmement puissant de compréhension de la phénoménologie en jeu, qui, une fois comprise, peut être implémentée dans des modèles théoriques aboutissant sur les outils souhaités par les ingénieurs. Les recherches menées sur ce type de modèles peuvent concerner l'évaluation de la stabilité de l'excavation ou l'évaluation des déplacements autour du tunnel et en surface au cours du creusement. Les paragraphes suivants font un état de l'art des principaux modèles physiques existants, organisés par niveau de complexité croissant, et des phénomènes majeurs qu'ils ont permis d'exhiber.

1.1 *Classification des différents types de modèles physiques existants*

1.1.1 **Modèles 1g versus centrifugés.**

Les modèles physiques réalisés dans le domaine de la géotechnique peuvent mettre en œuvre des massifs de sol soumis à une gravité normale (1g). Ces modèles sont assez faciles à mettre en œuvre mais présentent l'inconvénient majeur de ne pas reproduire les états de contraintes réels, ces derniers étant directement fonction de la taille du modèle réalisé.

Le recours à la centrifugation des modèles permet de pallier ce problème en dissociant l'état de contrainte imposé de la taille du modèle. Les premières centrifugeuses ont été développées dès les années 30 par Bucky (1931) et Pokrovskii & Fyodorov (1936). De nombreux auteurs, détaillés par Meguid et al (2008), les ont ensuite utilisées dans le domaine des tunnels à partir des années 70. La majorité du parc de centrifugeuses existant est composé de dispositifs à poutre équipés d'une nacelle pivotante mais quelques centrifugeuses à tambour sont également en service dans les universités de Cambridge, Perth, Iroshima et à l'ETH Zurich (Garnier, 2001).

Malgré ses avantages, la centrifugation des modèles n'est pas sans inconvénient. Taylor (1995) met en exergue certaines limites de ces modèles comme les effets d'échelle liés à la taille des grains lors de la réalisation de petits modèles, ou le fait que l'homogénéité des contraintes ne soit pas parfaite dans les massifs reconstitués de par le gradient de force centrifuge régnant dans la largeur du massif reconstitué.

Les paragraphes suivants décrivent les différents types de modèles 1g ou centrifugés existants dans le domaine du creusement pressurisé des tunnels. Ceux-ci sont organisés par niveau de complexité croissante.

1.1.2 **Systèmes de « trappe »**

Les systèmes de « trappe » ont été utilisés dès le début des années 30 par Terzaghi (1936, 1943) pour étudier les effets d'arche au dessus des galeries. Ceux-ci sont basés sur la translation d'une portion rigide du caisson contenant le matériau granulaire étudié vers le sol (butée) ou dans l'autre direction (poussée). Dans le domaine des tunnels, le comportement actif du sol (poussée) est principalement étudié. Les systèmes de « trappe » permettent ainsi notamment d'approximer les tassements de surface générés par un déplacement en clé de tunnel, d'évaluer les efforts correspondants sur le revêtement, et d'exhiber les mécanismes de rupture lorsque ce déplacement devient trop important. Certains résultats majeurs seront présentés au paragraphe 1.2.

Les modèles utilisés sont pour la plupart bidimensionnels. Ils modélisent donc davantage un déplacement vertical de toit dans un problème de longue taille de mine que dans un tunnel. Ils mettent en œuvre des blocs ou rouleaux d'aluminium, ou des sables secs. Plusieurs auteurs, référencés par Meguid et al (2008), ont utilisés ce type de modèle, dont Park et al (1999). Ces derniers ont menés une série de tests de type « trappe » non centrifugés consacrés à l'étude de la réponse de couches de sol inclinées face à ce type de sollicitation. Leurs essais ont mis en évidence la forte influence de l'orientation des couches de sol sur l'amplitude et le profil des déplacements de surface (Figure 1-1).

Certains auteurs ont également développé des modèles tridimensionnels ou axisymétriques. Les essais 1g réalisés par Adachi et al (2003) sur un dispositif tridimensionnel (« trappes » carrés au milieu du front du caisson) ont notamment mis en évidence le caractère pénalisant des approches 2D puisqu'à déplacement de « trappe » identique, la poussée exercée par le sol sur celle-ci dans les modèles 2D s'est avérée supérieure à celle mesurée sur le modèle 3D. Ce constat peut s'expliquer par le caractère tridimensionnel des effets de voûte mobilisés.

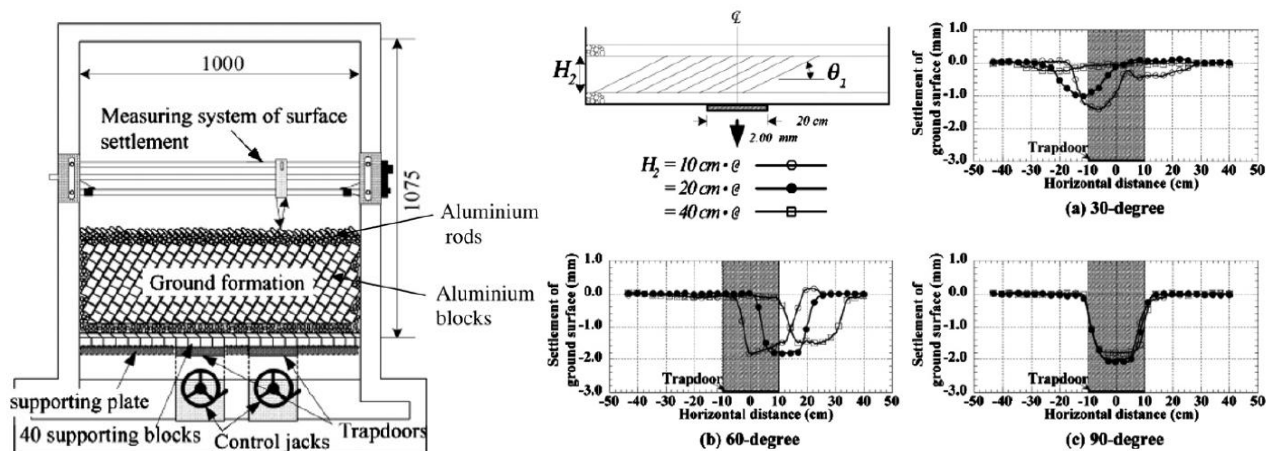


Figure 1-1 : Dispositif expérimental et tassements de surface mesurés pour des déplacements imposés de 1mm et 4mm (Park et al, 1999).

1.1.3 Modèles 3D section longitudinale : tubes rigides à front flexible ou déplaçable

Dans ces modèles, un tube rigide est mis en place au cours de la fabrication du massif de sol. Le maintien du front de taille est assuré grâce à une membrane gonflable (p. ex. Sterpi et al, 1996) ou une paroi rigide déplaçable (p. ex. Kamata & Masimo, 2003). Ces modèles permettent l'étude des mécanismes de rupture du front de taille dans les cas d'un pilotage en contrainte (membrane gonflable) ou en déplacement (paroi rigide) des conditions aux limites régnant au front (Figure 1-2). Notons que les reportes de contrainte sur le revêtement lors de la rupture peuvent également être étudiés.

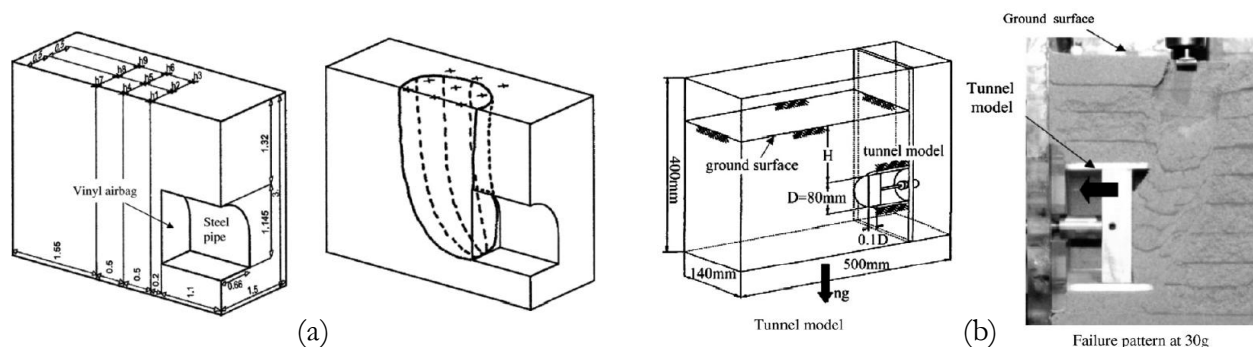


Figure 1-2 : Dispositif expérimental et mécanisme de rupture exhibé sur un dispositif (a) à front flexible (Sterpi et al, 1996) ; (b) à front déplaçable (Kamata & Masimo, 2003).

1.1.4 Modèles 2D section courante : tubes pressurisés et méthodes associées

Les essais de type « tube pressurisé » sont des essais bidimensionnels en déformation plane et considèrent une section courante de tunnel. Lors de ces essais, un tube déformable est mis en place dans le sol au cours du remplissage puis une pression intérieure variable y est appliquée. Ils permettent l'étude des convergences, voire des mécanismes de rupture en paroi, des reportes de contrainte par effet de voûte dans la direction transversale, des cuvettes transverses de tassement... Ils ne permettent cependant pas la prise en compte de l'avancée du front.

Plusieurs auteurs ont utilisé ce type de dispositif sur des massifs homogènes de sable ou d'argile, 1g ou centrifugés (p. ex. Atkinson & Potts, 1977 ; Chambon & Corte, 1991 ; Wu & Lee, 2003 ; Lee et al, 2006). Le cas du creusement de tunnel en massifs stratifiés a également été étudié par Hagiwara et al (1999). Lors de leurs essais en centrifugeuse, ces auteurs ont mis en œuvre un tunnel creusé dans une argile mais avec une part de la couverture sableuse (Figure 1-8).

Certains auteurs se sont inspirés des dispositifs expérimentaux de type « tube pressurisé » mais ont développé d'autres méthodes de sollicitation. Lee & Yoo (2006) ont par exemple remplacé la pression d'air exercée par l'utilisation d'un tube rigide de diamètre variable. Sharma et al (2001) ont quant à eux eu recours à un tube en polystyrène dissout par un solvant organique. L'avantage de cette dernière méthode est notamment la capacité à modéliser l'avancée du front de taille, faisant ainsi un pas supplémentaire vers une modélisation tridimensionnelle du processus de creusement pressurisé des tunnels. Les essais menés avec des vis sans fins (p. ex. Chapman et al, 2006) vont également dans ce sens. Cette dernière méthode présente cependant l'inconvénient majeur de ne pouvoir être utilisée qu'avec des massifs de bonne cohésion (généralement des argiles).

1.1.5 Modèles réduits de tunnelier

L'incapacité des modèles précédemment cités à modéliser de manière tridimensionnelle la totalité du processus d'excavation ont conduit quelques laboratoires de recherche à développer des modèles réduits de tunnelier. Les nombreuses capacités de ces dispositifs expérimentaux en font des outils privilégiés de compréhension de la phénoménologie propre à ce mode de creusement, mais ceux-ci restent peu répandus en raison de leur coût de réalisation important et de la lourdeur des campagnes expérimentales réalisées (nécessité de nombreux tests de validation du modèle, difficulté mais nécessité de multiplier les essais pour limiter les biais expérimentaux...). A ce jour, trois modèles réduits sont présents dans la littérature : celui de l'entreprise Nishimatsu Construction Co. Ltd. (Japon ; Figure 1-4) décrit par Nomoto et al (1999), celui de l'Université de Tongji (Chine ; Figure 1-3) détaillé dans Xu et al (2011), et celui de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (France ; Figure 2-2) utilisé dans le cadre de cette thèse. Leurs principales caractéristiques sont listées dans le Tableau 1-1. Le modèle réduit de l'ENTPE sera par ailleurs largement détaillé dans le deuxième chapitre de ce mémoire de thèse.

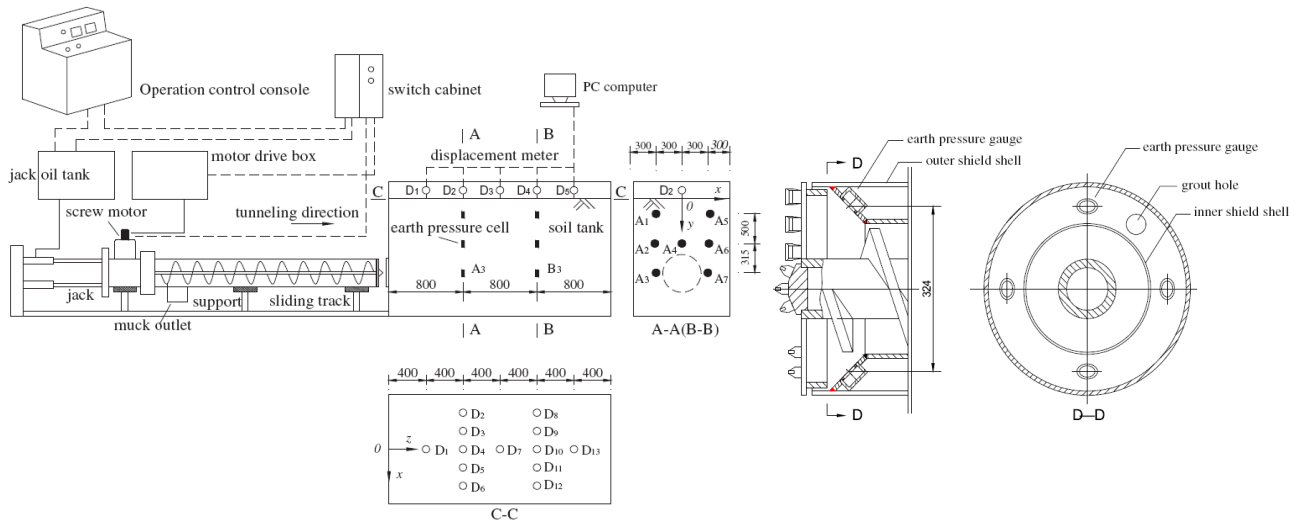


Figure 1-3 : Schéma général du modèle réduit de l'université de Tongji et détail de son bouclier (Xu et al, 2011).

Notons toutefois que les procédés de modélisation du processus de creusement sont différents sur ces 3 modèles. Sur les modèles de Nomoto et al (1999) et Xu et al (2011), l'excavation est réalisée au moyen d'une roue de coupe couplée à une vis d'extraction sans fin alors que ces deux organes de creusement sont indépendants sur le modèle réduit de l'ENTPE conformément aux tunneliers réels. Ce couplage roue de coupe/vis d'extraction est par ailleurs source du fait que la vis d'extraction occupe une part très importante de la chambre d'abattage (Figure 1-3) sur les modèles de Nomoto et al (1999) et Xu et al (2011) alors que les géométries de la chambre d'abattage

et de la vis d'extraction du modèle réduit de l'ENTPE sont plus proches de celles existant sur les tunneliers réels. Celles-ci jouant un rôle essentiel sur la qualité du confinement frontal (Mair, 2008), l'établissement de corrélations fiables entre grandeurs-machines et comportement du terrain est par conséquent assez difficile sur les deux premiers dispositifs cités. Notons également qu'un vide annulaire peut être généré sur le modèle de Nomoto et al (1999) par coulissement de la jupe en fin d'essai mais que cette procédure semble assez éloignée des conditions réelles de creusement.

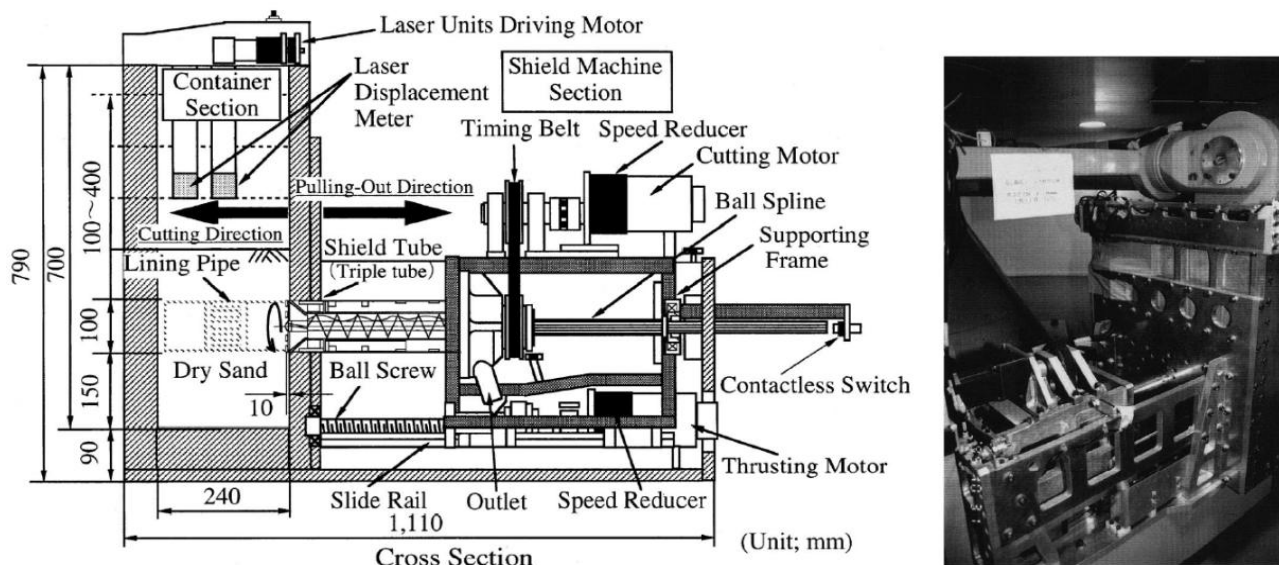


Figure 1-4 : Schéma et photographie du modèle réduit de l'entreprise Nishimatsu Const. Co. (Nomoto et al, 1999).

Tableau 1-1 : Principales caractéristiques des différents modèles réduits de tunnelier à pression de terre existants.

	Entreprise Nishimatsu Construction Co. (Japon) (Nomoto et al, 1999)	Université de Tongji (Chine) (Xu et al, 2011)	ENTPE (France)
Diamètre Tunnelier	10cm	40cm	55cm
Centrifugé ?	Centrifugé (25g)	1g	1g
Massif de sol modèle	Homogène purement frottant (sable sec)	Homogène cohérent frottant (mélange de différentes poudres humides métalliques ou argileuses).	Homogène ou stratifié purement frottant (sable sec) ou cohérent frottant (sable humide).
Phénomènes physiques modélisés	- Excavation - Confinement frontal - Soutènement immédiat - Existence du vide annulaire	- Excavation - Confinement frontal - Soutènement immédiat	- Excavation - Confinement frontal - Soutènement immédiat
Grandeurs mesurées	- Déplacements de surface longitudinaux et transversaux - Contraintes horizontales en piédroits - Contraintes sur la jupe	- Couple sur la roue de coupe - Effort total de poussée - Vitesse d'avancement - Vitesses de rotation roue de coupe et vis d'extraction - Pressions chambre d'abattage - Déplacements de surface longitudinaux et transversaux - Contraintes horizontales en différents points de deux sections courantes.	- Couple sur la roue de coupe, - Effort total de poussée, - Vitesse d'avancement, - Vitesses de rotation roue de coupe et vis d'extraction, - Pressions chambre d'abattage - Déplacements de surface longitudinaux, transversaux, - Déplacements internes radiaux, frontaux... - Contraintes horizontales ou verticales frontales, radiales, dans la couverture...

Une seconde remarque doit être consacrée au choix des matériaux modèles. Ceux-ci ont été choisis de manière à respecter les lois de similitude indispensables à une transposition des résultats observés à l'échelle du modèle réduit au chantier. Des détails sur les facteurs d'échelle à respecter ainsi que sur les différents essais de laboratoire nécessaires à une bonne caractérisation du matériau modèle pourront notamment être trouvés dans Doan (2007). Notons que le recours à des matériaux non naturels comme sur le modèle réduit de l'Université de Tongji peut générer des phénomènes propres à ces matériaux (viscosité par exemple), et qu'à ce titre, la campagne de caractérisation de ces matériaux doit être accrue.

1.2 Principaux phénomènes étudiés dans le cas de la modélisation physique du creusement pressurisé des tunnels

De nombreux essais ont été réalisés à ce jour sur les différents modèles physiques précédemment présentés. La présentation des résultats obtenus ne peut à ce titre pas être exhaustive. Dans les paragraphes suivants, seules les dernières avancées réalisées concernant différents aspects du creusement pressurisé des tunnels sont présentées, les évolutions successives étant omises.

1.2.1 Tassements de surface

Les essais réalisés par Nomoto et al (1999) sur modèle réduit centrifugé de tunnelier ont permis d'exhiber les cuvettes de tassements dans les directions transversales et longitudinales en massif purement frottant (sable sec). Dans la direction transverse, les auteurs ont montré que le creusement entraîne la formation d'une cuvette centrée sur l'axe, de forme gaussienne conformément aux formulations empiriques de Peck (1969), et que l'amplitude de celle-ci est fortement amplifiée (multipliée par 4) lors de la formation du vide annulaire (Figure 1-5 (a)). On peut toutefois s'interroger sur la pertinence du modèle de génération du vide annulaire utilisé (retrait d'un tube externe placé autour de la jupe) en se demandant si le coulisement de celui-ci n'est pas en mesure de générer des contraintes de cisaillement (et donc des déplacements de matériau) non représentatifs de la réalité. Sur chantier, le vide annulaire est en effet majoritairement lié à la conicité de la jupe et à l'existence d'une légère surcoupe.

D'un point de vue quantitatif, les essais de Nomoto et al (1999) ont mis en évidence que la cuvette de tassement ne s'étend pas radialement à plus de 1.5D de l'axe en massif purement frottant. Les auteurs n'ont cependant pas quantifié l'influence de la pression frontale sur l'amplitude des tassements de surface dans ce type de matériau.

Le modèle réduit de Nomoto et al (1999) leur a également permis d'étudier l'évolution des tassements de surface dans la direction longitudinale au cours du creusement (Figure 1-5 (b)), ceux-ci se révélant logiquement croissants au cours de la progression du tunnelier dans le terrain. Les auteurs ont en particulier mis en évidence que la majeure partie du tassement dans la direction longitudinale avait lieu après le passage de la roue de coupe contrairement aux observations d'Attewell & Woodman (1982), sur des chantiers de tunnels réalisés en mode ouvert, pour lesquels 50% du tassement final était déjà généré au passage de la roue de coupe. On peut toutefois à nouveau s'interroger sur la pertinence du modèle de génération du vide annulaire utilisé par Nomoto et al (1999).

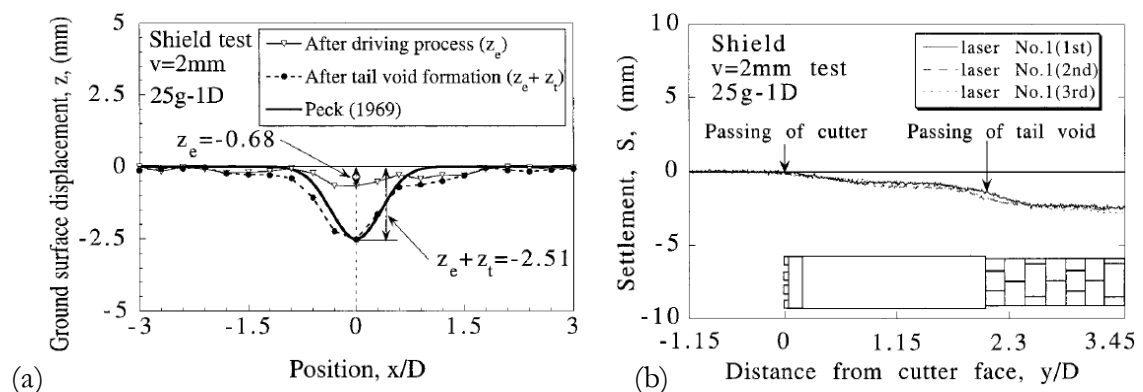


Figure 1-5 : Profils transversaux (a) et longitudinaux (b) de tassements issus des essais de Nomoto et al (1999).

Les essais réalisés sur le modèle réduit 1g de l'ENTPE en massifs homogènes purement frottants (Branque & Boutin, 2002) et cohérents frottants (Doan, 2007) ont également mis en évidence la stationnarité des tassements de surface dans la direction longitudinale comme en atteste la superposition des courbes issues des différents capteurs situés en surface du massif (Figure 1-6(a)), ainsi que l'allure gaussienne des tassements de surface dans la direction transverse (Figure 1-6(b)). Les auteurs n'ont cependant pas pu quantifier l'influence de la pression frontale imposée ou celle de la nature du massif sur les déplacements de surface.

Certains essais réalisés au tube pressurisé sont à citer bien qu'ils mettent en œuvre une modélisation beaucoup plus simpliste que les essais sur modèle réduit précédemment présentés. En particulier, Wu & Lee (2003) se sont intéressés au cas des tunnels jumeaux (tubes parallèles de diamètres D dont les axes sont distants de d) sur ce type de dispositif. Leurs essais, menés sur des argiles, ont mis en évidence qu'une simple superposition des cuvettes de tassements issues des cas de deux tunnels « monotube » (test 9 sur la Figure 1-7) est valable lorsque les tunnels sont faiblement espacés (Figure 1-7 (a)) mais que dans le cas contraire (Figure 1-7 (b)), ce raisonnement conduit à une mauvaise évaluation de la géométrie de la cuvette de tassement. Notons que ce résultat a également été conforté par des données issues de différents chantiers (métro japonais, métro de Taipei (Taiwan), ...).

Sur ce même type de dispositif, Hagiwara et al (1999) ont par ailleurs abordé la question des massifs stratifiés grâce à la mise en œuvre de tunnels en massifs argileux dont le tiers supérieur de la couverture, d'épaisseur $2.5D$, est constitué de sable lâche sec (essai TH4) ou dense saturé (essai MC1). Leurs essais ont mis en évidence la diminution des tassements à l'interface des deux couches lorsque la rigidité de la couche supérieure augmente (Figure 1-8(b)).

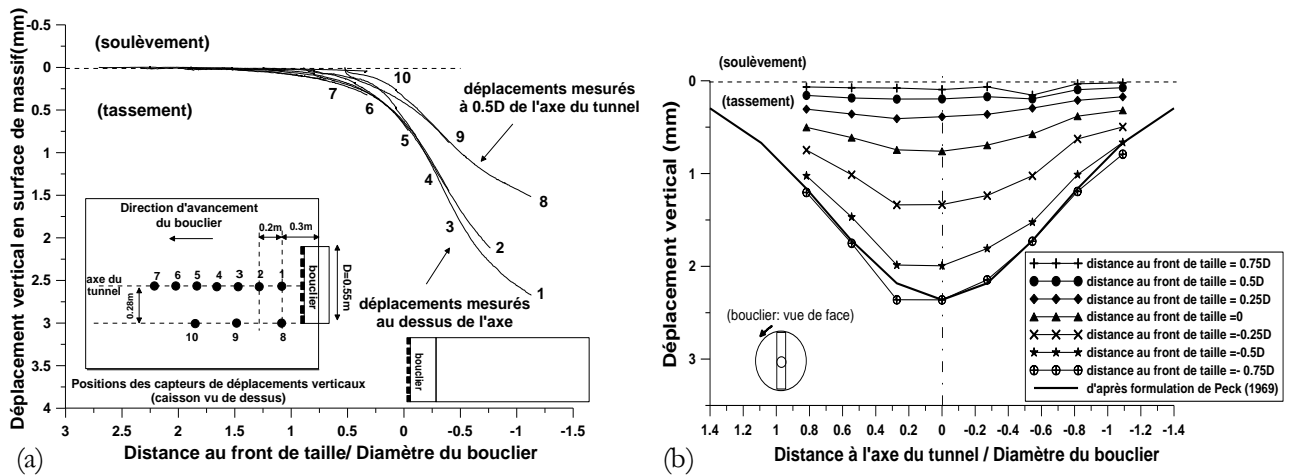


Figure 1-6 : Profils longitudinaux (a) et transversaux (b) de tassements de surface observés sur le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE (Branque et al, 2007).

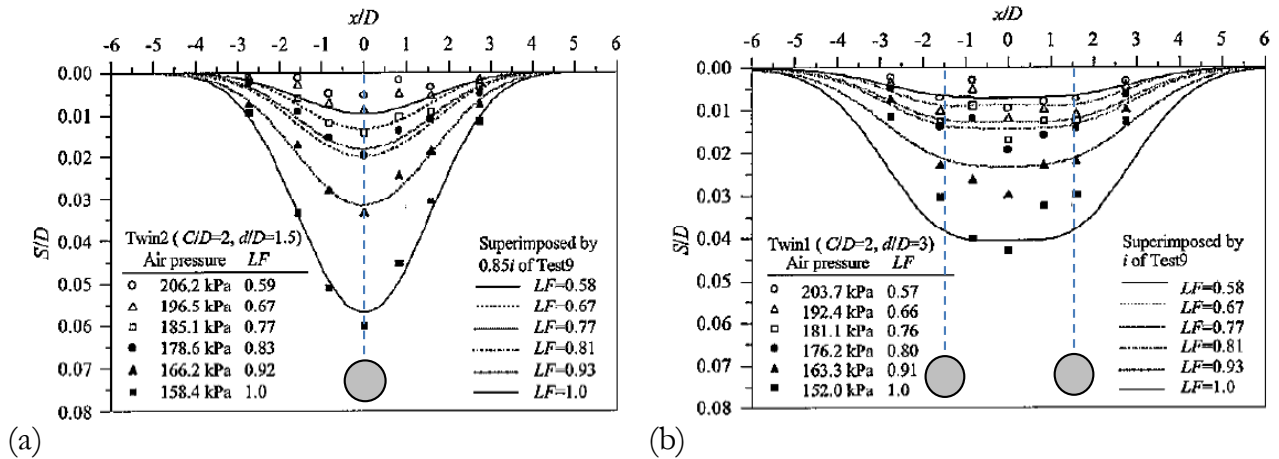


Figure 1-7 : Comparaison entre les cuvettes de tassements générées par le creusement d'un seul tunnel (a) ou de deux tunnels parallèles (b) - Expériences de types « tube pressurisé » (Wu & Lee, 2003).

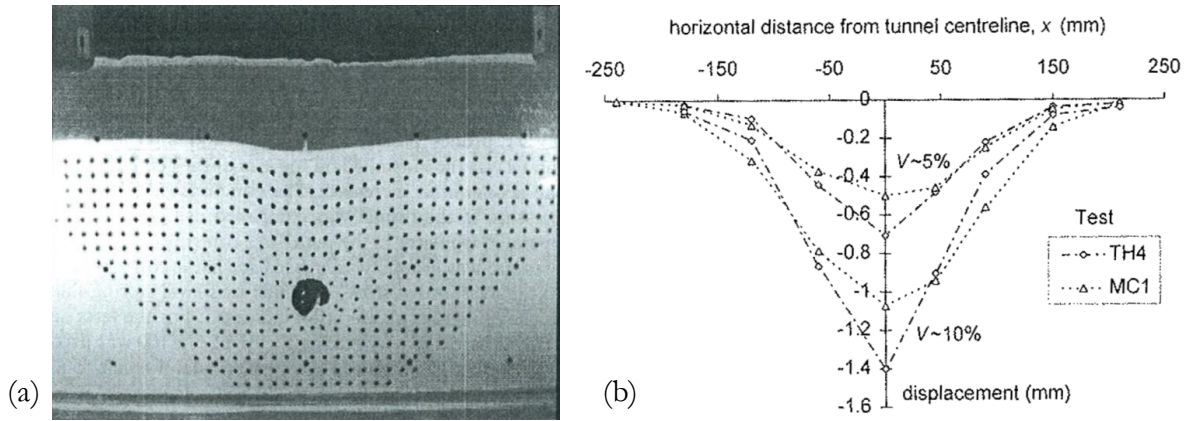


Figure 1-8 : Photographie (a) et graphe (b) illustrant l'évolution des tassements à l'interface sable/argile lors des expériences au tube pressurisé d'Hagiwara et al (1999).

1.2.2 Contraintes et déplacements radiaux autour d'une section courante

Peu d'études ont étudié l'influence du creusement sur les champs de déplacements et de contraintes autour d'une section courante. Celles-ci sont cependant tout à fait intéressantes pour évaluer l'impact du creusement d'un tunnel sur les ouvrages existants, ou pour piloter les conditions aux limites de modèles numériques par exemple.

Citons toutefois les mesures de contraintes effectuées par Nomoto et al (1999) lors d'essais sur modèle réduit de tunnelier en massifs purement frottants. Ceux-ci ont mis en évidence une croissance de la contrainte horizontale radiale mesurée à hauteur d'axe du tunnel jusqu'au passage de la roue de coupe, suivie d'une diminution sensible sous l'action des contraintes de cisaillement développées entre la jupe de soutènement et le massif (Figure 1-9 (a)). La formation du vide annulaire, par une procédure toujours discutable, a entraîné une nouvelle diminution de ces contraintes radiales.

Lors des essais réalisés en massifs purement frottants et cohérents frottants sur le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE, aucune mesure de contrainte n'a été faite en piedroit dans la direction radiale. Les essais réalisés ont par contre mis en œuvre des capteurs de déplacements horizontaux radiaux à différentes distances du tunnelier (Doan, 2007). Ceux-ci ont révélé une cinématique en bon accord avec le comportement en contrainte observé lors des essais de Nomoto et al (1999), à savoir un refoulement croissant dans la direction longitudinale radiale jusqu'au passage de la roue de coupe lié à l'action compressive de la roue de coupe, suivi d'une convergence lié au cisaillement le long de la jupe du tunnelier (Figure 1-9 (b)).

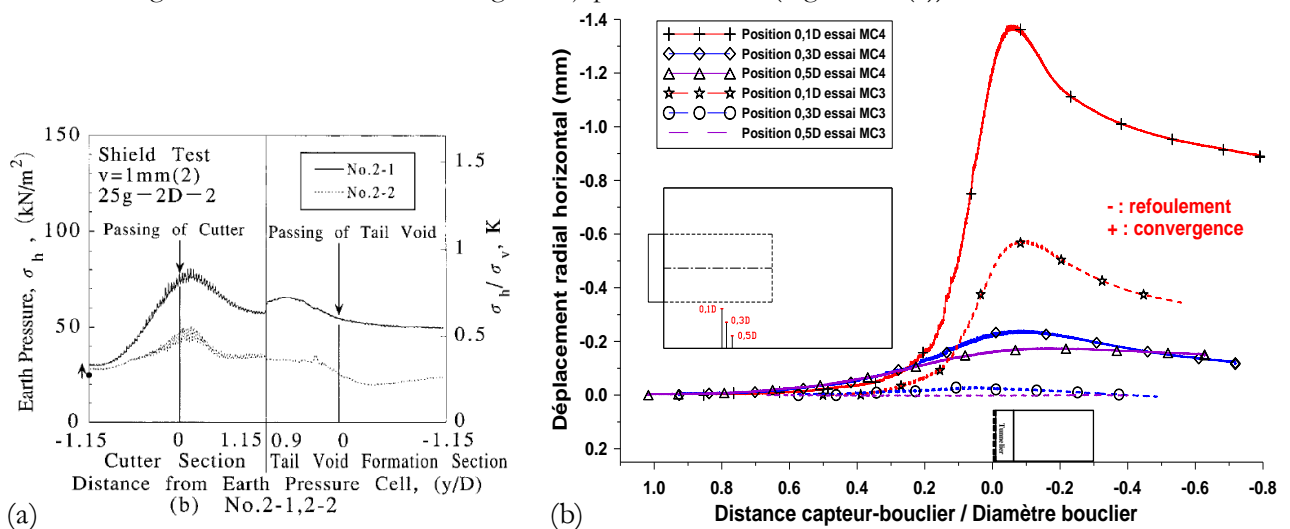


Figure 1-9 : Comportement horizontal radial à hauteur d'axe du tunnel mis en évidence sur modèle réduit : (a) contraintes (Nomoto et al, 1999), (b) déplacements (Doan, 2007).

1.2.3 Effets de voûte longitudinaux et transversaux

Plusieurs auteurs ont étudié les arcs de voûte longitudinaux et transversaux régnant au dessus des tunnels creusés en terrains meubles, dans la mesure où ceux-ci influent directement sur les efforts exercés dans le revêtement et qu'ils peuvent modifier le guidage du tunnelier lorsque ce mode de creusement est utilisé.

On peut notamment citer les essais sur modèle réduit de Branque et al (2007) en massifs cohérents frottants lors desquels la contrainte verticale dans l'axe ou au dessus de la clé s'est révélée avoir un comportement stationnaire caractéristique d'un effet de voûte longitudinal : existence d'une zone allégée (contrainte verticale inférieure au poids des terres) à proximité de la roue de coupe et report du poids des terres à l'avant du bouclier (Figure 1-10). Certaines études récentes réalisées sur des modèles plus simples de « trappe » avec des sables ou des cylindres photo-élastiques y ont également été consacrées (Figure 1-11). Quel que soit le modèle utilisé, très peu d'études quantitatives consacrées à l'évolution de la zone allégée et à l'amplitude du report avec les caractéristiques du massif ou les conditions de pilotage n'ont cependant été effectuées à ce jour.

Le cas des tunnels jumeaux a été étudié par Lee et al (2006). Ceux-ci ont comparé l'extension de la zone allégée (« negative arching zone ») dans les cas d'un tunnel « simple » ou de deux tunnels parallèles dont les axes sont distants de d à partir d'essais centrifugés au tube pressurisé dans des argiles. Les auteurs ont mis en évidence une plus grande extension transverse de la zone allégée et donc un report (« positive arching zone ») du poids des terres plus lointain dans le cas de tunnels jumeaux que dans le cas d'un tunnel simple (Figure 1-12). Ce constat est issu des mesures ponctuelles de contraintes effectuées (capteurs A0, A2, A3, etc. de la Figure 1-12). Le choix d'une représentation géométrique rectangulaire de la zone allégée est dû au modèle théorique d'analyse limite considéré : celui de Wu & Lee (2003), extension à deux tunnels du modèle d'arc-boutement de Terzaghi (1943).

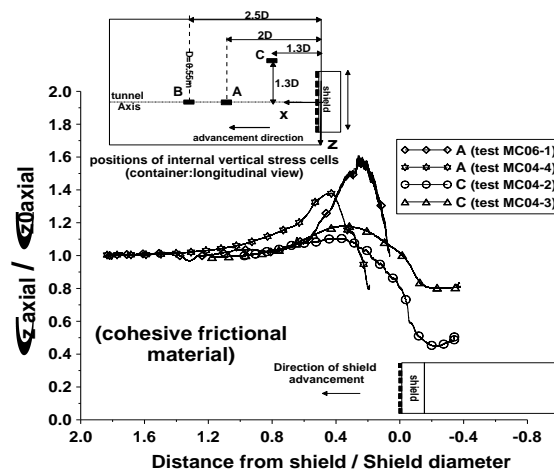


Figure 1-10 : Mise en évidence des effets de voûte autour de la machine à partir d'essais sur le modèle réduit de l'ENTPE (Branque et al, 2007).

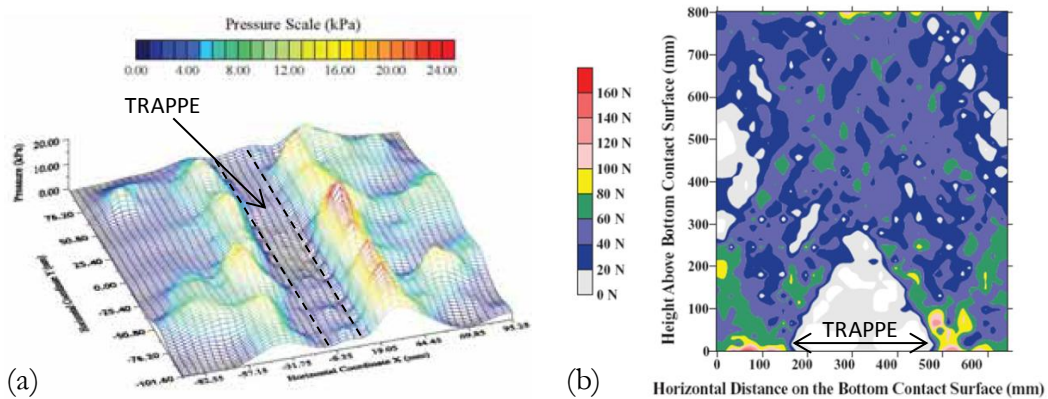


Figure 1-11 : Mise en évidence des effets de voûte sur des dispositifs de "trappe" avec des sables (a) ou des cylindres photoélastiques (b), Paikowsky et al (2010).

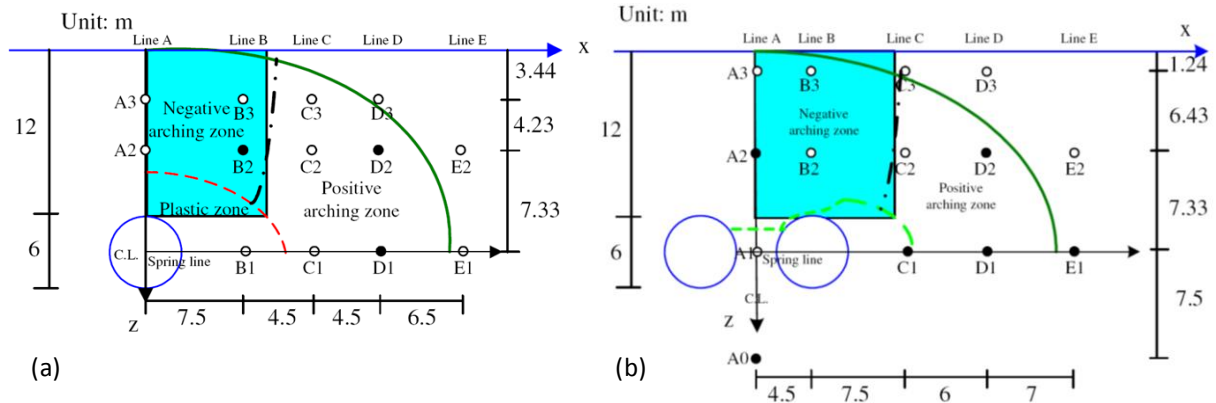


Figure 1-12 : Comparaison entre les extension des zones allégées par effet de voûte dans les cas d'un seul tunnel (a) ou de deux tunnels parallèles (b) – Expériences de types « tube pressurisé » (Lee et al, 2006).

1.2.4 Corrélations entre grandeurs machine

Les auteurs ayant réalisés des essais sur modèle réduit de tunnelier se sont également intéressés aux relations entre les différentes grandeurs inhérentes au pilotage du tunnelier (couple sur la roue de coupe, efforts de poussée, pressions dans la chambre d'abattage, vitesse d'avancement...). Ces dernières peuvent en effet apporter des réponses intéressantes quant au dimensionnement ou au pilotage des tunneliers réels.

Branque & Boutin (2002), puis Doan (2007) ont en effet caractérisé les différents types de régime de creusement à partir des grandeurs machine sur la modèle de l'ENTPE. Trois conditions nécessaires à l'obtention d'un régime idéal de creusement, i.e. minimisant les déformations au sein du massif, ont ainsi été exhibées. Ces dernières, largement détaillées dans le deuxième chapitre de ce mémoire (paragraphe 1.1), sont les suivantes :

- ✚ L'existence d'un état d'équilibre initial du front de taille caractérisé par la pression exercée au front. Cette dernière dépend des caractéristiques mécaniques du terrain et de la configuration géométrique du tunnel (hauteur de recouvrement, diamètre) ;
- ✚ Le maintien d'une quantité de matière constante dans la chambre d'abattage (Cf. Figure 1-13(a)). La sensibilité du couple sur la roue de coupe, de l'effort de poussée et des pressions dans la chambre d'abattage à l'égard de cette condition ont été mis en exergue par les auteurs ;
- ✚ L'utilisation d'une vitesse de rotation de la roue de coupe suffisante pour éviter une mise en butée du massif excavé par les parties métalliques du bouclier.

Ces auteurs ont également montré la stationnarité du couple sur la roue de coupe en régime idéal de creusement. En effet, on peut voir sur la Figure 1-13(b) que le couple sur la roue de coupe mesuré pour différents essais en régime idéal est quasi-indépendant de la vitesse d'avancement de la machine. Notons toutefois que les auteurs ne précisent pas si la pression frontale imposée est constante (et donc la quantité de matière présente dans la chambre d'abattage identique) entre les différents essais considérés.

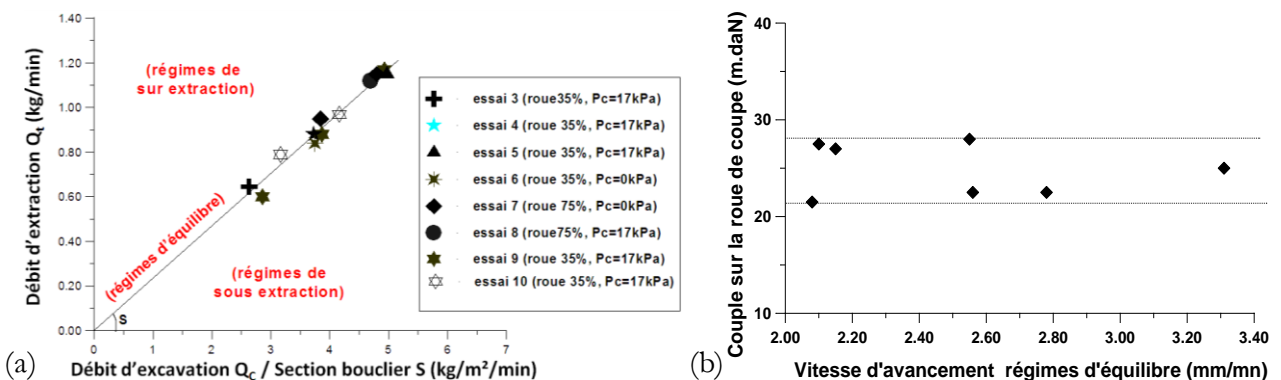


Figure 1-13 : Droite de fonctionnement à quantité constante (a) et indépendance du couple sur la roue de coupe à l'égard de la vitesse d'avancement en régime d'équilibre (b) : Expériences sur modèle réduit (Branque et al, 2002).

Xu et al (2011) se sont également intéressés aux corrélations entre grandeurs machines sur leur modèle réduit de tunnelier à pression de terre. Ceux-ci ont mis en évidence qu'une diminution du taux d'ouverture de la roue de coupe ou une augmentation de la hauteur de couverture entraînait la croissance du couple sur la roue de coupe et de l'effort de poussée. Les graphes en Figure 1-14 (a) et (b) en attestent. Les paramètres gardés constants entre les différents essais sont cependant mal présentés par ces auteurs. Un paramètre pertinent pourrait être l'amplitude des déplacements de surface. Dans ces conditions, un biais expérimental important à ces conclusions peut exister : par exemple si la pression frontale imposée lors des essais a crû avec la hauteur de couverture.

Grâce à leurs essais, ces auteurs ont également exhibé l'existence d'une relation linéaire par morceaux entre l'effort de poussée frontale et le couple sur la roue de coupe, cette relation étant différente en fonction du taux d'ouverture de la roue de coupe et de la hauteur de couverture (Figure 1-14 (c)).

Xu et al (2011) ont enfin confirmé la forte sensibilité des pressions dans la chambre d'abattage à l'égard de l'évolution de la quantité de matière présente dans la chambre d'abattage (Figure 1-14 (d)), caractérisée ici par le « mucking ratio » (rapport entre les quantités de matières sortantes et entrantes dans la chambre), conformément aux travaux de Branque & Boutin (2002).

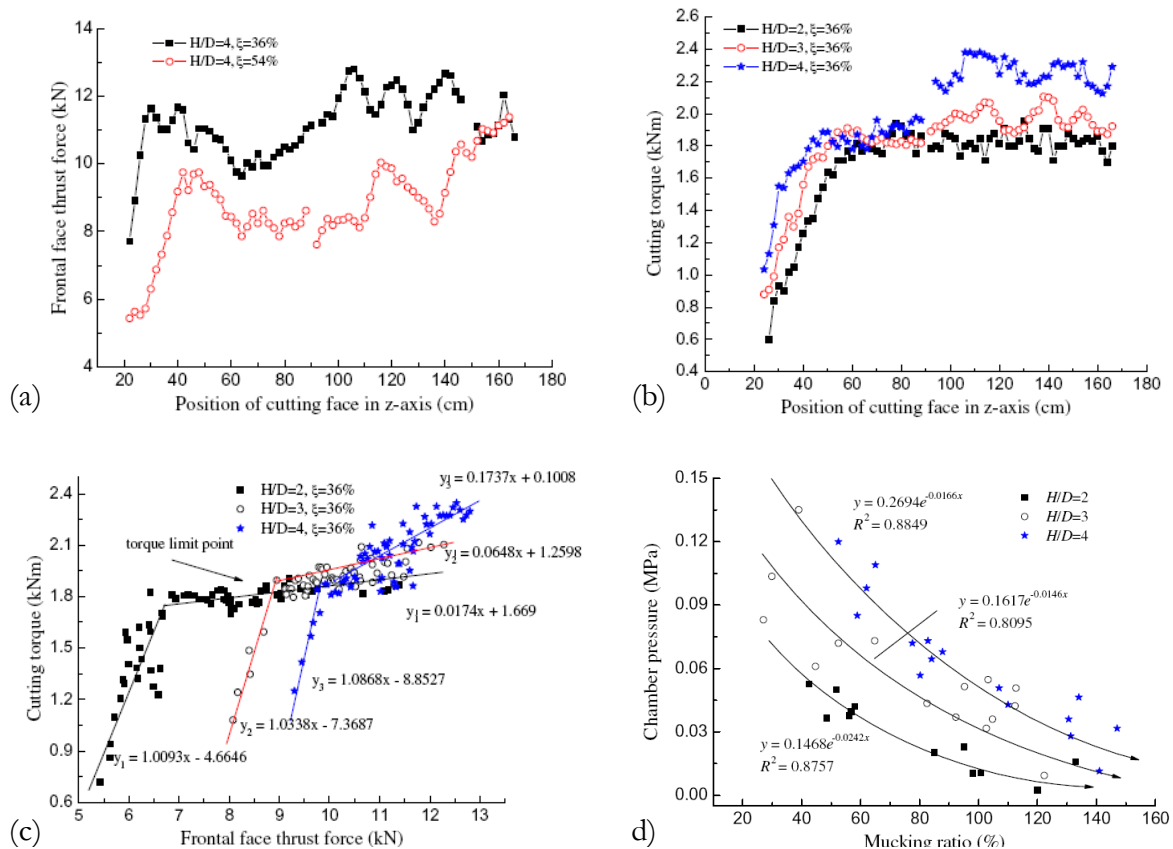


Figure 1-14 : Corrélations entre grandeurs machines obtenues sur modèle réduit (Xu et al (2011)).

1.2.5 Mécanismes et pressions limites de rupture du front de taille

Casarin & Mair (1981) puis Chambon et Corté (Chambon, 1990 ; Chambon & Corté, 1989, 1991) ont étudié les mécanismes et pressions limites de rupture par effondrement du front de taille à l'aide de dispositifs centrifugés de tubes rigides à fronts flexibles. Les premiers se sont intéressés au cas des massifs purement cohérents (argiles), les seconds au cas des massifs purement frottants (sable secs).

Dans le cas des matériaux purement frottants, Chambon et Corté ont mis en évidence que la rupture par effondrement du front de taille se fait pour une pression frontale d'autant plus faible que la densité du massif reconstitué est importante, et donc que ses caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement sont importantes (Figure 1-15 (a)). Ils ont également montré la faible influence de la hauteur de couverture sur les pressions limites de rupture (Figure 1-15 (b)).

Sur ce plan, la découpe des massifs après essai (et après humidification du matériau) a permis aux auteurs de localiser les zones instables au niveau du front de taille. Pour des faibles hauteurs de couverture (0.5D), ceux-ci ont exhibé un bulbe de rupture s'étendant jusqu'en surface (Figure 1-15 (c)) alors que pour une couverture de 2D, ce bulbe ne s'étendait que sur une hauteur d'un diamètre au dessus du tunnel. (Figure 1-15 (d))

Messerli et al (2010) ont également étudié les mécanismes de rupture en massifs purement frottants par le biais de dispositifs non centrifugés de tubes rigides à fronts flexibles ou déplaçables. Ces auteurs ont confirmé les résultats de Chambon et Corté, à savoir : l'indépendance de la pression de confinement à l'égard de la hauteur de couverture lorsque la hauteur de couverture C est supérieure au diamètre D du tunnel, et la géométrie du mécanisme de rupture (Figure 1-16(2) et (3)). Ils ont cependant mis en évidence que ce mécanisme initial pouvait conduire à la formation d'une cheminée d'écoulement jusqu'en surface si le déconfinement du front était imposé suffisamment longtemps (Figure 1-16 (4) et (5)).

Dans le cas de massifs purement frottants, les mesures de déplacements internes effectuées sur le modèle réduit de tunnelier de l'ENTPE ont conduit Branque & Boutin (2002) à la conclusion de l'existence d'un mécanisme d'écoulement, prenant naissance en calotte de la chambre d'abattage, et pouvant conduire à l'apparition d'un fontis en surface (Figure 1-17 (a)). Ce mécanisme, généré sur modèle réduit de tunnelier, est fondamentalement différent de ceux générés par des modélisations plus simplistes du processus de creusement (Chambon & Corté, 1991 ; Messerli et al, 2010) dans la mesure où il n'interfère que la calotte et non la totalité du front de taille.

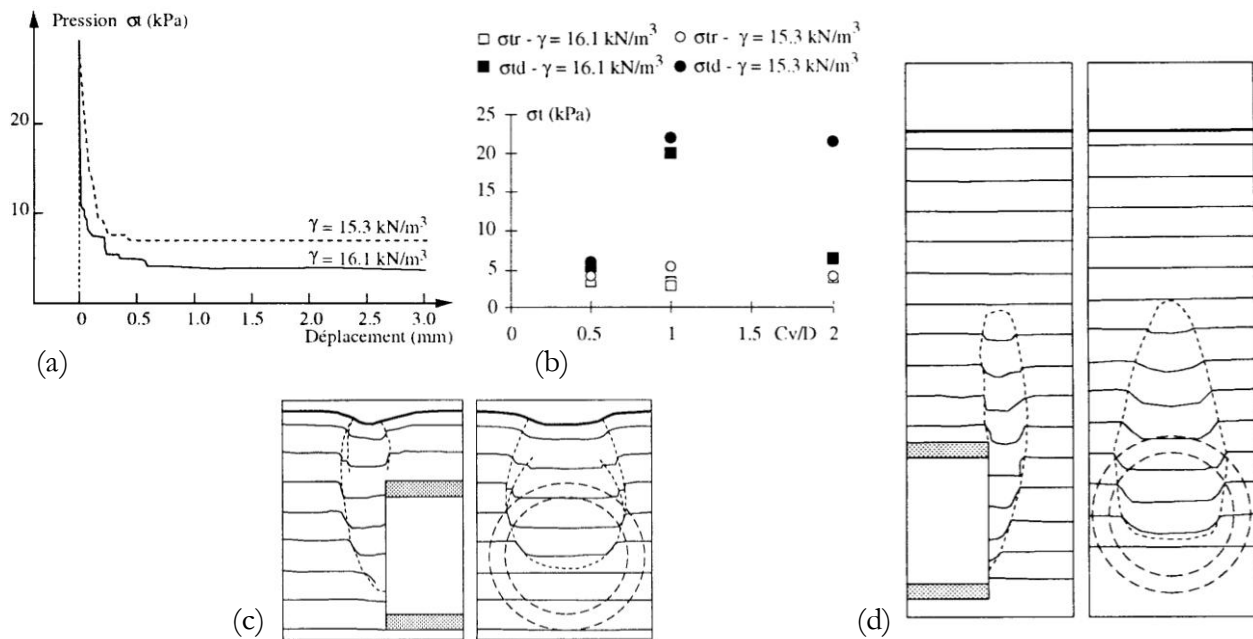


Figure 1-15 : Expériences de Chambon & Corté (1991) au tube pressurisé : (a) relation entre déplacement frontal et pression interne σ_i ; (b) Pression interne à l'apparition des premiers déplacements (σ_{td}) et à la rupture du front de taille (σ_{tr}) ; mécanisme de rupture pour une couverture de 0.5D (c) et 2D (d).

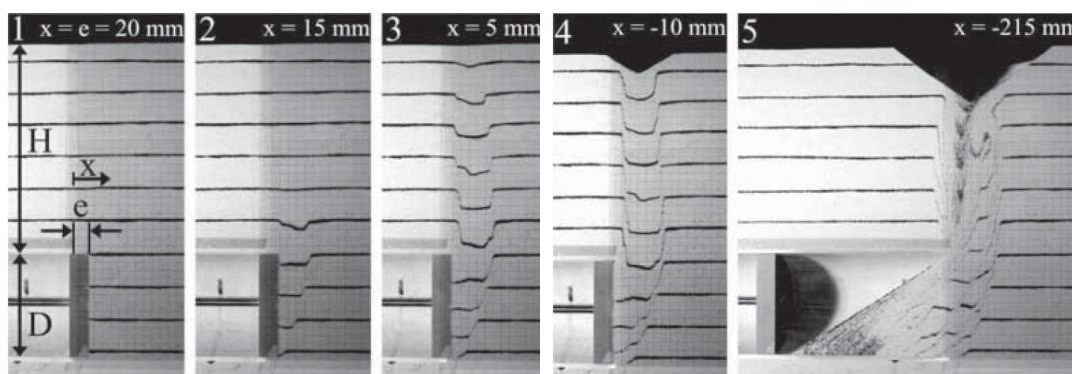


Figure 1-16 : Expérience de Messerli et al (2010) au tube rigide à front déplaçable en massif purement frottant.

Sur ce même dispositif expérimental, Doan (2007) a étudié les mécanismes de rupture en massifs cohérents frottants pour une hauteur de couverture égale à un diamètre. Dans les cas d'un massif de cohésion 0.5kPa, les mesures de déplacements et de contraintes effectuées, ainsi que la découpe du massif après essais ont conduit l'auteur à proposer le mécanisme de rupture « par blocs » présenté en Figure 1-17 (b). Le bulbe de rupture exhibé dans ces conditions interférait la totalité du front de taille, s'étendait jusqu'à $0,3D$ à l'avant du bouclier et environ $0,1D$ au dessus de la clé.

Doan (2007) a également mis en exergue le mécanisme de rupture par refoulement dans ce type de massif pour la même configuration d'essai que précédemment. Les mesures de déplacements effectuées ainsi que l'évolution des contraintes verticales dans l'axe du tunnelier lui ont conduit à proposer le mécanisme de refoulement d'un bloc rigide présenté en Figure 1-17 (c). Les pressions limites de rupture par effondrement ou refoulement du front de taille n'ont cependant pas été étudiées de manière détaillée par cet auteur.

Caporaletti et al (2008) ont mené une étude expérimentale consacrée aux massifs stratifiés sur un dispositif de tube pressurisé centrifugé (Figure 1-18). Ces essais ont mis en œuvre un tunnel creusé en massif argileux, surmonté d'une couche de sable sec, à l'image des essais d'Hagiwara et al (1999) présentés précédemment et consacrés à l'analyse des déplacements de surface. Ces essais ont mis en évidence un mécanisme de rupture par translation verticale d'un bloc dans la couche argileuse (Figure 1-18 (a)) conforme aux observations d'autres auteurs pour les massifs purement cohérents (Melix, 1986 par exemple), surplombé d'un mécanisme de type « cheminée d'écoulement » dans la couche purement frottante à l'image des mécanismes présentés précédemment pour ce type de matériau. Caporaletti et al (2008) ont également mis en évidence la nécessité de considérer la couche de sable comme couche participant à la stabilité et non simplement comme une surcharge. Un mécanisme théorique (analyse limite) de rupture en section courante spécifique a donc été développée (Figure 1-18 (b)). Celui-ci est une extension du mécanisme en massif homogène purement cohérent de Davis et al (1980) au cas stratifié considéré.

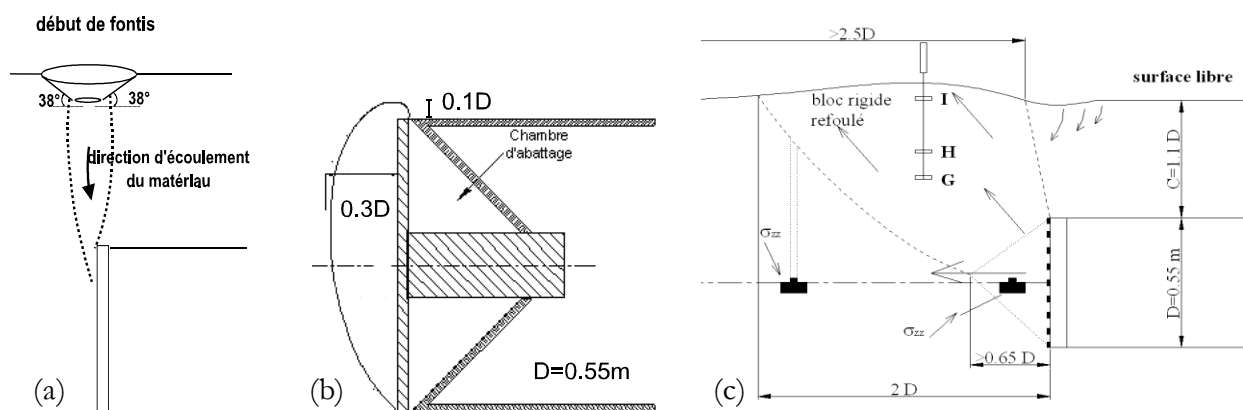


Figure 1-17 : Mécanismes de rupture mis en évidence sur le modèle réduit de tunnelier de l'ENTPE : (a) rupture par effondrement du front de taille en massif purement frottant (Branque & Boutin, 2002), (b) rupture par effondrement du front en massif cohérent frottant (Doan, 2007), (c) rupture par refoulement du front (Doan, 2007).

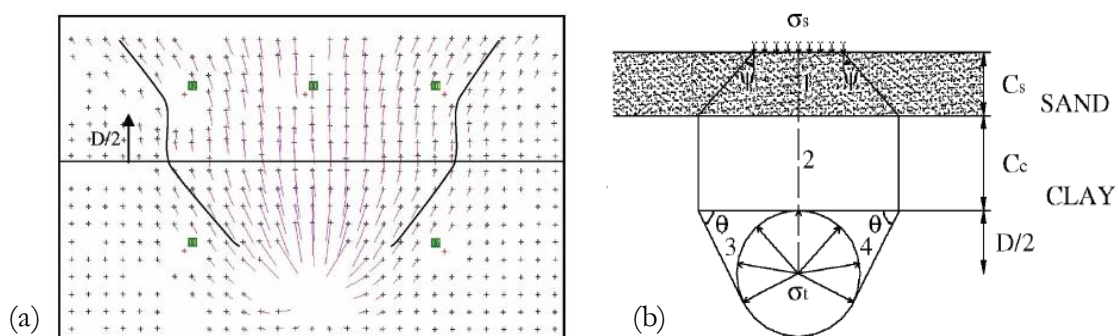


Figure 1-18 : Vecteurs déplacement (a) et proposition de mécanisme de rupture théorique (b) issus des essais sur massifs stratifiés bicouches de Caporaletti et al (2008).

1.3 Conclusion

Les principaux types de modèles physiques existants concernant l'étude du creusement pressurisé des tunnels, leurs forces et leurs limites ont été présentés. A l'issue de cette étude bibliographique, le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE semble le dispositif permettant actuellement la modélisation la plus fidèle du processus de creusement au tunnelier à pression de terre, et par conséquent un outil particulièrement pertinent dans l'étude de l'interaction sol-machine. Notons toutefois que ce dispositif a l'inconvénient de ne pas être centrifugé, compliquant ainsi les lois de similitude à respecter pour donner un sens aux études menées avec cette maquette. Notons également que ce modèle réduit ne permet pas de prendre en compte des pressions hydrostatiques (absence d'étanchéité du caisson et de la chambre d'abattage), champ d'investigation intéressant et peu étudié dans la littérature.

La synthèse des principaux résultats obtenus dans le domaine met en évidence plusieurs manques auxquels ce travail de thèse va tâcher de pallier. On peut en particulier citer :

- ✚ L'analyse et la quantification des tassements de surface en fonction des conditions de pilotage de la machine (notamment la pression frontale imposée) et des caractéristiques mécaniques du terrain.
- ✚ La meilleure compréhension de l'évolution des champs de contraintes et déformations autour d'une section courante lors du passage du tunnelier : analyse et quantification des déplacements en piédroits/clé/radier, relation avec le comportement en contrainte, étude de l'influence des conditions de pilotage et des caractéristiques mécaniques du terrain...
- ✚ Le diagnostic et l'analyse des effets de voûte autour de la machine, l'étude de leur évolution avec les caractéristiques de terrain ou de pilotage, et la compréhension précise de ce phénomène.
- ✚ L'identification de paramètres de contrôle du régime de creusement entretenu et l'établissement de corrélations entre les différentes grandeurs machine, en vue d'un renseignement du pilote en temps réel des conditions de creusement (aide au pilotage des tunneliers réels).
- ✚ Concernant l'étude de la stabilité du front de taille : la quantification de l'influence de la cohésion du massif sur les pressions limites et mécanismes de rupture par effondrement ou refoulement du front de taille.
- ✚ L'extension de toutes ces analyses au cas des massifs stratifiés, déjà fréquents sur chantier et qui se multiplieront avec l'augmentation des diamètres des futurs tunnels. Seuls quelques essais mettant en œuvre une modélisation simpliste (au tube pressurisé) du processus de creusement ont à ce jour été menées dans ce type de massif.

2 MODELISATION THEORIQUE DU CREUSEMENT PRESSURISE DES TUNNELS

Les modèles physiques présentés précédemment ainsi que des observations sur chantier ont permis le développement de modèles théoriques (analytiques ou numériques), plus ou moins à même de représenter la phénoménologie spécifique du creusement pressurisé des tunnels, et qui ont parfois abouti sur des outils d'aide au dimensionnement et au pilotage des tunneliers. Les principaux modèles actuels dans ce domaine, présentés dans les paragraphes suivants, s'articulent autour de deux questions : l'assurance de la stabilité du front de taille dans une première approche, et l'évaluation des déplacements générés par le creusement.

2.1 Modélisation des régimes extrêmes de creusement : analyse de la stabilité du front de taille

Lors du dimensionnement d'un tunnel en terrain meuble, il est dans un premier temps nécessaire de s'assurer de la stabilité de l'excavation à tout moment du creusement. Dans le cas du creusement pressurisé, cette question se limite à l'évaluation des pressions frontales extrêmes dans la mesure où la stabilité en paroi de l'excavation est assurée par la jupe du tunnelier, puis par les anneaux de voussoirs.

2.1.1 Travaux antérieurs à 2008

De nombreux auteurs se sont intéressés à l'évaluation de la stabilité du front de taille par des approches théoriques depuis les années 60. Quelques pages ne peuvent suffire à en faire une présentation exhaustive. On pourra se référer à Guglielmetti et al (2008) ou Chen et al (2011) pour en obtenir une synthèse à jour. Dans le cadre de ce paragraphe, seuls quelques travaux clés illustrant les grandes familles de modèles adaptés au cas des terrains meubles (sols purement frottants, cohérents frottants ou purement cohérents) sont présentés. Les développements les plus récents seront présentés au paragraphe 2.1.2.

De nombreux développements dans ce domaine ont été effectués par le biais de calculs analytiques avec production d'abaques. Ces derniers présentent en effet l'avantage d'être simples et rapides à mettre en œuvre. Les premiers modèles développés dans ce domaine ont été réalisés dans le cadre de la théorie de l'équilibre limite. Si on se limite au cas des modèles tridimensionnels, citons Horn (1961), Jancsecz & Steiner (1994), Anagnostou & Kovari (1994) et Broere (2001) par exemple (Figure 1-19). La théorie de l'équilibre limite consiste à écrire directement un bilan des efforts exercés sur la zone de sol présumée entrer en rupture. L'effort de frottement (T sur la Figure 1-19) est dans ce cas l'intégrale de la contrainte de cisaillement maximale admissible dans le sol.

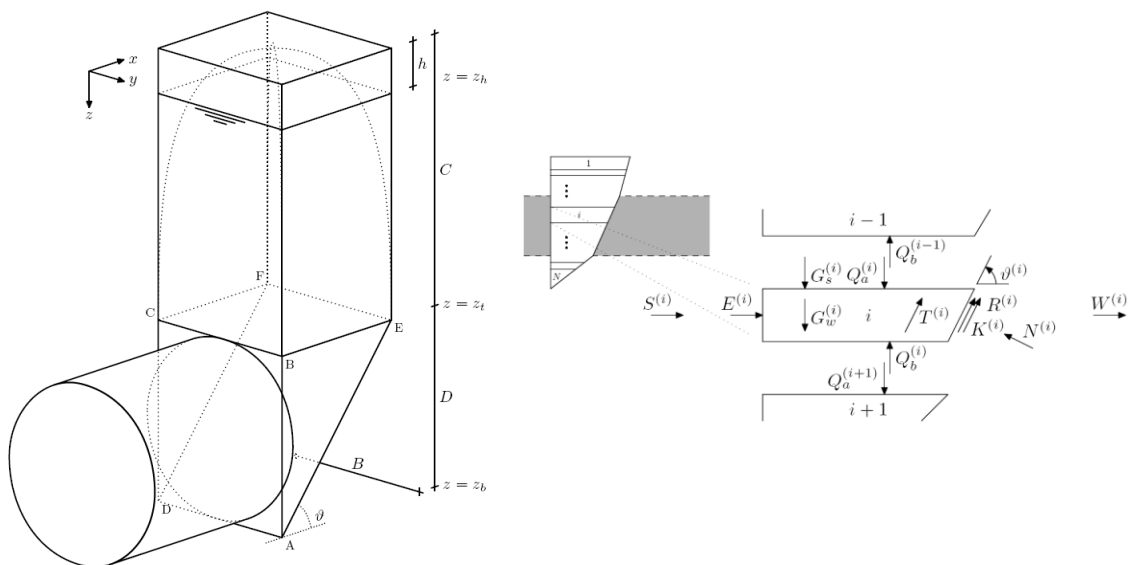


Figure 1-19 : Théorie de l'équilibre limite – Mécanisme de Broere (2001) : amélioration du mécanisme de Horn (1961) par prise en compte des pressions hydrostatiques et d'une stratification du sol.

Une autre famille de modèles analytiques s'est développée parallèlement aux précédents modèles cités. La théorie qu'ils mettent en œuvre est appelée « calcul à la rupture » et donne un encadrement du chargement supportable grâce à deux approches : l'approche statique (ou « par l'intérieur ») et l'approche cinématique (ou « par l'extérieur »). Des détails sur ces deux approches seront donnés dans la première partie du quatrième chapitre de ce mémoire. On peut notamment citer les modèles de Davis et al (1980) en milieu purement cohérent (modèle bidimensionnel) et ceux de Leca & Dormieux (1990), Soubra (2000) et Wong & Subrin (2006) en milieu cohérent frottant (modèles tridimensionnels). Notons que ce type de modèles est également fortement utilisé dans le cadre du creusement de tunnel en méthode conventionnelle, un éventuel renforcement par boulonnage frontal pouvant être pris en compte par détermination d'un milieu homogène équivalent (Subrin, 2002).

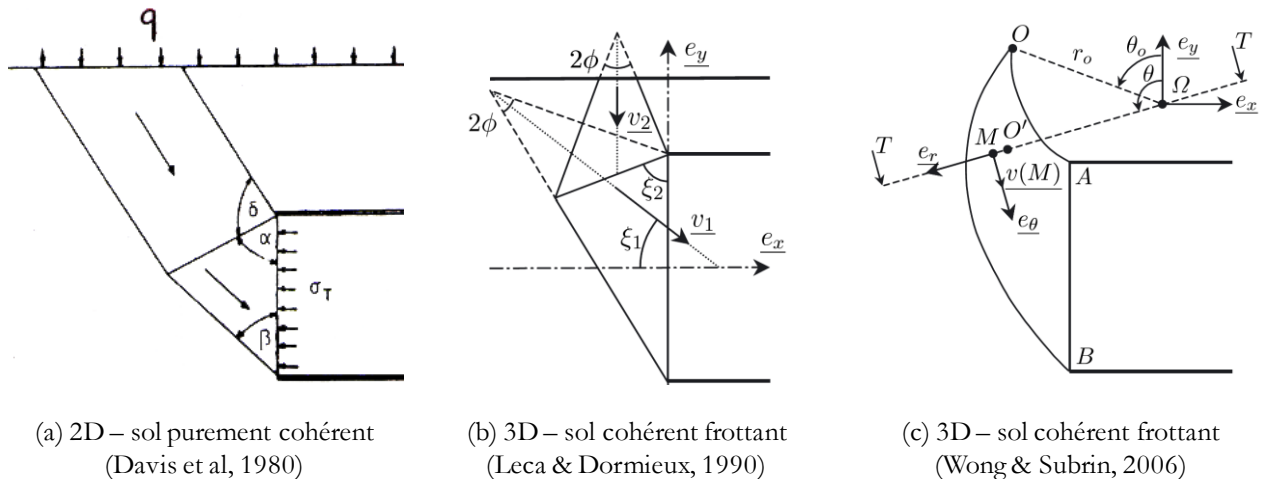


Figure 1-20 : Théorie du calcul à la rupture – Cas de l'approche cinématique – Mécanismes de rupture par effondrement du front de taille de Davis et al (a), Leca & Dormieux (b) et Wong & Subrin (c).

Ces modèles analytiques présentent cependant l'inconvénient d'être limités à des cas assez simples : géométrie circulaire, massif homogène infini, état de contrainte initial isotrope, absence de pressions hydrostatiques... C'est pourquoi le recours à des méthodes numériques, permises par l'augmentation des puissances de calcul, est de nos jours de plus en plus fréquent. Ces modèles numériques sont généralement menés sur des logiciels aux éléments finis (Vermeer et al, 2002 ; Schuller & Schweiger, 2002 ; ...) ou aux différences finies (Subrin, 2002 ; Demagh et al, 2008 ; ...). Les objectifs visés peuvent être directement la création d'abaques ou la comparaison avec des modèles analytiques, ces derniers étant plus éloignés de la vérité mathématique. Rappelons cependant que la seule vraie validation possible reste, in fine, la confrontation avec des résultats expérimentaux.

2.1.2 Derniers développements

Depuis 2008, date de début de ce travail de thèse, peu de publications ont été consacrées à l'évaluation de la stabilité du front de taille dans les grandes revues internationales. Cela peut être la marque que les outils d'évaluation de la stabilité du front de taille existants, dont les principales références ont été mentionnées au paragraphe précédent, sont suffisamment aboutis, en particulier dans le cas de la rupture par effondrement.

Parmi les travaux récents, il faut tout de même citer ceux de Mollon et al (2010). Les auteurs ont cherché à améliorer l'approche cinématique du calcul à la rupture en considérant un mécanisme multi-cônes interférant avec la totalité du front de taille et donc davantage conforme aux observations expérimentales que le mécanisme de Wong & Subrin (2006). Ce mécanisme, illustré en Figure 1-21 (a), comporte cependant des surfaces de discontinuité internes non observées numériquement. On peut voir sur la Figure 1-21 (b) que la prédiction de la pression limite de rupture par effondrement issue de ce modèle est très proche de la solution obtenue avec un modèle numérique. L'amélioration apportée par ce mécanisme par rapport à celui de Wong & Subrin n'est cependant pas évidente. En effet, Mollon et al (2010) ne comparent pas leur mécanisme avec le mécanisme de Wong & Subrin alors que ce dernier améliore significativement l'approche cinématique de Leca & Dormieux et se révèle également très proche de la solution numérique de Vermeer et al (2002) (Cf. Figure 2-89 (c)).

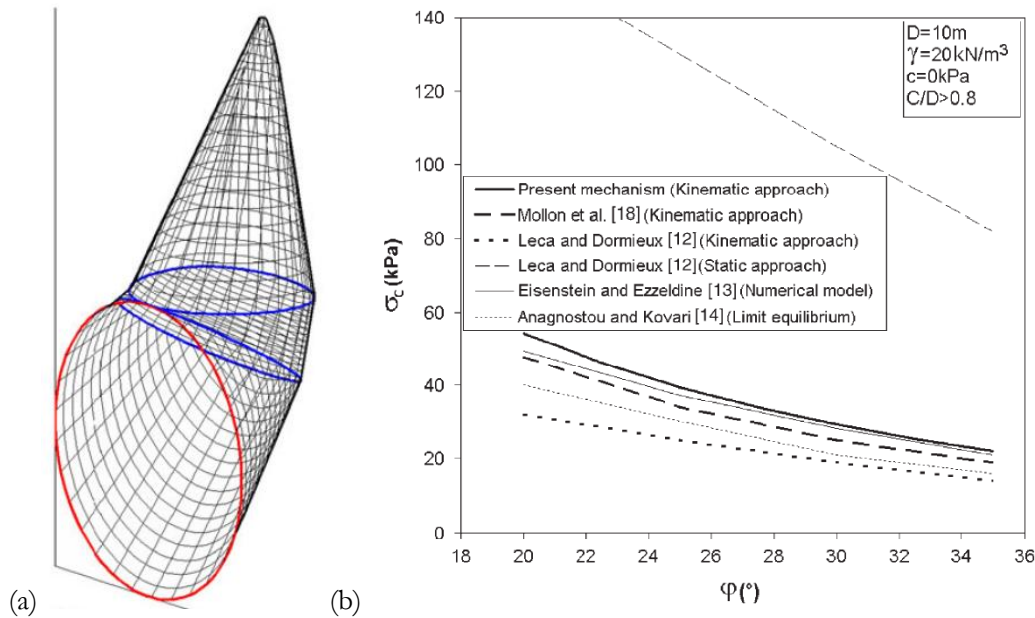


Figure 1-21 : Mécanisme de Mollon et al (2010) : (a) géométrie, (b) confrontation avec d'autres mécanismes.

Les travaux de Li et al (2009) méritent également d'être cités. Les auteurs se sont intéressés au cas des tunnels de grands diamètres, de plus en plus fréquents aujourd'hui : Groene hart ($D=14.87\text{m}$), M-30 Madrid (15.2m), Shanghai Yangtze River Tunnel (15.43m), projet d'un tunnel de 19m de diamètre sous le détroit de Bering... Ils montrent, par des modèles numériques, que la différence de densité entre la boue de confinement (1.0 à 1.2) et le sol (généralement supérieure à 1.7) peut générer une rupture locale du front comme illustrée en Figure 1-22 (a). Les auteurs étendent alors le modèle analytique de Davis et al (1980) considérant une calotte sphérique en rotation (Figure 1-22 (b)), au cas d'un front pressurisé afin d'évaluer le risque de rupture local. Noter également que, selon ces auteurs, l'augmentation des caractéristiques mécaniques avec la profondeur (ici la cohésion non drainée C_u) ne peut être négligée dans le cas des tunnels de grand diamètre.

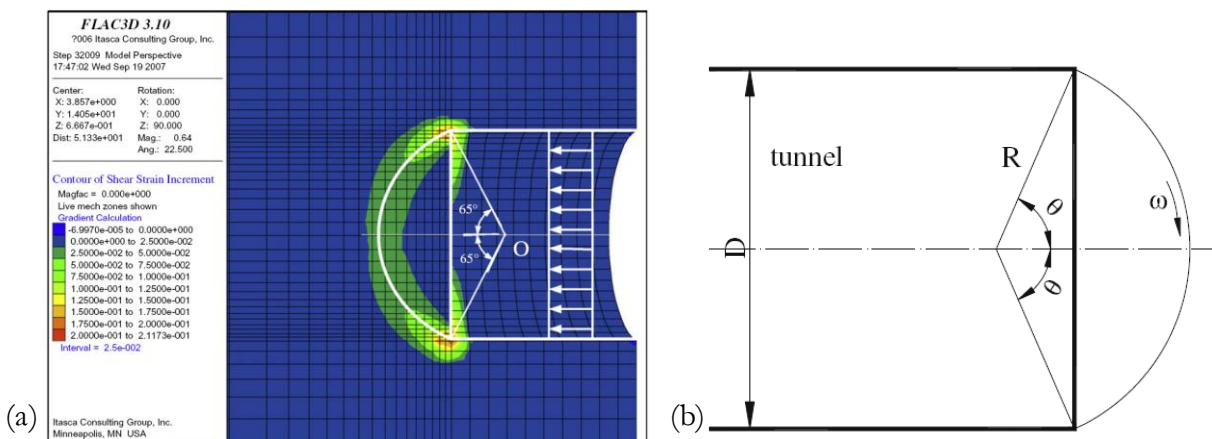


Figure 1-22 : Mécanisme de rupture local à considérer dans le cas des tunnels de grands diamètres (Li et al, 2009).

Demagh et al (2008) se sont interrogés sur l'influence de l'angle de dilatance sur les pressions limites et les mécanismes de rupture issus des approches analytiques existantes reposant sur la théorie du calcul à la rupture. En effet, l'approche cinématique du calcul à la rupture est fondée sur la règle de normalité de Hill imposant une expansion de volume pendant l'écoulement plastique caractérisée par un angle de dilatance égal à l'angle de frottement du matériau ($\psi=\varphi$). Or expérimentalement, les sols s'avèrent se dilater beaucoup moins (généralement $-5 < \psi < 10^\circ$) d'où la problématique étudiée. Les auteurs montrent, grâce à des modèles numériques aux différences finies, que dans le cas de la rupture par effondrement, la surestimation de la dilatance du sol entraîne une faible erreur sur la pression limite (inférieure à 7%) alors que dans le cas de la rupture par refoulement du front de taille, l'erreur atteint 40% . Ils montrent également que l'approche par analyse limite non associée de Drescher &

Detournay (1993) (calcul de paramètres réduits c^* et φ^* en fonction de la dilatance du matériau) améliore l'estimation dans le cas de la rupture par effondrement mais pas dans le cas de la rupture par refoulement où la géométrie du mécanisme de rupture est différente.

Il convient enfin de citer que ces dernières années, plusieurs auteurs se sont intéressés à l'évaluation numérique de la stabilité du front de taille grâce à des méthodes aux éléments distincts : Karim (2007), Funatsu et al (2008), Chen et al (2011)... Ces méthodes ont en effet la capacité de mieux modéliser le comportement réel des matériaux granulaires que les approches continues (éléments finis, différences finies). Les temps de calcul très importants qu'elles génèrent obligent cependant aujourd'hui encore à ne considérer qu'un faible nombre de grains (cf. Figure 1-23) d'où des effets d'échelle importants et des modèles moins aboutis qu'avec les approches continues. Par ailleurs, de nombreuses incertitudes persistent quand au choix des paramètres de ce modèle (caractérisation difficile de la loi d'interface).

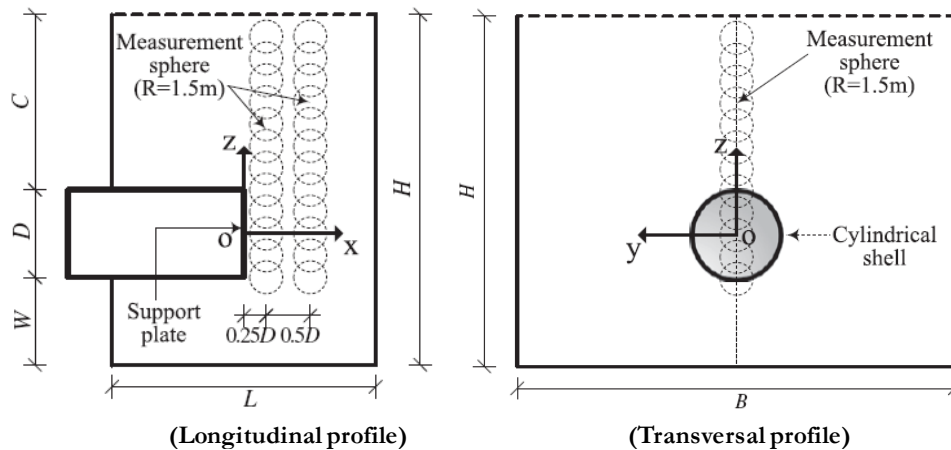


Figure 1-23 : Modèle numérique aux éléments distincts de Chen et al (2011).

2.1.3 Conclusion

De nombreux modèles analytiques ont été développés au cours des cinquante dernières années pour évaluer la stabilité du front de taille d'un tunnel creusé au tunnelier pressurisé. Les plus aboutis d'entre eux donnent des résultats (pressions limites et cinématiques de rupture) proches de ceux issus de modèles numériques (éléments finis ou différences finies). La validation de ces modèles théoriques par des approches expérimentales a été abordée par quelques auteurs (Mair, 1979 ; Chambon et al, 1989, 1990, 1991 ; Skiker, 1995...) mais certains manques, détaillés précédemment, persistent. Cette thèse tâchera d'y pallier par confrontation avec les résultats obtenus sur le modèle réduit de l'ENTPE.

Par ailleurs, la « synthèse » bibliographique précédemment présentée montre que les modèles numériques consacrés à l'évaluation de la stabilité du front de taille mettent en œuvre des logiciels aux éléments finis et d'autres des logiciels aux différences finies. On peut se demander dans quelles limites ces deux méthodes de résolution sont à même de modéliser un phénomène de rupture (écoulement plastique) ? L'une de ces méthodes est-elle préférable à l'autre ? On peut également s'interroger sur l'influence des caractéristiques mécaniques du sol sur les pressions limites et cinématiques de rupture du front de taille, en particulier l'angle de dilatance. Des éléments de réponse à ces questions seront aussi apportés dans le quatrième chapitre de ce mémoire.

Enfin, il convient de noter que les modèles analytiques actuels considèrent des massifs de sols homogènes. Un modèle analytique (type « calcul à la rupture ») adapté au cas des massifs stratifiés et fondé sur les observations effectuées sur modèle réduit sera proposé dans le quatrième chapitre de cette thèse.

2.2 Modélisation du creusement en régime d'équilibre

Les principaux efforts à produire dans le domaine de la modélisation du creusement pressurisé des tunnels sont aujourd'hui dans l'estimation des déplacements occasionnés par la progression du tunnelier dans le terrain et son impact éventuel sur les avoisinants (approches en déplacement) plus que dans l'évaluation de la stabilité du front de taille. En effet, on ne peut de nos jours se limiter à un critère d'absence de rupture pour dimensionner un tunnel en milieu urbain, et les approches en déplacement disponibles dans la littérature sont peu abouties comme en atteste la synthèse bibliographique suivante.

Les prochains paragraphes vont illustrer la complexité du problème à modéliser et présenter les solutions trouvées par les différents auteurs qui s'y sont attelés jusqu'à aujourd'hui. Notons au passage que peu de modèles existent dans ce domaine contrairement au creusement en méthode conventionnelle (Kasper & Meschke, 2004). Enfin, le dernier paragraphe de cette partie présentera les limites des modèles actuels et les axes de recherche suivis au cours de cette thèse.

2.2.1 Un problème fortement tridimensionnel

Au même titre que les calculs bidimensionnels de stabilité du front de taille, transformant le creusement d'un tunnel en une longue taille de mine, ont tendance à sous-estimer la stabilité du front, le caractère tridimensionnel du champ de déplacement généré en creusement en régime d'équilibre ne peut être négligé (Leca, 2000). C'est pour cette raison que seuls des modèles tridimensionnels ont été présentés au paragraphe précédent. Les temps de calcul importants générés par leur mise en œuvre en empêchent cependant encore une utilisation systématique. Selon Leca (2000), la démarche à suivre consiste à utiliser les modèles tridimensionnels comme outil d'analyse de la phénoménologie en vue de développer des abaques de pré-dimensionnement ou des méthodologies de calculs bidimensionnelles en section courante prenant en compte les effets tridimensionnels (méthode convergence-confinement, méthode du ramollissement, méthode du « gap »...). Le principe de plusieurs de ces approches ainsi que quelques références majeures sont données dans le Tableau 1-2. Pour davantage de détails, on pourra aussi se référer à Möller (2006) ou Karakus (2007).

Karakus (2007) a comparé la pertinence de celles-ci (sauf la méthode du « gap ») dans le cas du creusement séquentiel d'un tunnel en méthode traditionnelle. Il a montré que la méthode convergence-confinement, associée à l'utilisation d'éléments poutres pour modéliser le béton projeté, permettait le meilleur accord avec les résultats expérimentaux (Figure 1-24).

Tableau 1-2 : Différentes méthodes de prise en compte des effets 3D dans des calculs 2D en section courante.

Nom	Principe de prise en compte des effets 3D	Référence
Méthode du « gap »	Une perte de volume (réduction de la section du tunnel) est considérée. Son estimation, fonction de la distance au front, est effectuée par rétro-analyse sur des chantiers réels.	Rowe et al (1983)
Méthode du ramollissement	Le module élastique du sol est diminué au voisinage du front. L'ampleur de la diminution est choisie assez arbitrairement (AFTES, 2002), en général par rétro-analyse sur des chantiers réels.	Swoboda et al (1994)
Méthode du calcul des disques	Cette méthode est très proche de la méthode du ramollissement avec en plus une annulation du poids de la zone qui sera excavée à l'incrément suivant (cas d'un creusement séquentiel).	Schikora & Ostermeier (1988)
Méthode du revêtement de rigidité fluctuante (HME)	Cette méthode est également très proche de la méthode du ramollissement. La seule différence est que la diminution de rigidité est appliquée à un anneau de revêtement et non au sol excavé.	Powell et al (1997)
Méthode convergence confinement	Une pression fictive à l'intérieur du tunnel, fonction de la distance x au front, est introduite sous la forme $(1-\lambda(x))\cdot\sigma_0$ avec $\lambda(x)$, taux de déconfinement, issu de calculs 3D axisymétriques.	Panet (1995)

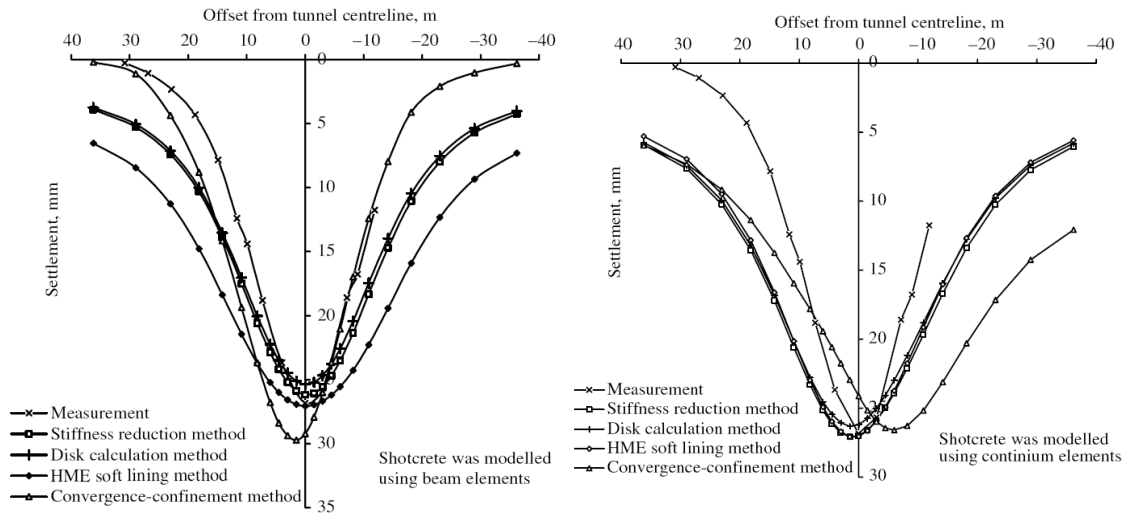


Figure 1-24 : Comparaison des cuvettes transverses de tassements obtenus par différentes méthodes de prise en compte des effets 3D dans des calculs numériques 2D avec des résultats expérimentaux (Karakus, 2007).

2.2.2 Un processus stationnaire

La première difficulté inhérente à la modélisation du processus de creusement au tunnelier à front pressurisé est que ce processus est continu et quasi-permanent. En effet, sur chantier, le tunnelier creuse progressivement une longueur de l'ordre de la longueur d'un anneau de voussoir (de l'ordre de 1.8m pour les tunnels de 8 à 9m de diamètre), s'arrête le temps de la mise en place de cet anneau, puis recommence le creusement. On n'est donc plus dans le cas d'un calcul statique comme celui réalisé pour évaluer la stabilité du front de taille.

La solution retenue par l'intégralité des auteurs à ma connaissance ayant travaillé sur la question est la « découpage » du creusement en une succession de phases de calcul statiques (calculs phasés). A chaque phase de calcul, les éléments correspondant à la zone excavée sont désactivés (dans la plupart des codes de calcul, cela revient à leur attribuer une rigidité nulle), les conditions aux limites imposées au front de taille sont transférées au nouveau front de taille et un anneau de revêtement est éventuellement activé. Un exemple de ce type de procédure est illustré en Figure 1-25(b-c).

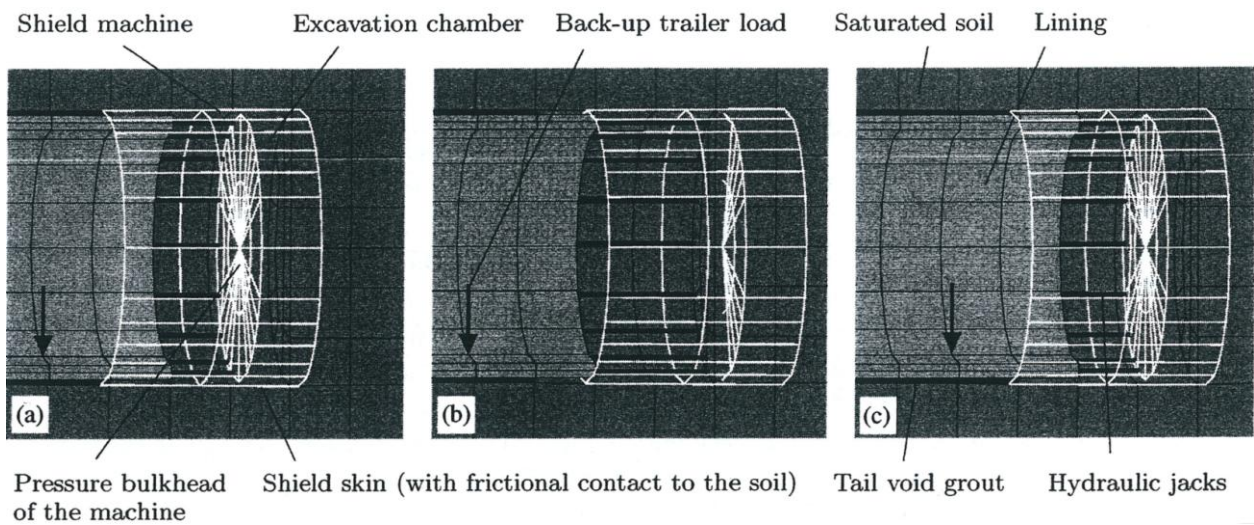


Figure 1-25 : Exemple de procédure « d'activation/désactivation » d'éléments (Kasper & Meschke, 2004) : (a) étape précédente, (b) avancement tunnelier, (c) excavation et activation du mortier de bourrage et du revêtement.

Les valeurs des pas d'avancement (notés L_{avct}), i.e. les distances entre deux calculs successifs, utilisés par les principaux auteurs ayant travaillé dans le domaine sont synthétisées dans le Tableau 1-3. Seuls les modèles tridimensionnels ont été considérés ici. Ce choix sera justifié au paragraphe 2.2.1. On peut y voir que le pas d'avancement retenu par ces auteurs est compris entre $D/3$ et $D/5$. Cette longueur est de l'ordre de la longueur d'un anneau de voussoir sur chantier. La totalité de chaque phase de creusement est donc supposée se réaliser instantanément. On pourra s'interroger sur la pertinence de cette hypothèse.

Par ailleurs, on note que la longueur des éléments au voisinage des fronts dans la direction longitudinale (notée $x_{maillage}$) est égale à L_{avct} pour ces différents modèles. Il est à noter que des interpolations linéaires ou quadratiques (détails au §1.2.1.1 du chapitre 4) sont considérées par les différents auteurs, ces dernières étant beaucoup plus puissante que les interpolations linéaires puisque le taux de déformation des éléments y évolue linéairement au lieu d'y rester constant. Dans tous les cas, les maillages utilisés par les différents auteurs mettent en œuvre des éléments grossiers au voisinage du front. Ce choix est motivé par la diminution des temps de calcul mais son influence sur la précision des résultats n'est généralement pas quantifiée par les différents auteurs.

Tableau 1-3 : Pas d'avancement et caractéristiques des maillages utilisés par quelques références majeures.

Référence	Code utilisé	L_{avct}	$x_{maillage}$	Interpolation
Melis et al (2002)	Flac3D (code aux différences finies)	$D/4$	$D/4$	Linéaire
Viggiani & Soccodato (2004)	Flac3D (code aux différences finies)	$D/5$	$D/5$	Linéaire
Kasper & Meschke (2004, 2006a, 2006b)	MSC.MARC (code aux éléments finis)	$D/5$	$D/5$	Quadratique
Mroueh & Shahrour (2008)	PECPLAS (code aux éléments finis)	$D/3$	$D/3$	Quadratique
Migliazza et al (2009)	ABAQUS (code aux éléments finis)	$D/4.5$	$D/4.5$	Linéaire

Le caractère permanent de la phase de creusement pourrait être modélisé de manière plus fidèle en utilisant une représentation eulérienne du milieu, c'est-à-dire en décrivant le déplacement du sol comme une fonction de l'espace et du temps (x, y, z, t). Dans ce type de description, le sol se déplace continument par rapport à un maillage fixe au cours du temps alors que dans les formulations lagrangiennes (classiquement utilisées), le sol et son maillage restent solidaires et se déplacent au cours du temps (Figure 1-26). Un autre avantage de l'approche eulérienne, couramment utilisée dans le domaine de la mécanique des fluides, est qu'elle permet au massif d'atteindre des déformations infinies sans problème de maillage. Qiu et al (2011) montrent la pertinence de ces approches pour certains problèmes de géotechniques, comme le fonçage d'un pieu, qu'ils ont modélisé grâce à un code aux éléments finis (ABAQUS), modifié pour être eulérien. Ces approches restent cependant très peu utilisées dans le domaine du génie civil et plus particulièrement dans celui des tunnels, bien qu'elles y soient parfaitement adaptées et que l'idée d'utiliser ce type d'approche ne soit pas nouvelle (Corbetta, 1990).

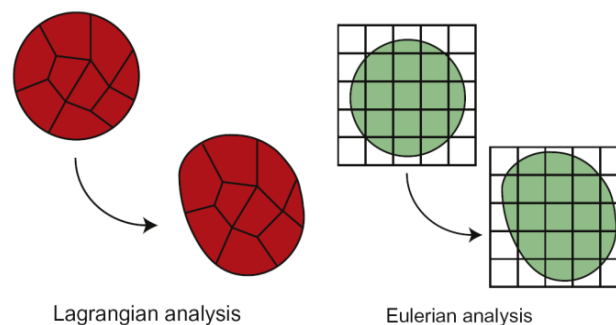


Figure 1-26 : Visions lagrangiennes et eulériennes de la déformation d'un milieu (Qiu et al, 2011).

2.2.3 De multiples sources de déplacements à prendre en compte

2.2.3.1 Origine des déplacements

Outre les caractères tridimensionnels et permanents du creusement au tunnelier pressurisé, de multiples sources de déplacements doivent être considérées lors de la modélisation de ce mode de creusement. Quatre sources d'initiation des déplacements autour de la machine (ceux-ci pouvant ensuite se propager jusqu'à la surface) sont généralement distinguées (AFTES, 1995 ; Mair & Taylor, 1997 ; Leca, 2000) :

- ✚ Au front de taille (1) : leur ampleur est principalement fonction de la pression frontale, de la nature du terrain et des conditions hydrauliques.
- ✚ Le long du bouclier (2) : les déplacements générés le long de la jupe du tunnelier peuvent être générés par une surcoupe (volontaire pour éviter le coincement du tunnelier, ou involontaire à cause de défauts de guidage), par une éventuelle conicité de la jupe (pour faciliter la prise de virage et éviter le coincement du tunnelier) ou simplement par sa rugosité (cisaillement du terrain le long de la jupe).
- ✚ A l'échappée de la queue du bouclier (3) : le vide existant est lié au cumul de l'épaisseur de la jupe et du jeu existant entre l'intrados de la jupe et l'extrados des voussoirs pour y loger le joint de queue (permettant l'étanchéité entre le bouclier et l'intérieur du tunnel). Ce vide annulaire est comblé par l'injection d'un mortier, généralement semi-actif (à base de bentonite et non de ciment). Il est une source majeure de perte de volume lorsque l'injection est mal effectuée. A titre d'exemple, 50% du tassement final y était dû lors du creusement de la ligne F4 du métro de Washington (Clough & Leca, 1993). Notons que cette injection dans le vide annulaire est parfois utilisée comme moyen de compensation des tassements précédemment générés en surface.
- ✚ Le long du revêtement (4) : ces déplacements sont générés par la contraction des voussoirs sous la poussée du sol. Ils sont généralement négligeables puisque les voussoirs sont surdimensionnés afin d'être capable de supporter les efforts de poussée exercés par les tunneliers dans la direction horizontale.

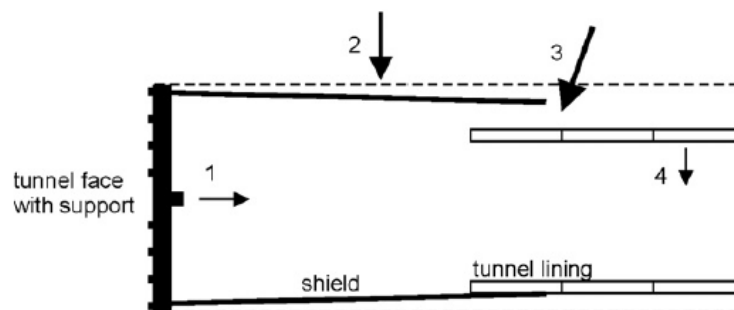


Figure 1-27 : Sources de pertes de volume potentielles avec un tunnelier pressurisé (Mair & Taylor (1997), cité par Möller & Vermeer (2008)).

Il convient également de noter que des déplacements dans le terrain peuvent aussi être générés de manière indirecte par les vibrations générées par la machine, ou par la modification des conditions hydrauliques dans le terrain (rabattement de la nappe lié à un drainage le long du tunnel et source d'érosion interne, consolidation...).

Dans la pratique, l'ordre de grandeur de l'ensemble de ces pertes de volume est évalué à 0.5% en terrains sableux, 1 à 2% dans les terrains argileux, et 2 à 4% dans des horizons mixtes, d'après les retours d'expériences de Mair & Taylor (1997), cité par Möller & Vermeer (2008). Ces observations justifient pleinement l'étude des massifs de sols stratifiés.

2.2.3.2 Procédures de modélisation utilisées

Dans les modèles tridimensionnels existants (Melis et al (2002), Viggiani & Soccodato (2004), Kasper & Meschke (2004), Mroueh & Shahrour (2008) et Migliazza et al (2009)), les déplacements initiés au front de taille (1 sur la figure précédente) sont modélisés simplement par l'application de la pression frontale appliquée réellement sur le chantier (valeur moyenne et gradient gravitaire).

De même, ces 5 modèles permettent une contraction du revêtement à l'arrière (nœuds constitutifs non bloqués) conformément au fait que des déplacements puissent être générés le long du revêtement (source de déplacement 4 sur la figure précédente).

La modélisation des pertes de volume générées le long du bouclier ou dans le vide annulaire est par contre plus complexe. Melis et al (2002), Kasper & Meschke (2004), Mroueh & Shahrour (2008) et Migliazza et al (2009) génèrent des déplacements le long du bouclier (2), puis activent des éléments ayant les caractéristiques du mortier de bourrage derrière le bouclier (3). Les déplacements le long du bouclier sont générés différemment par les quatre auteurs :

- ✚ Melis et al (2002) : le sol et le bouclier sont maillés indépendamment l'un de l'autre et séparés par des éléments d'interface empêchant leur interpénétration. C'est le vide lié à la conicité du bouclier et à une éventuelle surcoupe qui génère les déplacements radiaux autour de la machine (pilotage en déplacement). L'ampleur de cette perte de volume est évaluée, a priori, à partir des caractéristiques géométriques du bouclier.
- ✚ Kasper & Meschke (2004) : une procédure similaire à celle utilisée par Melis et al (2002) est utilisée. D'éventuels défauts de guidage de la machine (accentuant le « vide » généré) sont en plus modélisés par un avancement non homogène du bouclier.
- ✚ Mroueh & Shahrour (2008) : les auteurs pilotent en contrainte la convergence le long du bouclier. Pour cela, ils imposent un déconfinement partiel en paroi (amplitude α_{dec}) sur une longueur variable (L_{dec}), illustrée sur la Figure 1-28 (a). Ces deux paramètres sont déterminés par rétro-analyses sur d'autres chantiers similaires.
- ✚ Migliazza et al (2009) pilotent également la convergence en contrainte. Cependant, ils imposent une pression uniforme et non un déconfinement, ce qui est très différent dans le cas d'un tunnel à faible profondeur (contrainte radiale fonction de la hauteur). La valeur de cette pression est ajustée afin d'obtenir une convergence radiale à l'échappée de la queue du bouclier de l'ordre de la différence de diamètre entre l'avant et l'arrière du bouclier réel conique.

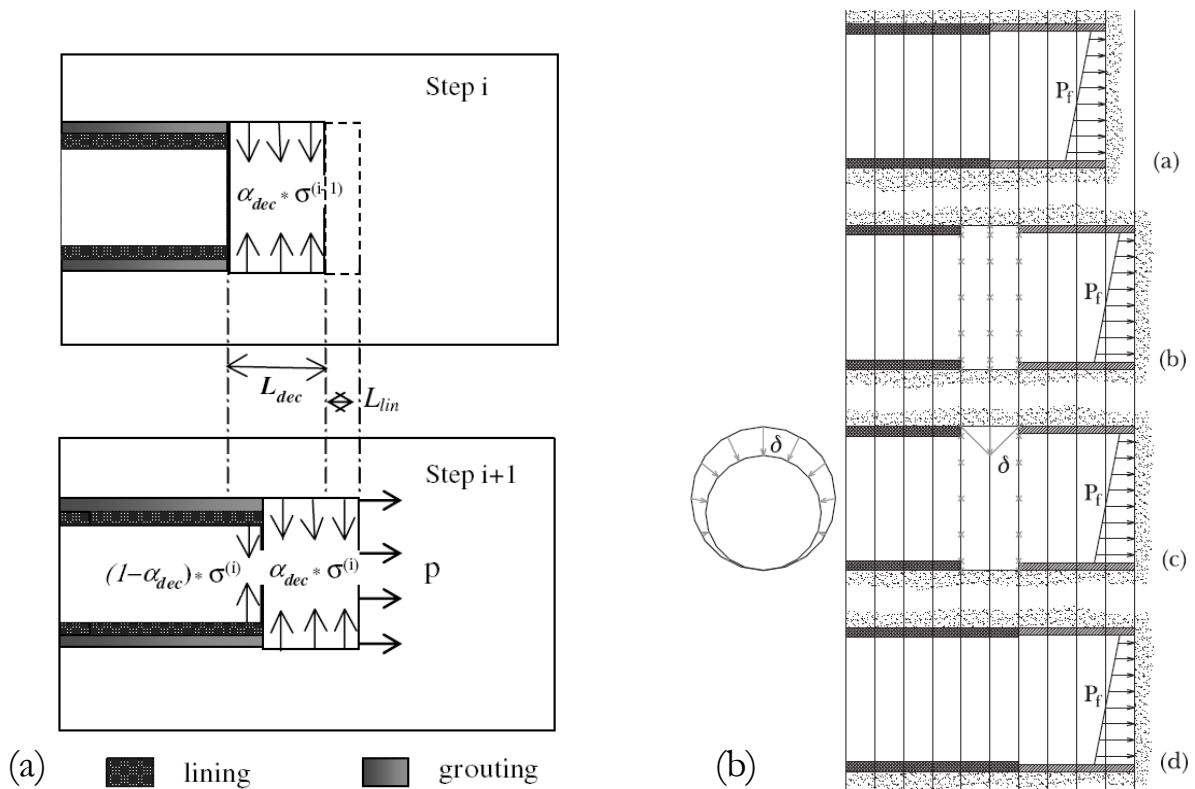


Figure 1-28 : Procédures de modélisation des pertes de volume générées par un tunnelier pressurisé développées par : (a) Mroueh & Shahrour (2008) ; (b) Viggiani & Soccodato (2004).

Viggiani & Soccodato (2004) ont modélisé les pertes de volume le long du bouclier et dans le vide annulaire par une procédure très différente. En effet, ils génèrent la totalité de ces déplacements à l'échappée de la queue du bouclier (aucun déplacement initié le long de la jupe) en imposant une convergence (pilotage en déplacement) à un anneau de nœuds (Figure 1-28 (b)). Noter que cette convergence est non homogène conformément à l'hétérogénéité du champ de contrainte initial dans le sol (tunnel à faible profondeur).

Il est difficile de juger de la pertinence d'une procédure par rapport à une autre sans mise en concurrence de celles-ci sur un même chantier modèle. Notons toutefois que les calculs bidimensionnels et tridimensionnels réalisés par Möller (Möller (2006), Möller & Vermeer (2008)) montrent que le pilotage en contraintes conduit généralement à une modélisation plus réaliste des champs de déplacements autour des tunnels que le pilotage en déplacement. Ce résultat a également été mis en évidence par Hoefsloot & Verweij (2005). Les approches considérant un pilotage en contrainte de Mroueh & Shahrour (2008) et Migliazza et al (2009) seraient donc a priori à privilégier devant les autres modèles. Ces modèles étant cependant plus simples (pas de modélisation de la géométrie réelle du bouclier) que ceux de Melis et al (2002) ou Kasper & Meschke (2004), il est difficile de conclure.

2.2.4 Des sols de comportement complexe

Une autre difficulté inhérente à la modélisation des tunnels est la complexité du comportement des sols. Celui-ci se caractérise notamment par trois aspects (Leca, 2000) :

- ✚ Une forte non-linéarité dans le domaine élastique,
- ✚ L'apparition de déformations irréversibles au-delà d'un certain seuil de chargement (seuil de plasticité),
- ✚ La possibilité de déformations différées dans les sols peu perméables complètement ou partiellement saturés où la modification du régime hydraulique pourra être source de phénomènes de consolidation et de retrait/gonflement liés soit à la viscosité intrinsèque du squelette solide (fluage), soit au phénomène de transport hydraulique, soit aux deux à la fois.

L'influence de ces deux premiers points sur le comportement du terrain autour d'un tunnel a été étudiée par de nombreux auteurs dans le cas de modèles bidimensionnels en section courante dont Lee (1994), Chow (1994) et Atwa (1996). Ces différents auteurs ont entre autre justifié l'importance de considérer une élasticité non linéaire, différents paramétrages de la non-linéarité (en fonction de la contrainte moyenne ou de la déformation) se révélant plus à même de modéliser le comportement de tel ou tel matériau. Chow (1994) a également montré que la mise en œuvre d'un écrouissage cinématique multiple améliorerait la performance du modèle. Atwa (1996) a par ailleurs justifié le comportement anisotrope des argiles et illustré la difficulté de modélisation des couplages hydro-mécaniques inhérents au creusement de tunnels dans ce type de matériau.

Le problème de la modélisation extrêmement complexe du comportement réel des sols n'étant pas propre au cas du creusement pressurisé, nous ne nous y attarderons pas. D'autant plus que l'utilisation de modèles à grands nombres de paramètres requiert de très importantes campagnes expérimentales pour caler ces paramètres, celles-ci n'étant généralement pas effectuées sur chantier. Les incertitudes fortes relatives à la pertinence de la procédure de modélisation du processus de creusement (Cf. §2.2.3) et l'hétérogénéité des terrains traversés sont deux autres arguments conduisant généralement les auteurs à utiliser des lois de comportement assez simples dans ce type de problème.

En effet, Melis et al (2002), Viggiani & Soccodato (2004), Mroueh & Shahrour (2008) et Migliazza et al (2009) utilisent le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb pour modéliser le comportement des sables plus ou moins limoneux, et Melis et al (2002) et Kasper & Meschke (2004, 2006a, 2006b) utilisent le modèle élastoplastique de CamClay modifié dans le cas de terrains argileux.

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle élastoplastique, avec élasticité linéaire et plasticité parfaite, à 5 paramètres : module d'Young (E), coefficient de Poisson (ν), cohésion (c), angle de frottement (φ) et angle de dilatance (ψ). Sa surface de charge est illustrée en Figure 1-29. Le modèle de CamClay modifié, illustré en Figure

1-30, est également un modèle élastoplastique. Il met par contre en œuvre une élasticité non linéaire (module dépendant de la contrainte moyenne) et une plasticité avec écrouissage basée sur le concept d'état critique. Cinq constantes rhéologiques le caractérisent : module de rigidité (E), coefficient de Poisson (ν), pente de la courbe de consolidation vierge (λ), pente des courbes charge-décharge (κ) et pente (M) de la droite d'état critique dans le plan p' - q . Deux paramètres d'état complètent le paramétrage du modèle : l'indice des vides initial (e_0) et la contrainte moyenne initiale (p'_0).

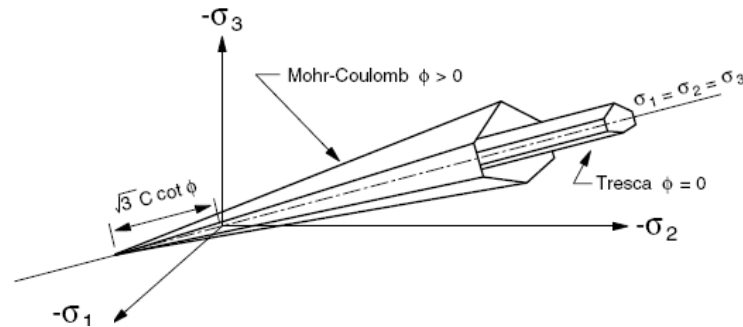


Figure 1-29 : Surface de charge du modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb (ITASCA, 2009).

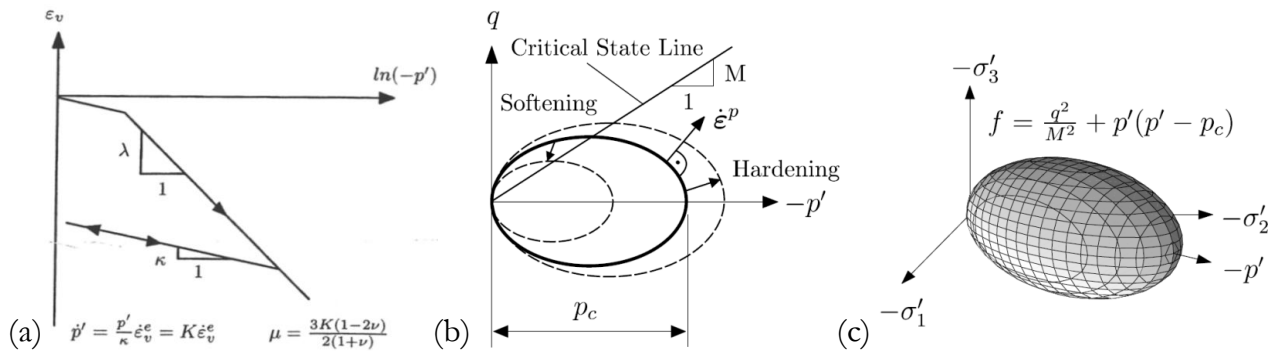


Figure 1-30 : Modèle élastoplastique de CamClay modifié (Kasper & Meschke, 2004) : (a) courbe contrainte déformation, (b) surface de charge dans le plan p' - q , (c) représentation 3D de la surface de charge.

2.2.5 D'autres phénomènes physiques à prendre en compte

D'autres phénomènes peuvent également avoir un impact non négligeable sur le comportement du terrain au cours du creusement avec un tunnelier pressurisé, et doivent à ce titre être modélisés.

On peut tout d'abord penser au poids du tunnelier et de son train-suiveur. En effet, à titre d'exemple, un bouclier de 10m de diamètre pèse environ 1000t, et son train-suiveur environ 500t répartis sur 100m de long. Les études paramétriques effectuées par Kasper & Meschke (2006a) ont montré que celui-ci a un impact significatif sur les efforts à court terme dans les revêtements (effort normal et moment fléchissant) ainsi que sur les déplacements de surface. Cette influence reste cependant faible devant celle de la pression frontale, de la pression de bourrage du vide annulaire et de la conicité de la jupe.

Par ailleurs, le mortier utilisé pour le bourrage du vide annulaire n'atteint pas ses caractéristiques mécaniques finales instantanément. La Figure 1-31(a) présente l'évolution du module élastique d'un mortier de bourrage classique (société ETAC, Pays-Bas) au cours du temps, comparé à celui d'un béton projeté (Kasper & Meschke, 2006b). On note qu'au bout de 24h, seul 25% du module final a été atteint, contre 75% pour un béton projeté. Ainsi, Kasper & Meschke (2006b) modélisent le mortier de bourrage avec une loi de comportement viscoplastique issue des travaux de Meschke et al (1996). Trois vitesses de prise sont considérées (Figure 1-31(b)). Les auteurs montrent que l'influence de celle-ci sur les déplacements de surface est non négligeable : 20% d'augmentation de tassement lorsque le module à 1jour passe de 80 à 50% du module final, Figure 1-31(c). Cette augmentation des tassements de surface dans le cas du mortier à prise lente s'explique par une remontée plus faible du tunnel lors de l'injection dans ce cas (Figure 1-31(d)).

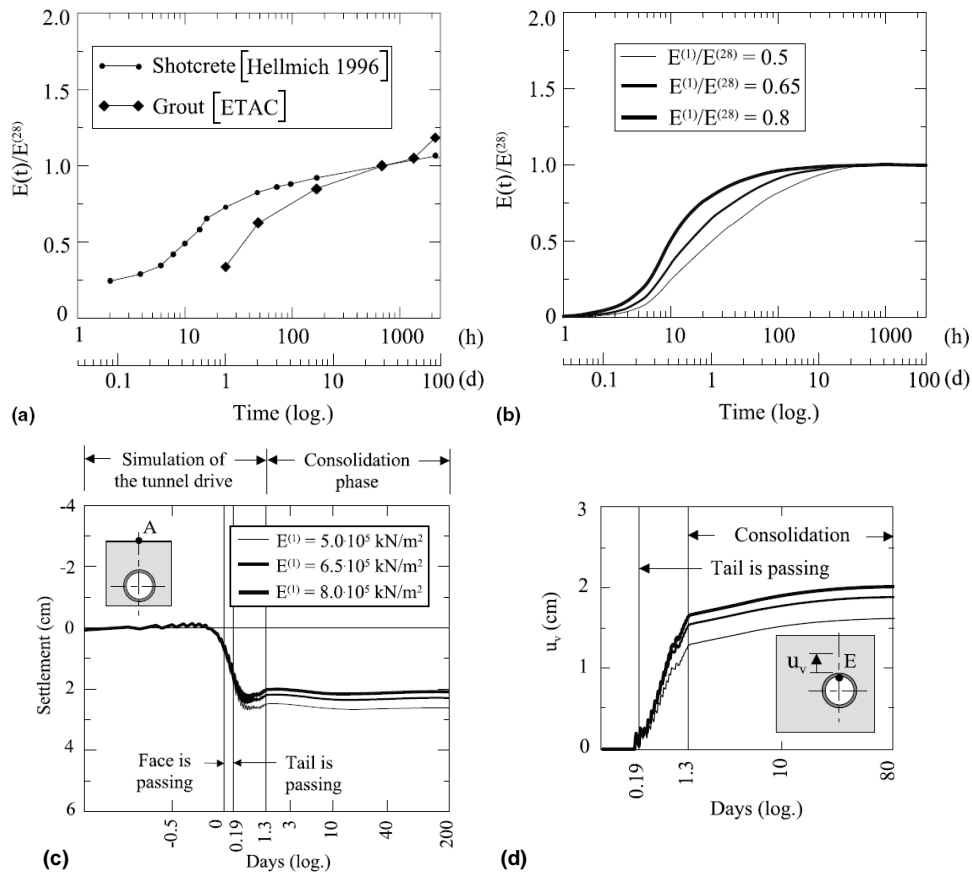


Figure 1-31 : Modélisation du temps de prise du mortier de bourrage du vide annulaire (Kasper & Meschke, 2006b) : (a) données expérimentales, (b) modèle rhéologique, (c) influence sur les tassements de surface, (d) influence sur les déplacements à proximité du tunnel.

Le mortier de bourrage peut également parfois remonter le long de la jupe du tunnelier (notamment en raison de sa conicité) comme en atteste la Figure 1-32 (a). Dans ces conditions, le champ de pression autour de la jupe (et éventuellement la mise en place d'un écoulement) est influencé par la pression de bourrage du vide annulaire, mais également par la pression de bentonite appliquée au front dans le cas du tunnelier à pression de boue. Cet écoulement est illustré en Figure 1-32 (b) dans le cas d'une pression de bourrage supérieure à la pression frontale. La collaboration d'A. Bezuijen avec F. Nagel et G. Meschke a permis d'implémenter ce phénomène dans le modèle numérique de Kasper & Meschke (2004) puis le développement d'un modèle analytique simplifié (Nagel et al (2009), Bezuijen et al (2011)). Numériquement, les auteurs ont appliqué une pression de bourrage de 320kPa et une pression frontale de 245kPa, et ont autorisé la présence d'un film fluide (par le biais d'éléments d'interface) le long de la jupe. La répartition des pressions le long de la jupe après calcul est illustré en Figure 1-32(c). Les auteurs montrent qu'en considérant cette remontée le long de la jupe, le vide généré par sa conicité se referme moins, et les tassements de surface sont divisés par deux (Figure 1-32 (d)). Il convient toutefois de noter que des confrontations avec des données de chantier seraient largement nécessaires pour conforter la nécessité de considérer ce phénomène, d'autant plus que son omission est conservative.

Blom et al (1999) donnent également une autre piste d'amélioration des modèles théoriques existants au travers de la prise en compte de la segmentation du revêtement des tunnels creusés au tunnelier. En effet, selon ces auteurs, les défauts d'assemblage, la présence de joints entre voussoirs, les efforts ponctuels exercés par les vérins de poussée, etc. sont autant de phénomènes conduisant à une forte hétérogénéité des contraintes dans les voussoirs, et pouvant conduire à une divergence importante de comportement par rapport aux modélisations continues classiques. Ce constat est tiré d'observations effectuées lors du creusement du second tube d'Heinenoord (Pays-Bas). En conséquence, les auteurs mettent en œuvre un modèle aux éléments finis avec des éléments d'interface entre les différents voussoirs. Aucun résultat quantitatif relatif à cette implémentation n'est cependant présenté dans la publication citée.

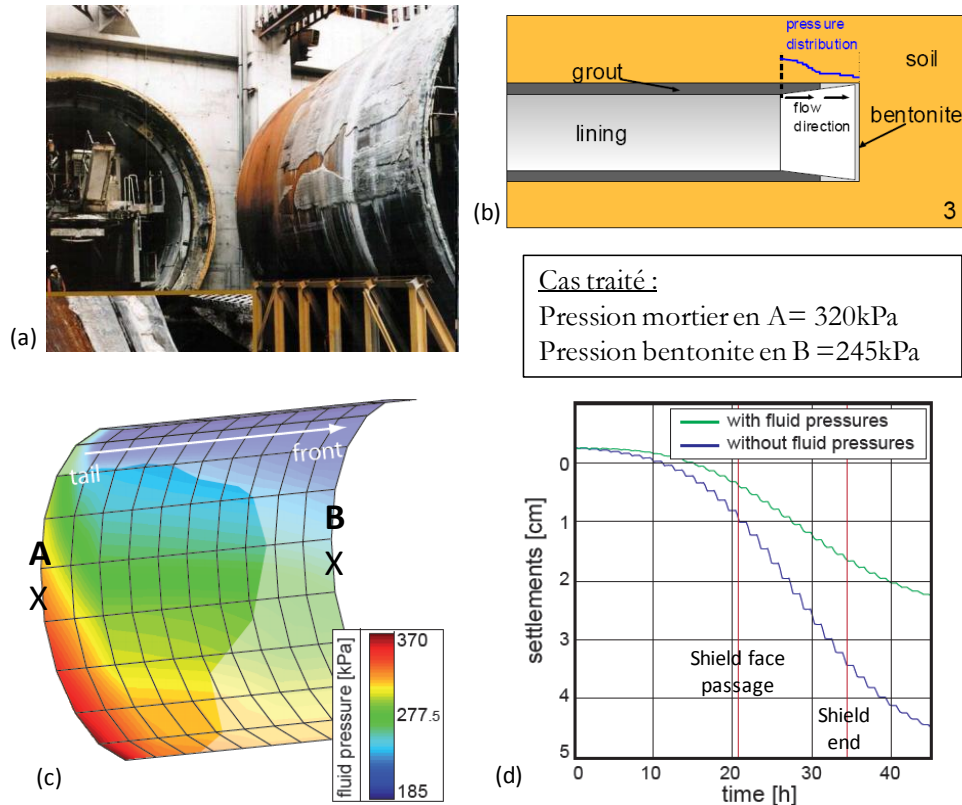


Figure 1-32 : Cas particulier du tunnelier à pression de boue : possibilités d'échanges entre le mortier de bourrage et la bentonite utilisée pour le confinement frontal. (a-b) mortier de bourrage observé le long du bouclier du second tunnel d'Heinenoord (Pays-Bas) et schématisation du processus (Bezuijen et al, 2011) ; (c-d) modélisation numérique (Nagel et al, 2009) : champ de pression le long du bouclier et influence sur les déplacements de surface.

2.2.6 Une validation difficile

La validation des modèles numériques développés est un passage obligé avant une utilisation pratique en tant qu'outil d'aide au pilotage ou au dimensionnement des tunneliers réels. Cette validation ne peut se faire qu'à partir de résultats expérimentaux obtenus sur chantier, ou dans un premier temps de résultats sur modèle réduit. Cette validation doit consister en une vérification de la cohérence des phénomènes modélisés (champs de déplacements et de contraintes dans le terrain, évolutions des grandeurs-machines...) par confrontation avec l'expérience.

Cette validation n'est que partiellement effectuée dans les modèles tridimensionnels existants, dans la mesure où seuls les déplacements de surface (et les efforts dans le revêtement pour Kasper & Meschke, 2004) sont confrontés à des résultats expérimentaux. L'utilisation de ces modèles doit donc se limiter à l'analyse de ces grandeurs, et ne pas être étendue, par exemple, aux déplacements générés autour de la machine. A titre d'exemple, le modèle de Viggiani & Soccodato (2004) modélise d'ailleurs vraisemblablement mal ces derniers comme en atteste la faible influence de la pression frontale sur les déplacements de surface (Figure 1-33), contradictoire avec les résultats sur modèle réduit que nous présenterons au chapitre 2. L'évaluation de l'impact du creusement sur les bâtis de surface (objet de leur article) reste cependant pertinente puisque l'allure des déplacements de surface est correctement reproduite.

Cette première validation effectuée, des études de sensibilité du modèle à l'égard de ses paramètres d'entrée peuvent être réalisées. Kasper & Meschke ont conduit une large étude de ce type sur leur modèle, valorisée par deux publications (2006a, 2006b). Ils ont étudié l'influence de divers paramètres (longueur, poids et conicité du bouclier ; pression frontale, pression d'injection et caractéristiques mécaniques du mortier d'injection ; angle de frottement, degré de surconsolidation et perméabilité du sol ; hauteur de couverture) sur l'amplitude des tassements de surface, le cabrage de la machine et les efforts axiaux et radiaux dans le revêtement. Les paramètres d'influence prépondérante sont synthétisés dans le Tableau 1-4. Retenons tout d'abord que tous les paramètres

étudiés ont une influence non négligeable sur les tassements de surface. Retenons également que le cabrage de la machine est principalement influencé par l'angle de frottement du sol ainsi que le poids et la conicité du bouclier. Retenons également que les efforts radiaux dans le revêtement sont fortement régis par la longueur du bouclier, la pression d'injection dans le vide annulaire et la hauteur de couverture, et que les efforts axiaux sont fortement corrélés à la pression frontale et la longueur du bouclier.

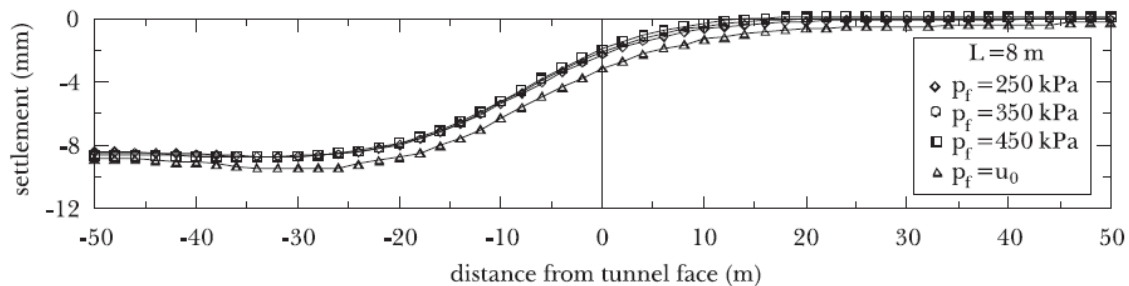


Figure 1-33 : influence de la pression frontale P_f sur les déplacements de surface dans l'axe, dans la direction longitudinale (Viggiani & Soccodato, 2004).

Tableau 1-4 : Tableau de synthèse des paramètres dont l'influence sur les tassements de surface, le cabrage de la machine et les efforts dans le revêtement est majeure - Etude de sensibilité de Kasper & Meschke (2006a, 2006b).

Paramètres du modèle		Influence (X)..., Influence de manière prépondérante (XX)...			
		Tassements de surface	Cabrage machine	Efforts radiaux revêtement	Efforts axiaux revêtement
bouclier	Longueur bouclier	XX		XX	XX
	Poids bouclier	X	XX		
	Conicité bouclier	XX	XX		
Pression frontale		XX			XX
Hauteur de couverture		X	X	XX	
Bourrage vide ann.	Pression injection mortier bourrage	XX		XX	
	Caractérist. méca. mortier bourrage	X		X	
sol	Angle de frottement	XX	XX	X	
	Degré de surconsolidation	XX		X	
	Perméabilité	X			

Pour aller plus loin, i.e. atteindre l'objectif visé « d'outil prédictif » cité en introduction générale, il est nécessaire de pouvoir évaluer, avant le creusement et avec fiabilité, les paramètres d'entrée du modèle. Les caractéristiques mécaniques du terrain et les caractéristiques géométriques du tunnel (diamètre, couverture, diamètre des voussoirs...) sont assez facilement déterminables. De même, la pression frontale et la pression d'injection du mortier de bourrage peuvent être évaluées avec une précision certaine puisqu'il s'agit de paramètres physiques. Par contre, il en est tout autrement pour d'autres paramètres propres aux différents modèles, comme la perte de volume totale en queue de bouclier (Viggiani & Soccodato, 2004), la longueur non soutenue et le taux de déconfinement dans cette zone (Mroueh & Shahrouh, 2008), la pression radiale (Migliazza et al, 2009), le déplacement radial le long du bouclier (est-il vraiment simplement lié à la conicité de la jupe ?) chez Melis et al (2002) et Kasper & Meschke (2004)... Dans ces cas là, où le modèle est trop simplifié pour que tous ces paramètres d'entrée aient un sens physique, la seule solution possible est la réalisation d'abaques donnant la valeur de ces différents paramètres en fonction de caractéristiques connues (Mroueh & Shahrouh, 2008).

2.2.7 Conclusion

Les modèles actuels du processus de creusement pressurisé des tunnels ne sont pas encore en mesure de générer l'outil prédictif fiable souhaité. En effet, les modèles actuels ne modélisent que partiellement les tassements de surface, les déplacements autour du tunnel, les efforts dans le revêtement et les efforts exercés par la machine (notamment couple sur la roue de coupe et effort de poussée) en fonction des caractéristiques mécaniques du terrain et des conditions de pilotage du tunnelier. Les raisons majeures à cela sont la complexité de ce mode de creusement (stationnarité du processus, caractère fortement tridimensionnel, nombreuses sources de déplacements générées par la machine, etc.) couplées à la complexité du comportement du sol et au manque de données expérimentales pour valider les modèles produits.

Dans ce contexte, les outils de dimensionnement encore utilisés dans la pratique restent très souvent des considérations empiriques¹ ou des modèles bidimensionnels en section courante avec un certain nombre d'artifices de calcul (méthode convergence-confinement par exemple (RATP/XELIS/EiffageTP, 2010)). L'estimation des taux de déconfinement au front de taille et à l'échappée de la queue du bouclier, paramètres prépondérants de l'amplitude des tassements de surface finaux, se fait alors dans ce type de modèle de manière empirique (AFTES, 1995).

La large campagne expérimentale réalisée sur le modèle réduit de l'ENTPE (présentée au chapitre 2 de ce mémoire) va nous permettre d'apporter des éléments d'amélioration des modèles tridimensionnels de ce processus de creusement afin de contribuer au développement de l'outil prédictif souhaité. Trois arguments vont dans ce sens. D'une part, contrairement au chantier, le modèle réduit offre l'opportunité de creuser dans des terrains homogènes dont le comportement rhéologique est bien connu. D'autre part, une grande marge de manœuvre des conditions de pilotage de la machine imposées est disponible et les artefacts liés à des problèmes ponctuels sur chantier (arrêt du creusement pour le week-end, défaut de guidage de la machine, ...) peuvent être évités. On gardera quand même à l'esprit que seules les phases de creusement, confinement et soutènement immédiat sont modélisées sur modèle réduit et que le développement d'un modèle numérique complet (aussi capable de modéliser les phénomènes générés à plus d'un diamètre à l'arrière) nécessitera l'analyse d'autres données expérimentales. Enfin, la large instrumentation mise en place pour les différents essais donne de nombreuses possibilités de calage et validation des modèles : déplacements de surface, déplacements radiaux en piédroit, déplacements verticaux en clé, déplacements frontaux, champs de contraintes autour de la machine...

¹ Par exemple, pour évaluer le couple sur la roue de coupe et les efforts de poussée afin de dimensionner les moteurs à embarquer sur le tunnelier (Cf. entreprise NFM technologie, Le Creusot)

Chapitre 2. Expérimentation sur modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE

1	Présentation du dispositif expérimental.....	55
1.1	Principe du modèle réduit de tunnelier à pression de terre	55
1.2	Instrumentation disponible	57
1.3	Principe de pilotage du tunnelier	65
1.4	Matériau modèle et fabrication du massif	68
2	Analyses préliminaires	73
2.1	La mesure des contraintes dans les sols	73
2.2	Détermination de l'état initial des contraintes sur le modèle réduit.....	84
3	Campagne expérimentale réalisée	87
3.1	Programme expérimental	87
3.2	Essai MC6	87
3.3	Essai MC7	88
3.4	Essai MC8	89
3.5	Essai MS1.....	90
3.6	Essai MS2.....	91
3.7	Essai MS3.....	92
3.8	Essai MF12.....	93
3.9	Essai MF13.....	93
3.10	Synthèse des caractéristiques des essais analysés.....	94
4	Comportement du massif lors du creusement en régime d'équilibre	96
4.1	Comportement en surface de massif	96
4.2	Comportement du massif autour d'une section courante lors du passage du tunnelier	104
4.3	Comportement au front de taille	113
4.4	Effets de voûte tridimensionnels autour de la machine	118
5	Corrélations entre grandeurs machine en creusement en régime d'équilibre	124
5.1	Objectifs et supports des analyses réalisées	124
5.2	Identification du couple de brassage	125
5.3	Identification du couple d'excavation	129
5.4	Analyse de l'effort de poussée frontal	132
6	Mécanismes de rupture du front de taille en massifs homogènes et stratifiés	136
6.1	Cas de la rupture par effondrement du front de taille en massif homogène	136
6.2	Cas de la rupture par effondrement du front de taille en massif stratifié	138
6.3	Cas de la rupture par refoulement du front de taille en massif homogène.....	140
7	Conclusion.....	143

1 PRESENTATION DU DISPOSITIF EXPERIMENTAL

La démarche globale de recherche mise en œuvre dans le cadre de cette thèse s'appuie largement sur un modèle réduit de tunnelier à pression de terre original sur le plan international. L'objectif visé est la bonne compréhension de la phénoménologie à l'échelle du modèle réduit ainsi que l'obtention d'une base de données conséquente pour le développement et le calage de modèles théoriques du creusement pressurisé des tunnels.

Consécutivement à la présentation détaillée du dispositif expérimental et à deux analyses préliminaires consacrées respectivement à la mesure de contrainte dans les sols et à l'évaluation de l'état initial des contraintes (K_0) dans les massifs de sols reconstitués sur modèle réduit, le comportement du massif (tassements de surface, comportement autour d'une section courante du tunnel, effets de voûte...) et l'évolution des grandeurs machines au cours d'un creusement en régime idéal sont analysés. Les cinématiques et pressions limites de rupture par effondrement ou refoulement du front de taille en massifs homogènes et stratifiés observées sur modèle réduit sont ensuite présentés.

1.1 Principe du modèle réduit de tunnelier à pression de terre

1.1.1 Description

Depuis 1998, l'ENTPE dispose d'un modèle réduit de tunnelier à pression de terre d'échelle géométrique 1/4 à 1/20^{ème} si on se réfère aux diamètres des tunneliers réels existants. Au même titre que les tunneliers réels, le modèle réduit illustré en Figure 2-1 est composé :

- ✚ d'une roue de coupe (A) de diamètre 550 mm qui assure la découpe des terrains. Le modèle réduit peut-être équipé de deux roues de coupe de taux d'ouvertures différents (Figure 2-2). La première (a) est une réplique de celle utilisée lors du creusement du métro de Shanghai. De par son faible taux d'ouverture (35%), elle est adaptée aux matériaux purement frottant. La seconde (b), plus ouverte (80%), permet l'excavation dans les sols de meilleures tenues, présentant une cohésion.
- ✚ d'une chambre d'abattage (B) de forme conique (parois inclinées à 45° par rapport à l'horizontale) qui permet le stockage du matériau abattu servant au confinement du front de taille,
- ✚ d'une vis d'extraction (C) inclinée de 10° qui assure l'évacuation du matériau de la chambre d'abattage,
- ✚ d'une vis d'évacuation (D) horizontale, située après la vis d'extraction, qui permet l'évacuation du matériau hors du tunnelier,
- ✚ d'une jupe cylindrique rigide (J), de diamètre extérieur 550 mm, garantissant le soutènement immédiat des parois radiales de la galerie,
- ✚ de quatre vérins hydrauliques (E) assurant la poussée de l'ensemble (bouclier + jupe) à l'intérieur du massif.

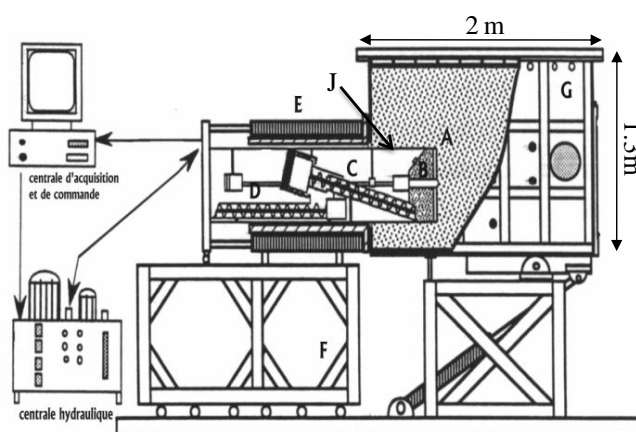


Figure 2-1 : Schéma en coupe et photographie du modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE

L'ensemble est fixé sur un bâti rigide (F) et permet d'excaver, sur une longueur de 1m, le massif contenu dans un caisson métallique à bords rigides (G) d'une longueur de 2m, d'une hauteur et d'une largeur de 1,3m. La configuration actuelle du modèle réduit permet le creusement de massifs reconstitués composés de matériaux fins purement frottants ou cohérents frottants, mais ne permet pas la modélisation d'une nappe aquifère pour des raisons d'absence d'étanchéité du dispositif.

Noter qu'une surcharge en surface peut être modélisée par le biais de la mise en place de 10 chambres à air de dimensions 20*130*8cm disposées entre la surface du massif et le couvercle du caisson. Ces dernières sont ensuite raccordées au dispositif d'air comprimé utilisé pour les étalonnages des capteurs de contraintes, dispositif composé d'un détendeur de haute précision et d'un capteur de pression permettant de contrôler la pression appliquée. Ces chambres à air souples et indépendantes présentent l'avantage d'épouser la forme de la surface du massif même en présence de déformations importantes de celle-ci, et donc d'assurer une transmission continue de la surcharge.

Noter par ailleurs que les mouvements de rotations de la roue de coupe, de la vis d'extraction et de la vis d'évacuation ainsi que les entrées ou sorties des vérins de poussée du tunnelier sont générés par des moteurs hydrauliques indépendants. La régulation de ces grandeurs est effectuée par le biais de trois électrovannes permettant d'imposer une vitesse de translation ou de rotation proportionnelle à la tension de consigne imposée.

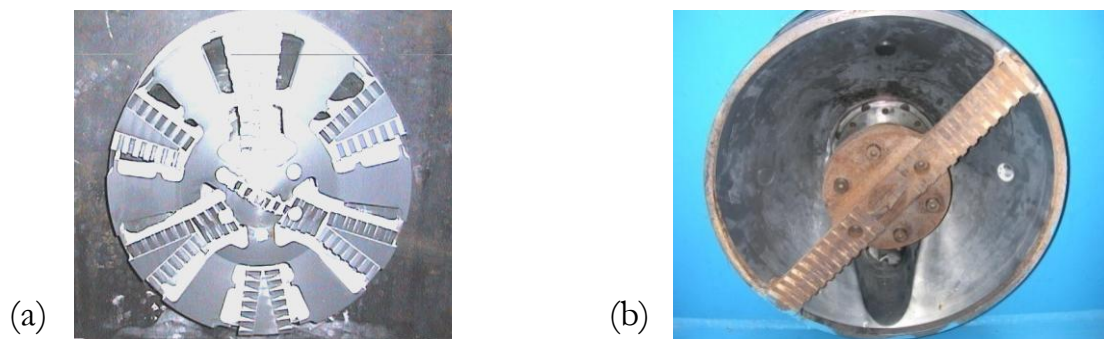


Figure 2-2 : Roues de coupe disponibles sur le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE

1.1.2 Principe d'un essai de creusement

Lors d'un essai, le tunnelier entre dans le terrain par le biais d'une ouverture circulaire dans la paroi verticale du caisson et progresse lentement sur une longueur de 95cm. Aucun écoulement du matériau entre la jupe coulissante et la paroi verticale du caisson n'est autorisé. Durant cette première phase, les principaux aspects du processus de creusement pressurisé sont modélisés : excavation par la roue de coupe, confinement du front de taille par le matériau excavé et soutènement provisoire par la jupe métallique du tunnelier. A l'instar des tunneliers réels, le pilote dispose de trois paramètres de pilotage indépendants pour minimiser les déformations à l'intérieur du terrain (recherche du régime idéal de creusement) : la vitesse d'avancement, la vitesse de rotation de la roue de coupe et la vitesse de rotation de la vis d'extraction. Des détails sur le principe de pilotage seront donnés au paragraphe 1.3.

Dans un second temps, le massif de sol peut être mené volontairement à la rupture par effondrement ou refoulement du front de taille. Dans le cas de la rupture par effondrement du front de taille, le tunnelier est arrêté à une position d'avancement de 95cm, la roue de coupe est maintenue en rotation et la chambre d'abattage est progressivement vidée par la vis d'extraction. Les champs de contraintes et de déplacements dans le sol sont suivis en continu au cours de cette phase. Si aucun déplacement significatif n'est généré lorsque la chambre d'abattage est totalement vide, une pression de surface croissante est appliquée par le biais des chambre à air jusqu'à la rupture du front.

Dans le cas de la rupture par refoulement du front de taille, la vitesse d'avancement du tunnelier est maintenue constante et la vitesse de rotation de la vis d'extraction est diminuée afin d'augmenter progressivement la quantité de matière présente dans la chambre d'abattage. L'essai est arrêté lorsque les mesures de contrainte sur les parois du caisson commencent à être affectées par le régime de creusement entretenu.

1.2 Instrumentation disponible

Le modèle réduit dispose d'une instrumentation embarquée très proche de celle disponible sur les tunneliers réels, notamment la mesure des couples sur la roue de coupe et sur la vis d'extraction, des efforts de poussée et des pressions dans la chambre d'abattage. Il offre par ailleurs l'opportunité d'instrumenter exhaustivement le massif à excaver. Au cours de sa confection, celui-ci est en effet équipé d'une cinquantaine de capteurs de contraintes et de capteurs de déplacements. Ces capteurs sont placés en surface ou noyés dans le massif, ils mesurent des déplacements ou des contraintes en des points prédéfinis, selon des directions fixées. Cette instrumentation, améliorée et entièrement ré-étalonnée avant les essais réalisés dans le cadre de cette thèse, est détaillée dans les paragraphes suivants.

1.2.1 Mesure de déplacements

1.2.1.1 Mesure des déplacements de surface

Les capteurs utilisés pour la mesure des déplacements verticaux en surface sont de type LVDT : Transformateur Différentiel à Variation Linéaire (Figure 2-3). Deux types de capteurs sont utilisés : des capteurs d'étendue de mesure 50mm et d'autres de course plus réduite : 10mm. Au cours de nos essais, les capteurs présentant la plus grande étendue de mesure sont placés dans la zone où les déplacements sont supposés être les plus importants, c'est-à-dire au niveau de la position finale du tunnelier, zone dans laquelle une rupture par effondrement du front de taille pourra être volontairement provoquée.

Ces capteurs sont placés selon deux axes longitudinaux (dans l'axe du tunnel et à 0.5D de ce premier axe de mesure) et ont pour objectif d'étudier les phénomènes de tassements et de refoulement en surface lors du passage du tunnelier. Les positions exactes de ces capteurs au cours des différents essais réalisés jusqu'à ce jour sont consultables en annexe 1.

Les corps des capteurs sont fixés sur des supports rigides solidaires du caisson (Figure 2-3). Par ailleurs, une petite plaque en laiton de 1cm de diamètre est fixée à la tige de chaque capteur de manière à ne pas poinçonner le sol. Dans le cas des essais réalisés avec une pression de surface, la tige des capteurs traverse le couvercle du caisson et passe entre deux chambres à air voisines, protégée par un petit tube protecteur (Figure 2-4). Ce dispositif a été validé par Branque & Boutin (2002) lors des essais sur massif purement frottant réalisés dans le cadre du projet national Eupalinos.

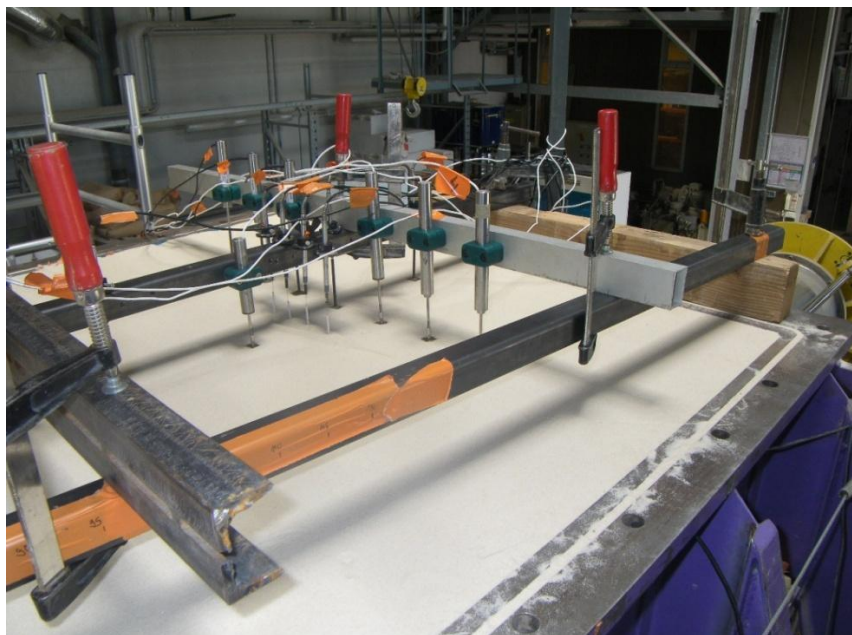


Figure 2-3 : Photographie du dispositif de mesure des déplacements de surface.

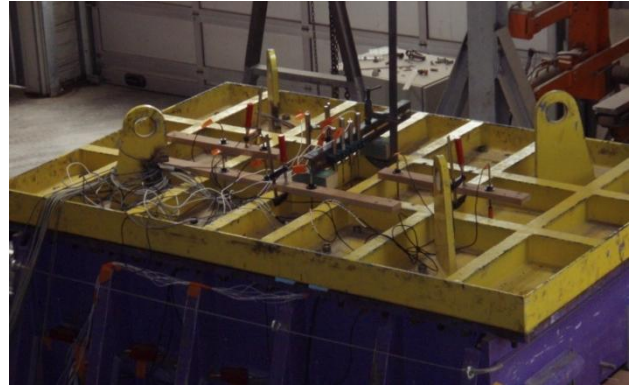
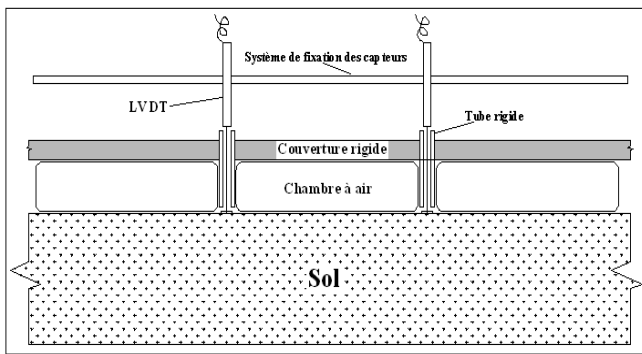


Figure 2-4 : Vue schématique et photographie du dispositif de mesure des déplacements en surface en présence du dispositif de chargement surfacique.

1.2.1.2 Mesure des déplacements internes

Afin de mesurer les déplacements internes au massif, des capteurs LVDT dits « modifiés » développés durant la thèse de Doan (2007) sont utilisés. La tige du capteur LVDT est alors prolongée d'une tige métallique (corde de piano) de 0,5mm de diamètre couissant à l'intérieur d'une gaine protectrice. Une plaque en laiton de 1cm de côté est par ailleurs fixée à l'autre extrémité (Figure 2-5). Les ensembles tiges+gainnes sont positionnées au fur et à mesure du remplissage du caisson puis traversent le caisson et rejoignent les corps des capteurs fixés de manière rigide à l'extérieur du caisson.

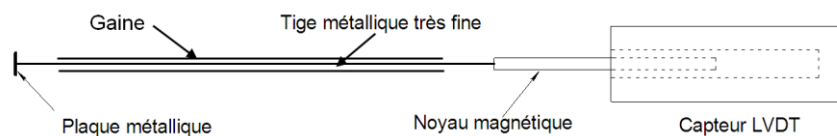


Figure 2-5 : Capteur LVDT "modifié" (Doan, 2007)

Les différentes positions occupées par ces capteurs au cours de nos essais sont synthétisées en annexe 1. On peut tout d'abord retenir que des capteurs de déplacement internes sont mis en place radialement autour d'une section courante du tunnel (en différentes positions et à différentes distances de la jupe). Des capteurs horizontaux (parallèles à l'axe du tunnel) et verticaux sont également mis en place à proximité de la position d'avancement finale du tunnelier. Ces derniers ont pour principal objectif l'analyse des mécanismes de rupture par effondrement du front de taille et les mouvements d'extrusion associés susceptibles d'être provoqués en position finale d'avancement.

1.2.1.3 Principaux résultats des étalonnages

Un étalonnage minutieux de chaque capteur de déplacement est nécessaire avant tout essai de creusement. Cet étalonnage est effectué grâce à une vis micrométrique permettant d'imposer un déplacement connu. La tension de sortie délivrée par celui-ci est mesurée directement grâce au logiciel d'acquisition du tunnelier afin de prendre en compte la totalité de la chaîne de mesure dans l'étalonnage. Un déplacement dit positif (tige rentrant dans le corps du capteur) est imposé sur la totalité de l'étendue de mesure du capteur, suivi d'un déplacement négatif de même amplitude afin de s'assurer d'un comportement parfaitement identique dans les deux sens de déplacement (pas de frottement excédentaire entre la tige et le corps du capteur).

Il convient de noter que les capteurs LVDT utilisés pour mesurer les déplacements internes sont étalonnés comme les capteurs de déplacements de surface, c'est à dire sans prendre en compte le système « tige+gaine ». En effet, les étalonnages de ces mêmes capteurs dans des conditions analogues à celles de leur utilisation sur modèle réduit (tiges couissant dans des gainnes noyées dans un caisson rempli de matériau cohérent frottant) ont été réalisés lors de la thèse de Doan (2007) et ont attesté de l'absence de flambement de la tige dans le massif.

Les étalonnages réalisés montrent que la réponse de nos capteurs LVDT est reliée au déplacement imposé par une relation parfaitement linéaire (coefficient de corrélation très proche de 1) et que les réponses en déplacements positifs sont identiques à celles en déplacement négatifs, ce qui atteste du bon fonctionnement de ces capteurs. Un exemple de courbe d'étalonnage obtenue est visible en Figure 2-6.

Rappelons que les ordonnées à l'origine des courbes d'étalonnages obtenues sont sans importance puisqu'elles dépendent de la position initiale de la tige par rapport au capteur. On veillera à les choisir de façon optimale de manière à initialiser à zéro les déplacements une fois les capteurs en place avant essai.

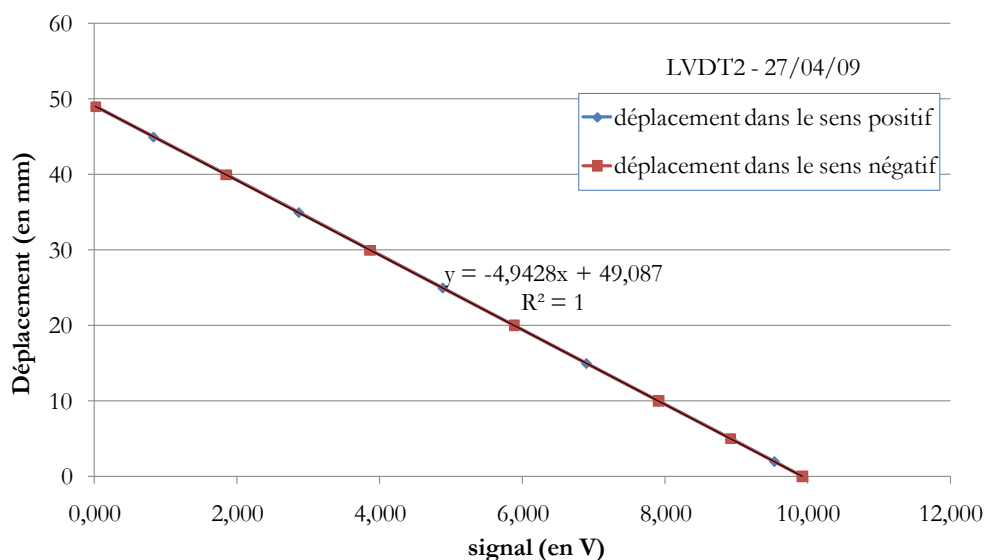


Figure 2-6 : Exemple de courbe d'étalonnage de capteur de déplacement obtenue.

1.2.2 Mesure des contraintes dans le massif

1.2.2.1 Types de capteurs utilisés et positionnement dans le massif

La mesure de l'état de contrainte en différents points du massif est effectuée grâce à des capteurs de contrainte totale, qui peut être par ailleurs considérée comme une contrainte effective puisque la pression hydrostatique est nulle lors de nos essais. La contrainte mesurée est celle agissant dans la direction normale à la surface sensible de ces capteurs. Deux types de capteurs de contraintes sont utilisés sur le modèle réduit : 7 capteurs de marque ENTRAN (EPN 50) et 10 capteurs de marque KYOWA (BE2KC).

Les premiers de ces capteurs de contraintes (ENTRAN EPN50) sont à mode de mesure direct : leur surface sensible est directement équipée de jauges d'extensométrie. Ces capteurs ont un diamètre D de 20mm, une étendue de mesure de 50kPa et une précision de l'ordre de 0,1kPa. Le diamètre de leur cellule sensible D_c vaut 12mm et leur épaisseur e est de 15mm. La déflexion maximale δ_{\max} de leur cellule sensible n'est pas connue. Ses différentes caractéristiques géométriques seront confrontées aux recommandations existant dans la bibliographie au paragraphe 2.1.1.2.

Les capteurs de marque KYOWA (BE2KC) sont par contre à mode de mesure indirect : la surface sensible (en contact avec le sol) est séparée du diaphragme instrumenté par un fin film de mercure comme en atteste la Figure 2-7 de manière à moyenniser l'action discontinue des contacts granulaires. L'instrumentation du second diaphragme consiste en 4 jauges de déformations formant un pont de Wheatstone (Figure 2-8 (a)). Ce pont de jauge est alimenté aux points A et B de ce diagramme électrique. La variation de tension générée par l'application d'un chargement extérieur est détectée aux points C et D puis filtrée et amplifiée par un conditionneur pour donner le signal électrique de sortie utilisé en pratique. Les caractéristiques géométriques de ces capteurs sont notées dans le Tableau

2-1 et certaines de leurs caractéristiques techniques (non linéarité, tension d'alimentation...) sont rappelées en Figure 2-8 (b). On retiendra particulièrement que ces capteurs sont de diamètres plus importants (30mm) que les capteurs ENTRAN, que leur étendue de mesure est de 200kPa et leur précision de l'ordre de 0,2kPa.

Tableau 2-1 : Caractéristiques géométriques des deux types de capteurs de contraintes utilisés sur le modèle réduit.

	D (mm)	e/D	D _c /D	D _c /d ₅₀ *	Mode de mesure	δ _{max} /D _c
KYOWA (BE-2KC)	30	0.20	0.90	77	indirect	3.10 ⁻⁶
ENTRAN (EPN50)	20	0.75	0.60	34	direct	?

*d₅₀ est le diamètre moyen du sable Hostun S28 utilisé lors de nos essais (Cf. §1.4.2).

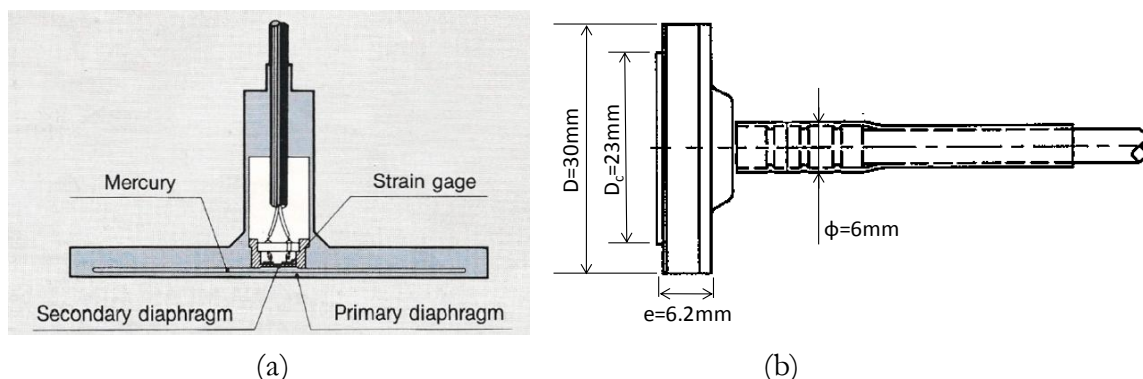
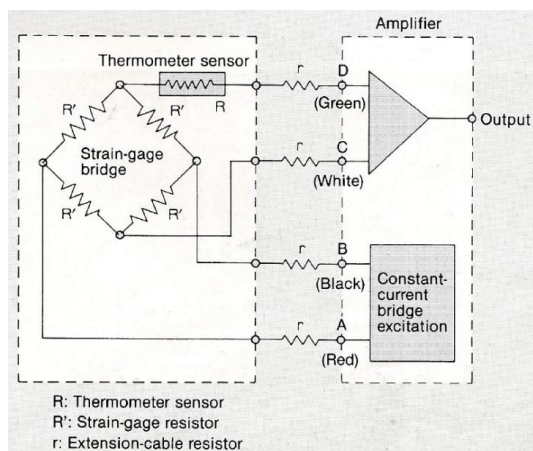


Figure 2-7 : Capteur de contrainte KYOWA BE2KC : (a) principe de fonctionnement, (b) coupe longitudinale (d'après la documentation technique KYOWA).



Type	Kyowa BE-2KC
Capacity	200kPa
Rated output (R.O.)	0.25mV/V
Non-linearity	2% R.O.
Excitation voltage (max)	4V
Bridge resistance	120.4Ω
Safe temperature range	-10° to +60°C

Figure 2-8 : Capteur de contrainte KYOWA BE2KC : (a) schéma électronique, (b) caractéristiques techniques (d'après la documentation technique KYOWA).

Pour nos essais sur modèle réduit de tunnelier, l'ensemble de ces capteurs de contrainte est mis en place au fur et à mesure du remplissage du caisson en des points fixés et selon des directions données. Le mode de mise en place de ces capteurs dans le terrain a été défini de manière à conserver l'orientation souhaitée pour le capteur tout en minimisant les hétérogénéités locales autour des capteurs et le renforcement du massif. Ainsi, les capteurs sont maintenus en place au moyen de fils de nylon tendus entre les parois du caisson ou, lorsque c'est impossible, par le biais d'un treillis en gaine plastique souple (Figure 2-9). Le matériau est ensuite disposé autour du capteur par pluviométrie (conformément aux recommandations d'Hvorslev (1976), présentées dans le paragraphe 2.1.1.4) puis compacté selon la méthode décrite au paragraphe 1.4.3 en même temps que le reste de la couche. Le contrôle de l'absence de renforcement du massif par les différents capteurs a pu être effectué au cours des différents essais réalisés au travers de l'observation de phénomènes identiques lors d'essais où les positions des capteurs étaient différentes.



Figure 2-9 : Photographies des différents dispositifs de fixation des capteurs de contraintes.

1.2.2.2 Procédure d'étalonnage

La mesure de l'état de contrainte dans les sols est influencée par de nombreux paramètres tels que le mode de fonctionnement du capteur (direct ou indirect), les caractéristiques géométriques et mécaniques de sa surface sensible, son mode de mise en place dans le massif de sol, les caractéristiques mécaniques de ce dernier... Une étude bibliographique détaillée ainsi que les analyses réalisées dans le cadre de ce travail de thèse pour quantifier l'incertitude sur les mesures de contraintes effectuées seront présentées au paragraphe 2.1.

Avec une vision très générale, on retiendra qu'il est toujours nécessaire de réaliser les étalonnages de capteurs de contrainte dans des conditions les plus proches possible de celles pour lesquelles ils seront utilisés afin de minimiser les erreurs commises : même matériau, même mode de fixation du capteur, même type et niveau de sollicitation, prise en compte de la totalité de la chaîne d'acquisition...

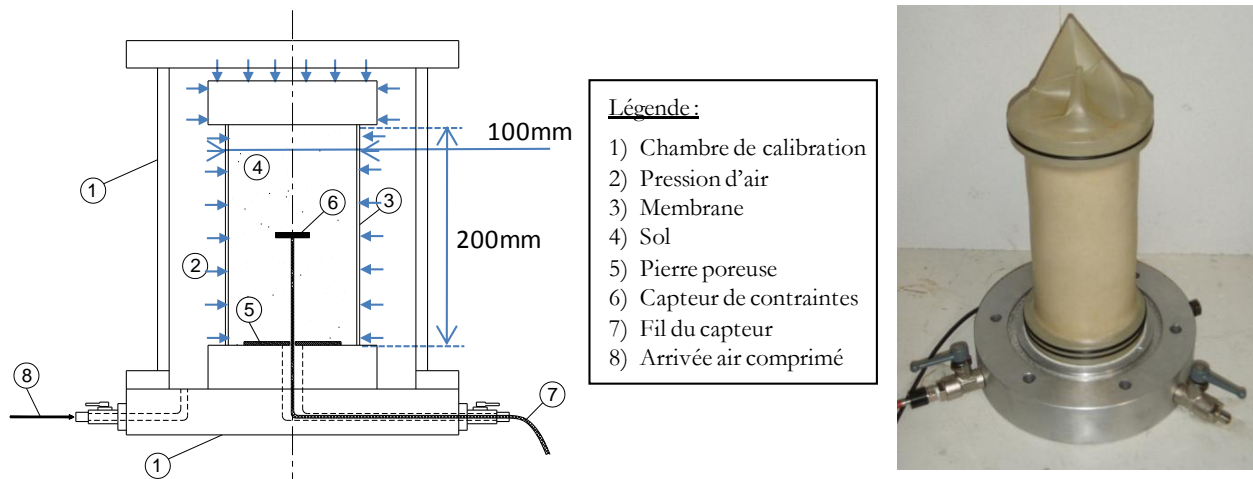


Figure 2-10 : Dispositif d'étalonnage des capteurs de contrainte.

Ainsi, lors de nos étalonnages, chaque capteur de contrainte est placé au milieu d'un échantillon cylindrique de sol confectionné à l'intérieur d'une cellule plexiglas habituellement utilisée pour les essais triaxiaux de laboratoire (Figure 2-10). Cette configuration permet l'application d'un état isotrope de contrainte autour de l'échantillon tout en minimisant les effets de bord qui pourraient apparaître dans le cas d'étalonnages dans des caissons rigides. Le matériau utilisé est celui utilisé lors des essais de creusement, mis en place à la même densité et à la même teneur en eau que le massif reconstitué pour l'essai. La pression de confinement est exercée par air comprimé, réglée par un détendeur de haute précision et contrôlée par un capteur de pression ATM 231 (STS France), d'étendue de mesure 400kPa et de précision 0,8kPa. Deux cycles de charge/décharge d'amplitude de l'ordre de 50 à 100kPa (niveau de contrainte maximal qui sera appliqué au sein du massif lors de la réalisation des essais de creusement) sont

appliqués par incréments de 5kPa à chaque capteur de manière à s'assurer qu'aucune dérive significative n'est notable. La totalité de la chaîne d'acquisition est activée lors des étalonnages.

Deux exemples de courbes d'étalonnage sont présentées en Figure 2-11. On note la bonne linéarité ainsi qu'une assez faible différence entre les réponses en charge et en décharge (hystérésis) pour les capteurs KYOWA et ENTRAN, ce qui justifie la pertinence de l'analyse des variations relatives de contraintes mesurées par ces capteurs sur modèle réduit. On s'y tiendra pour les capteurs ENTRAN. L'excellente linéarité et la très faible hystérésis des capteurs à mode de mesure indirect (KYOWA), meilleurs que les capteurs à mode de mesure direct conformément aux observations de Berardi et al (1994), nous conduira à analyser les valeurs absolues des contraintes mesurées par ces capteurs. Pour cela, une large étude consacrée à l'influence d'hétérogénéités locales (de densité, de teneur en eau...) sur la mesure de contrainte sera effectuée et présentée au paragraphe 2.1.

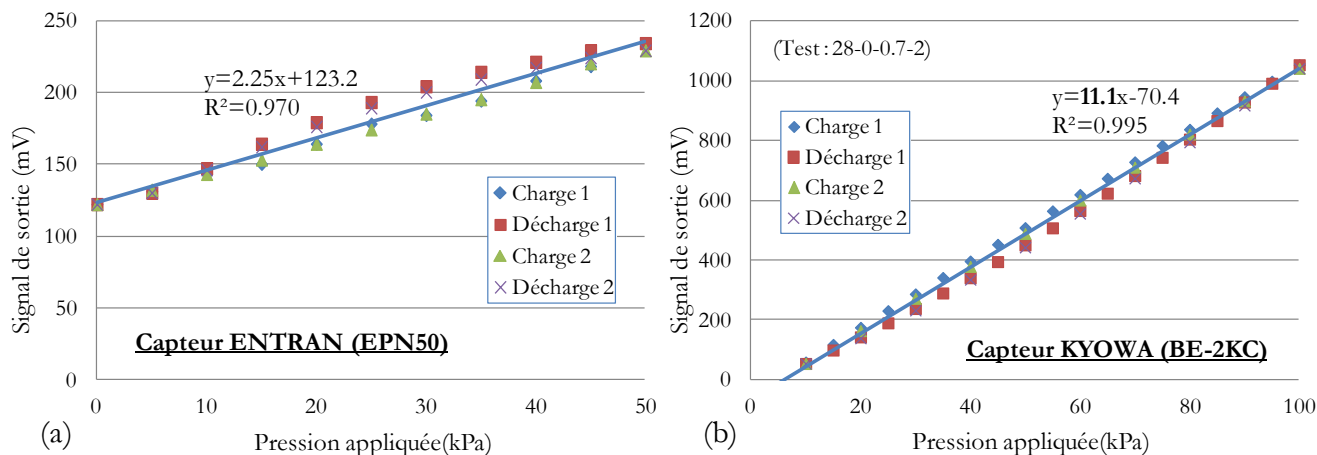


Figure 2-11 : Exemple de courbe d'étalonnage d'un capteur de contrainte ENTRAN (a) ou KYOWA (b).

1.2.3 Mesure des grandeurs « machine »

A l'image des tunneliers réels, le modèle réduit de l'ENTPE est équipé d'un certain nombre de capteurs servant à la mesure de grandeurs physiques essentielles pour le pilotage de la machine comme présenté au paragraphe 1.3.2 mais aussi pour l'analyse à posteriori de l'interaction sol/machine.

1.2.3.1 Mesure des contraintes dans la chambre d'abattage

La chambre d'abattage conique du modèle réduit est équipée de trois capteurs de contraintes fixés sur ses parois de manière parfaitement rigide aux reins (n°32 et 34) et en calotte (n°33). Les capteurs placés aux reins mesurent la contrainte horizontale agissant sur deux facettes verticales faisant un angle de 45° avec l'axe du tunnel. Le capteur situé en calotte mesure la contrainte normale sur une facette située dans le plan vertical passant par l'axe du tunnel et faisant un angle de 45° avec l'horizontale (Figure 2-12).

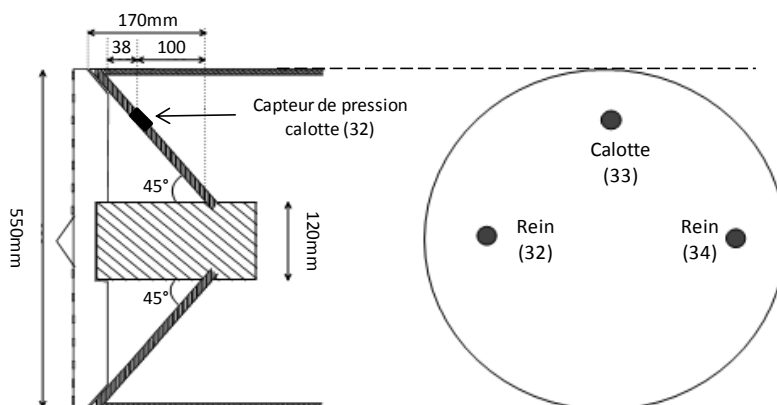


Figure 2-12 : Coupe verticale (a) et vue de face (b) de la chambre d'abattage.

Les capteurs 32 et 33 sont identiques aux capteurs de contraintes internes KYOWA (BE2KC) précédemment cités. Le capteur 34 est de fonctionnement différent (prototype ENTRAN) : il est constitué d'un piston, coulissant dans le corps du capteur, et fixé à une croix équipée en jauges d'extensométrie. Préalablement aux essais, ces trois capteurs ont été étalonnés selon la méthode décrite au paragraphe précédent. Ils ont cependant été posés sur l'embase de la cellule triaxiale, de manière à reproduire le comportement rigide de la paroi de la chambre d'abattage.

1.2.3.2 Mesure de l'effort de poussée du tunnelier

L'effort de poussée total du tunnelier est mesuré grâce à quatre axes dynamométriques fixés à l'extrémité de chacun des quatre vérins servant au fonçage du tunnelier dans le terrain. L'étendue de mesure des axes utilisés est de ± 5000 daN et leur précision est de ± 2 daN. L'étalonnage de ces axes a lieu sur une presse hydraulique du laboratoire et met en œuvre des embases inférieures et supérieures spécifiques permettant de reproduire la sollicitation exercée par les vérins sur le modèle réduit. Un exemple de courbe d'étalonnage obtenue est visible en Figure 2-13.

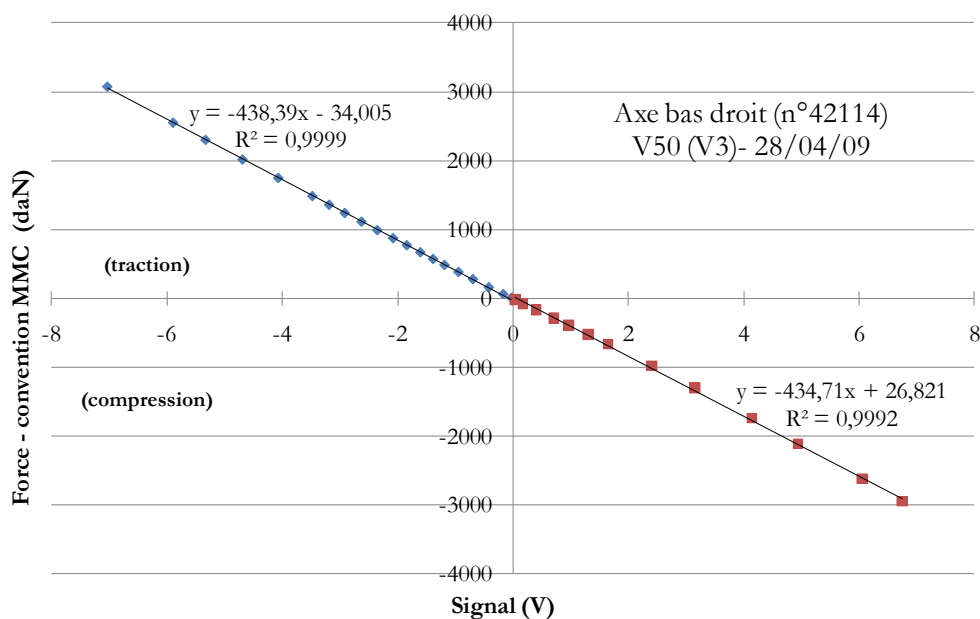


Figure 2-13 : Exemple de courbe d'étalonnage obtenue pour un axe dynamométrique.

L'effort de poussée réellement exercé sur le front de taille, et par suite la valeur moyenne de la pression frontale, peut être évalué en retranchant les efforts liés au guidage ($R_G = \sum r_G$) et ceux liés au frottement entre le sol et la jupe ($R_f = \sum r_f$) du tunnelier à l'effort de poussée total (Figure 2-14).

L'effort de résistance dû au guidage (frottement au niveau des galets de roulement et des bagues en bronze) est estimé à partir d'essais de sortie à vide du tunnelier (sans matériau dans le caisson et à la même vitesse de déplacement que lors des essais de creusement). Toutefois, notons qu'il est impossible de s'assurer de l'invariance de cet effort lorsque le caisson est rempli de matériau. En particulier, un éventuel « cabrage » de la machine pourrait être envisagé et être capable de modifier cet effort. Les essais à vide réalisés, présentant une bonne reproductibilité dans le temps, nous ont conduits à approcher l'effort de guidage par un polynôme de degré 4 (Figure 2-15). Notons que ce frottement est indépendant de la vitesse d'avancement comme en atteste le faible écart entre les différentes courbes représentées.

L'effort dû au frottement du sol sur la partie externe de la jupe n'est pas directement mesurable sur maquette. Branque & Boutin (2002) ont toutefois proposé une méthode indirecte pour l'estimer : dans une phase de creusement à quantité de matière constante dans la chambre d'abattage, la croissance linéaire de l'effort de poussée corrigé du guidage en fonction de l'avancement du tunnelier est supposée traduire directement l'évolution de cet effort de frottement sol/jupe. Une autre méthode basée sur la répartition des contraintes radiales autour de la jupe

du tunnelier sera présentée au paragraphe 5.4.1. Cette dernière, jugée plus fiable, sera préférée lors de l'évaluation de la pression frontale imposée au cours de nos différents essais de creusement.

Notons que la pression frontale (pression exercée par la machine sur le front de taille) est exercée par la roue de coupe (composante r_R) et par la paroi de la chambre d'abattage (composante r_C). On évaluera la proportion relative de ces composantes, i.e. l'effet d'écran exercé par la roue de coupe (question posée par la pratique), au paragraphe 5.4.3.

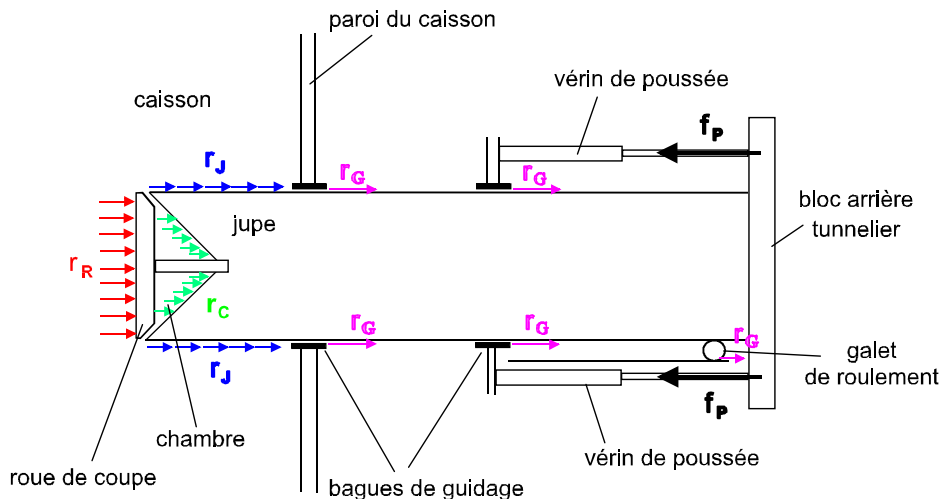


Figure 2-14 : Bilan des actions résistantes opposées à l'effort de poussée du tunnelier (Branque & Boutin, 2002)

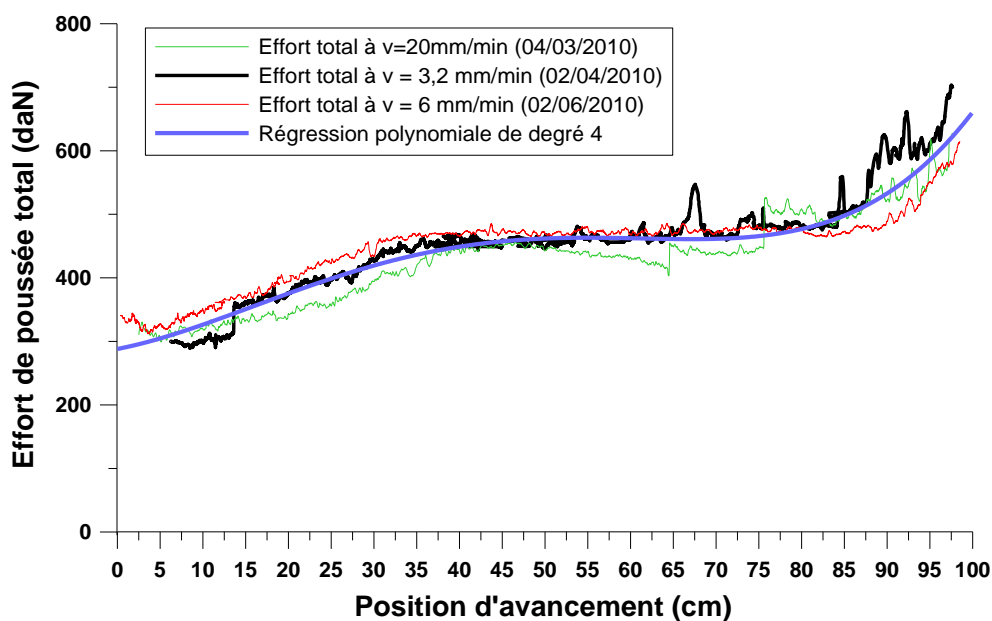


Figure 2-15 : Exemple de courbes issues d'un essai de sortie à vide du tunnelier : évaluation de l'effort de guidage.

1.2.3.3 Mesure des couples résistants sur la vis d'extraction et la roue de coupe

Les pressions en entrée et sortie des moteurs hydrauliques entraînant la vis d'extraction et la roue de coupe sont mesurées grâce à quatre capteurs de pression d'étendue de mesure 400 bars et de précision ± 1 bar. Ces capteurs sont étalonnés à l'aide d'un dispositif adapté de mise en pression d'un circuit hydraulique (Figure 2-16). Les couples exercés par les moteurs hydrauliques sur la roue de coupe et la vis d'extraction peuvent ensuite être déterminés grâce à l'expression (2-1).

$$(2-1) \quad \text{Couple}_{\text{moteur_hydraulique}} = \frac{q \cdot V \cdot \Delta p}{\omega} = \frac{1}{2\pi} q \cdot \Delta p$$

- Où :
- q est la cylindrée du moteur = volume d'huile expulsé par tour du moteur (en l/tour) : 290cc pour le moteur de la roue de coupe et 115cc pour celui de la vis d'extraction ;
 - V est la vitesse de rotation du moteur (en tour/min) ;
 - Δp est la différence de pression entre l'entrée et la sortie du moteur (en bars) ;
 - ω est la vitesse angulaire de rotation du moteur (en rad/min).

On en déduit les expressions suivantes pour le couple sur la roue (2-2) et sur la vis (2-3).

$$(2-2) \quad C_{\text{roue}} = 1.59 \times 0.29 \times (P_{\text{entrée_roue}} - P_{\text{sortie_roue}})$$

$$(2-3) \quad C_{\text{vis}} = 1.59 \times 0.115 \times (P_{\text{entrée_vis}} - P_{\text{sortie_vis}})$$

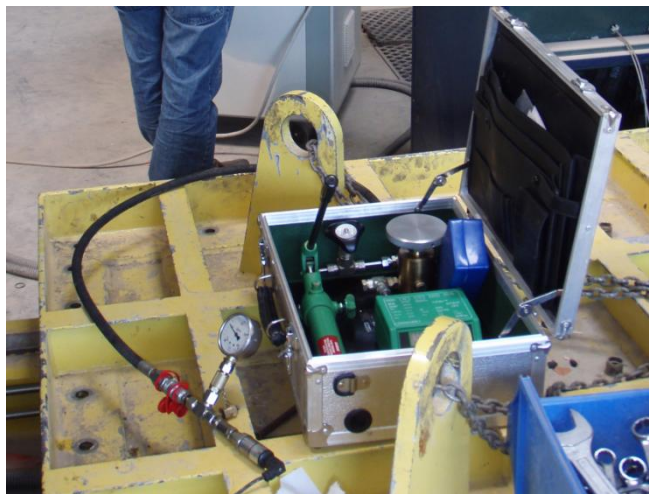


Figure 2-16 : Photographie du dispositif utilisé pour l'étalonnage des capteurs de pression hydraulique.

1.2.4 Dispositif d'acquisition et d'enregistrement

L'ensemble des mesures analogiques délivrées par les différents capteurs est traité et amplifié à l'aide de conditionneurs adéquats. Ces données analogiques sont ensuite multiplexées (multiplexeur SCXI 1100) puis converties en données digitales. Le dispositif électronique et informatique en place, régi à l'aide du logiciel Labview, permet l'acquisition des 64 voies de mesure (dont 61 utilisées) à une fréquence de 1kHz, une valeur moyenne par seconde étant ensuite déterminée.

1.3 Principe de pilotage du tunnelier

1.3.1 Classification des régimes de creusement

Lors des essais réalisés sur le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE, on distingue les régimes de creusement dits « à l'équilibre » des régimes extrêmes de fonctionnement. Ces natures de régime ont été introduites pour les massifs purement frottants par Branque & Boutin (2002) dans le cadre du projet national EUPALINOS et ont été étendues au cas des sols cohérents frottants par Doan (2007).

Les régimes de creusement dit « à l'équilibre » sont les régimes idéaux de creusement. Cette notion, définie sur modèle réduit, sera utilisée dans toute la suite de ce mémoire. Ces régimes permettent d'assurer la stabilité du front

de taille et de minimiser les déformations au sein du massif au cours du creusement. Le critère retenu par conséquent sur modèle réduit est l'apparition de tassements faibles et maîtrisés en surface du massif au cours du creusement. L'objectif visé pour ce type de régime n'est donc pas la pure limitation des tassements de surface mais surtout la maîtrise de ceux-ci. Trois conditions sont nécessaires à l'obtention et au maintien du régime idéal (Branque & Boutin, 2002 ; Doan, 2007) :

- ✚ C1 : L'existence d'un état d'équilibre initial du front de taille caractérisé par la pression exercée au front. Cette dernière dépend des caractéristiques mécaniques du terrain et de la configuration géométrique du tunnel (hauteur de recouvrement, diamètre), et de l'amplitude des tassements admissibles ;
- ✚ C2 : Le maintien d'une quantité de matière constante dans la chambre d'abattage ;
- ✚ C3 : L'utilisation d'une vitesse de rotation de la roue de coupe suffisante pour éviter une mise en butée du massif excavé par les parties métalliques du bouclier.

Supposant les conditions C1 et C3 vérifiées, deux régimes de creusement extrêmes peuvent être imposés en absence de la condition C2. Ces régimes ne garantissent pas la stabilité quasi-statique du front de taille et conduisent à la plastification progressive du massif, voire à sa rupture généralisée s'ils sont maintenus durablement. Deux types de régimes extrêmes sont à distinguer. D'une part, les régimes de sous-extraction se caractérisent par un accroissement continu de la quantité de matière au sein de la chambre d'abattage et peuvent conduire à une plastification du massif par butée, voire à un refoulement ascendant du matériau au devant du bouclier. D'autre part, les régimes de sur-extraction se caractérisent par une vidange abusive de la chambre d'abattage pouvant conduire à une plastification par poussée du front de taille, voire à sa rupture par effondrement.

1.3.2 Paramètres de pilotage et de contrôle du régime de creusement entretenu

Au même titre que sur chantier, le pilote du modèle réduit dispose de trois paramètres de pilotage pour maintenir le régime de creusement souhaité :

- ✚ la vitesse de sortie des vérins de poussée (qui correspond à la vitesse d'avancement de la machine) ;
- ✚ la vitesse de rotation de la roue de coupe ;
- ✚ la vitesse de rotation de la vis inclinée d'extraction².

Le pilote dispose ensuite de plusieurs paramètres de contrôle, ou d'évaluation, du régime entretenu pour l'aider à respecter les conditions C1, C2 et C3 mentionnées précédemment. Le premier de ces paramètres est la valeur du ratio R , rapport entre les débits massiques d'extraction Q_t (masse de matériau sortant de la chambre d'abattage par unité de temps) et d'excavation Q_e (masse de matériau entrant dans la chambre d'abattage par unité de temps). Ce paramètre, s'exprime dans le cas des massifs homogènes reconstitués sur maquette en fonction de la masse volumique ρ du matériau, de la section de la roue de coupe S , de la vitesse d'avancement du tunnelier v et de la masse extraite M par unité de temps (Cf. Figure 2-17). Le ratio R donne une information directe sur la condition C2 : cette dernière étant vérifiée lorsque $R=1$ et un régime de sous-extraction (respectivement sur-extraction) se caractérisant par $R<1$ (respectivement $R>1$).

Le ratio R est cependant difficilement mesurable sur chantier de par la variabilité de la masse volumique des terrains rencontrés, mais aussi en raison de la faible précision des mesures de masse de matériau effectuées à l'arrière de la machine. C'est pourquoi deux autres paramètres de caractérisation de la condition C2 ont été mis en exergue par les essais sur modèle réduit (Branque & Boutin, 2002) : le couple sur la roue de coupe (dû aux efforts de découpe du terrain et de brassage du matériau contenu dans la chambre d'abattage) et l'effort de poussée exercé par les vérins. Les auteurs ont en effet montré que tout passage d'un régime à quantité de matière constante dans la chambre ($R=1$) vers un régime de sur-extraction ($R>1$) se caractérise par une diminution immédiate de l'effort de poussée et du couple sur la roue de coupe alors qu'un passage vers un régime de sous-extraction ($R<1$) conduit à une augmentation immédiate de ces deux grandeurs « machine » (Figure 2-18).

² La vitesse de rotation de la vis horizontale d'évacuation est maintenue à sa valeur maximale (90tr/min) durant tout le creusement et ne doit donc pas être considérée comme un paramètre de pilotage.

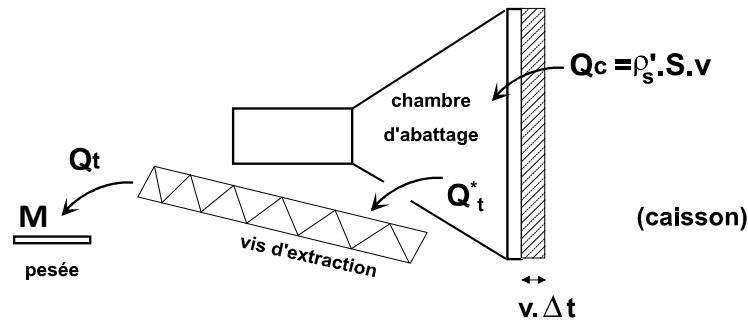


Figure 2-17 : Principe de calcul des débits massiques d'extraction et d'excavation.

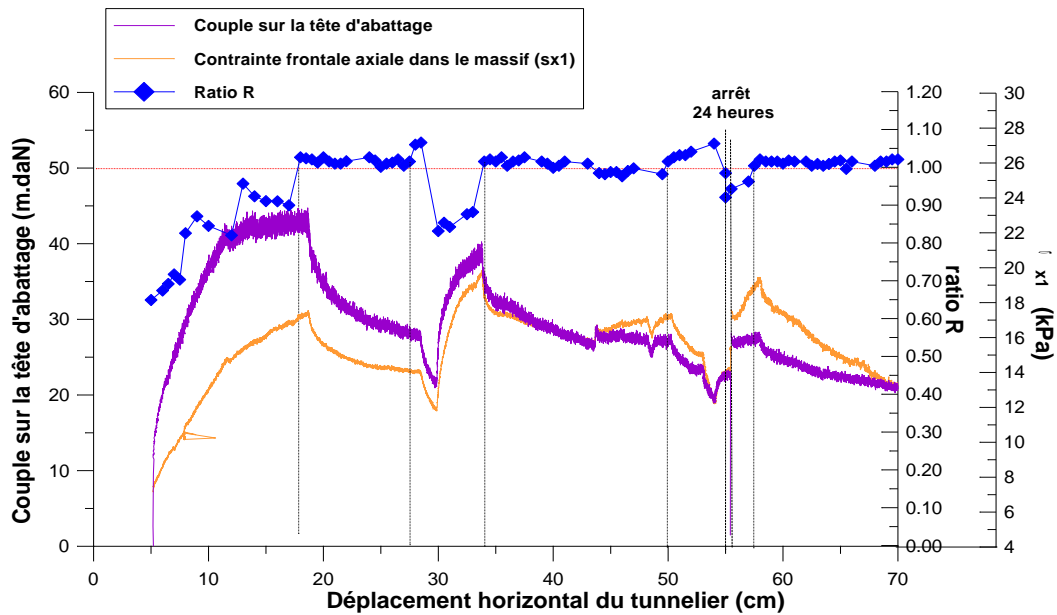


Figure 2-18 : Sensibilité du couple sur la roue de coupe vis-à-vis du régime de creusement entretenu (Branque & Boutin, 2002).

La mesure des contraintes sur les parois de la chambre d'abattage (aux reins et en calotte) est par ailleurs apparue dans les travaux de Branque & Boutin (2002) puis Doan (2007) comme une donnée complémentaire aux mesures d'effort de poussée et de couple sur la roue, et indispensable au pilotage. Celle-ci renseigne en effet sur l'état de remplissage de la chambre et donc sur la qualité du confinement au front (condition C1). Notons que l'évolution globale de celles-ci renseigne également sur la condition C2 de conservation de la quantité de matière dans la chambre (Cf. Figure 2-19).

Les mesures en temps réel de déplacements (internes au massif ou en surface), ainsi que l'évolution des contraintes dans le massif peuvent également être considérées sur modèle réduit comme un paramètre de contrôle du régime entretenu dans la mesure où elles permettent de mettre en évidence un défaut/excès de pression frontale (condition C1) ou une trop faible vitesse de rotation de la roue de coupe (condition C3).

Notons que sur le modèle réduit, le couple exercé sur la vis d'extraction a une sensibilité très faible à l'égard des changements relatifs de régimes de creusement entretenus (Branque & Boutin, 2002). Ce comportement, lié au fait que la vis d'extraction débouche peu dans la chambre d'abattage, peut être le fait d'un effet d'échelle.

La Figure 2-20 fait la synthèse des paramètres de pilotage et des paramètres de contrôle et les met en relation avec les trois conditions nécessaires à l'apparition d'un régime d'équilibre. Notons qu'en pratique, lors des essais sur modèle réduit, la vitesse de rotation de la roue de coupe est maintenue constante à une valeur permettant de respecter la condition C3 (3 à 4 tr/min). La vitesse d'avancement et la vitesse de rotation de la vis d'extraction sont ensuite ajustées de manière à trouver la pression frontale souhaitée (respectant la condition C1) puis à la maintenir constante (condition C2).

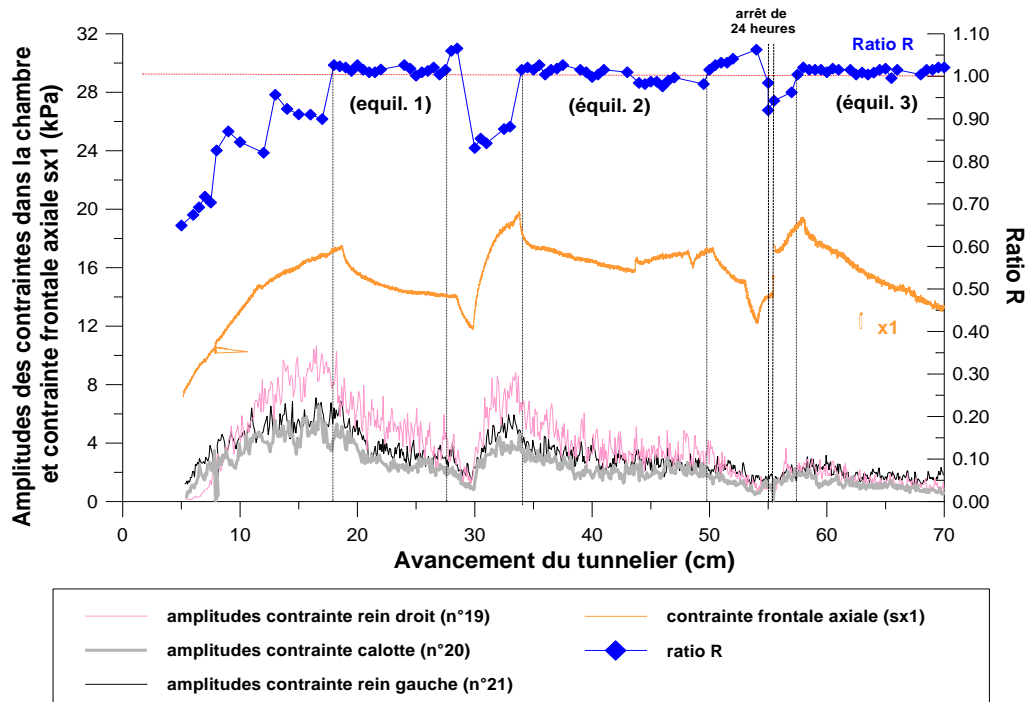


Figure 2-19 : Sensibilité des pressions dans la chambre d'abattage vis-à-vis du régime de creusement entretenu (Branque & Boutin, 2002).

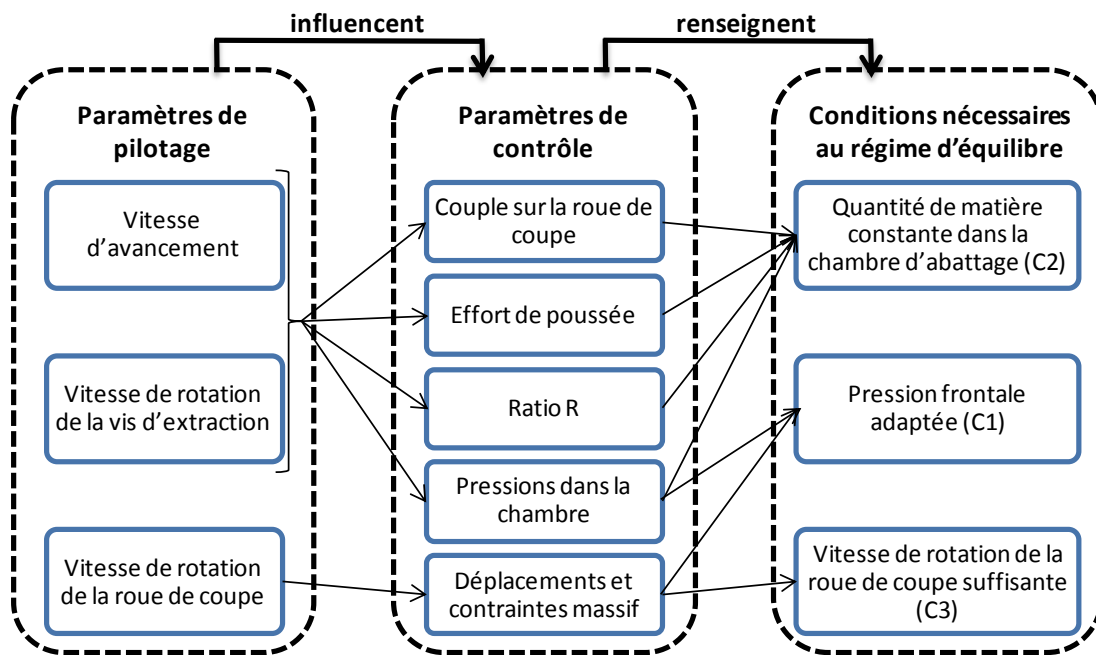


Figure 2-20 : Synthèse des paramètres de pilotage et de contrôle du régime de creusement entretenu.

1.4 Matériau modèle et fabrication du massif

1.4.1 Vers la transposition du problème en vraies grandeurs : les lois de similitude

1.4.1.1 Principe et notations

De manière à pouvoir être transposable au problème en vraie grandeur et donc de représenter les mêmes phénomènes physiques que ceux rencontrés sur chantier, l'étude sur modèle réduit doit vérifier un certain nombre

de conditions dites de similitude. Celles ci sont déduites des équations de la mécanique, des lois de comportement des matériaux et des conditions aux limites.

Pour établir ces lois, il est nécessaire de considérer deux échelles pour toute grandeur physique du problème: celle du prototype en vraies grandeurs (notations $U_{(p)}$) et celle du modèle réduit (notations $U_{(m)}$). On considère alors le facteur d'échelle introduit par Mandel (1962) : $U^* = U_{(m)} / U_{(p)}$.

1.4.1.2 Les lois de similitude dimensionnelle

L'étude théorique des conditions de similitude a débuté dès la fin du XIXème siècle avec notamment le théorème de Vashy (Garnier, 2001). De nombreux auteurs se sont ensuite consacrés à leur application à la mécanique des sols. On peut notamment citer les travaux de Rocha (1955), Langhaar (1951), Pokrovskii & Fyodorov (1975), Mandel (1962) et Kerisel (1972), cités par Garnier (2001). Leur application au cas des essais sur modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE a été largement détaillée par Doan (2007). Nous nous contenterons ici d'en rappeler les principaux résultats.

On note :

L^* : le facteur d'échelle des longueurs, σ^* : le facteur d'échelle des contraintes, ρ^* : le facteur d'échelle des masses volumiques, g^* : le facteur d'échelle des gravités	T^* : le facteur d'échelle des temps, ξ^* : le facteur d'échelle des déplacements, c^* : le facteur d'échelle des cohésions, ϕ^* : le facteur d'échelle des angles de frottement.
--	---

Si l'on prend l'exemple des équations indéfinies de la dynamique, celles-ci doivent être vérifiées pour le prototype (p) et le modèle réduit (m). On peut donc écrire :

$$(2-4) \quad \sum_{j=1}^3 \frac{\partial \sigma_{ij(p)}}{\partial x_{j(p)}} + \rho_{(p)} \cdot g_{i(p)} = \rho_{(p)} \cdot \frac{d^2 \xi_{i(p)}}{dt_{(p)}^2}$$

$$(2-5) \quad \sum_{j=1}^3 \frac{\partial \sigma_{ij(m)}}{\partial x_{j(m)}} + \rho_{(m)} \cdot g_{i(m)} = \rho_{(m)} \cdot \frac{d^2 \xi_{i(m)}}{dt_{(m)}^2}$$

Où : x_j représentent les coordonnées du point considéré (assimilable à une longueur),
 ξ_i : les composantes des déplacements,
 σ_{ij} : les composantes du tenseur des contraintes,
 g_i : les composantes du champ des actions à distance (champ de gravité dans notre cas)
 ρ : la masse volumique du matériau,
 t : le temps.

En exprimant chaque variable du prototype comme le rapport de la variable sur modèle par le facteur d'échelle adimensionnel correspondant, l'équation (2-4) devient :

$$(2-6) \quad \sum_{j=1}^3 \frac{\partial \sigma_{ij(m)}}{\partial x_{j(m)}} + \frac{\sigma^*}{L^* \cdot \rho^* \cdot g^*} \cdot \rho_{(m)} \cdot g_{i(m)} = \frac{\sigma^* \cdot T^{*2}}{L^* \cdot \rho^* \cdot \xi^*} \cdot \rho_{(m)} \cdot \frac{d^2 \xi_{i(m)}}{dt_{(m)}^2}$$

La nécessaire égalité des équations (2-5) et (2-6) permet alors d'en déduire deux relations entre facteurs d'échelle :

$$(2-7) \quad \frac{\sigma^*}{L^* \cdot \rho^* \cdot g^*} = 1$$

$$(2-8) \quad \frac{\sigma^* \cdot T^{*2}}{L^* \cdot \rho^* \cdot \xi^*} = 1$$

Ces relations sont équivalentes à :

$$(2-9) \quad \frac{\sigma^*}{L^*} = \rho^* \cdot g^*$$

$$(2-10) \quad g^* \cdot T^{*2} = \xi^*$$

Le même type de raisonnement doit être appliqué aux autres lois régissant le problème considéré. Ainsi, l'équation de conservation de la masse donnera la relation (2-11). Celle-ci est particulièrement intéressante lorsque les déplacements ne peuvent être négligés devant les dimensions (grandes déformations).

$$(2-11) \quad L^* = \xi^*$$

Par ailleurs, nous plaçant dans le cadre d'un comportement de sol élastique plastique parfait de type Mohr-Coulomb, la loi de Hooke et le critère de Mohr-Coulomb permettent respectivement d'écrire les équations (2-12) et (2-13).

$$(2-12) \quad \nu^* = 1 \text{ et } E^* = \sigma^*$$

$$(2-13) \quad c^* = \sigma^* \text{ et } \varphi^* = 1$$

Il convient néanmoins de noter que le respect des lois de similitude ne permet de s'affranchir ni de l'effet d'échelle (fait que les phénomènes soient différents en fonction de l'échelle du modèle) ni des effets de bords (pouvant être importants sur les modèles de faible dimension).

1.4.1.3 Application au tunnelier à pression de terre

Dans le cadre du modèle réduit de l'ENTPE, on suppose le rapport d'échelle des longueurs L^* donné par le rapport des diamètres des tunneliers. Suivant le diamètre réel considéré, compris entre 2 et 15m, on aura $0.04 < L^* < 0.2$. D'autres facteurs d'échelles nous sont imposés comme le fait de travailler sous gravité normale ($g^*=1$). Compte-tenu de ces conditions imposées, il est impossible de trouver un matériau qui satisfasse simultanément l'ensemble des relations précédentes.

Il convient alors de privilégier certains facteurs d'échelles devant d'autres : c'est la notion de similitude réduite énoncée par Mandel (1962). Ce choix doit être effectué en essayant de tenir compte en priorité des paramètres dont l'influence est prépondérante à l'égard des phénomènes physiques étudiés. Dans notre cas, les notions de rigidité (E^*) et de résistance mécanique (c^* et φ^*) ont ainsi été privilégiées de manière à donner un sens à l'étude des déformations du massif de sol ainsi qu'à celle des mécanismes de rupture à l'avant du bouclier lors des régimes de creusement extrêmes (Branque & Boutin, 2002). Le Tableau 2-2 fait la synthèse des conditions de similitude retenues pour nos essais sur massifs cohérents frottants, conditionnant le choix du matériau à utiliser. Les valeurs de module de déformation, de cohésion et d'angle de frottement considérés pour le sol réel dans ce tableau correspondent à celles de terrains meubles pour lesquels le mode de creusement pressurisé est adapté.

Par ailleurs, il convient de remarquer que la similitude des déformations volumiques n'est pas garantie dans le cas de matériaux granulaires car fortement dépendante de l'état de contrainte. Ainsi, un matériau dense soumis à un fort niveau de contrainte pourra avoir des déformations volumiques comparables à celles d'un matériau lâche soumis à de plus faibles contraintes. Scott (1989) a démontré dans le cadre d'essai triaxiaux que les comportements volumiques de deux sables étaient identiques si leur distance à la ligne d'état critique dans le diagramme ($e, \ln(p)$), étaient semblables. Compte-tenu de cette remarque, nous avons délibérément choisi de réaliser nos essais avec des matériaux lâches, afin de tenir compte de cet aspect et de compenser le faible état de contraintes régnant sur maquette.

Tableau 2-2 : Caractéristiques mécaniques requises pour le matériau modèle cohérent frottant (Doan, 2007)

Grandeurs	Relations entre facteurs d'échelle prises en compte dans le cas des essais sur modèle réduit de tunnelier (Similitude partielle)	Caractéristiques mécaniques du matériau « sol »	
		Sol réel	Sol modèle
Pesanteur	$g^* = 1$		
Longueur	$0.04 \leq L^* = D_M/D_P \leq 0.2$		
Masse volumique	$\rho^* \approx 1$	ρ_P	$\rho_M \approx \rho_P$
Contrainte	$\sigma^* \approx L^*$		
Indice des vides	e^*	e_p	$e_M > e_p$
Déplacement	$\xi^* = L^*$		
Déformation	$\varepsilon^* = 1$		
Module de déformation	$E^* \approx L^*$	$E_P \approx 100 \text{ MPa}$ (pour $\varepsilon \approx 1\%$)	$4 \text{ MPa} \leq E_M \leq 10 \text{ MPa}$ (pour $\varepsilon \approx 1\%$)
Cohésion	$c^* \approx L^*$	$c_P < 40 \text{ kPa}$	$c_M \leq 8 \text{ kPa}$
Angle de frottement	$\varphi^* \approx 1$	$30^\circ \leq \varphi_P \leq 40^\circ$	$\varphi_M \approx \varphi_P$

1.4.2 Matériau modèle retenu

Le choix du matériau modèle cohérent frottant utilisé sur le modèle réduit de l'ENTPE a été effectué pendant la thèse de Doan (2007). Il a donné entière satisfaction lors de nos essais. Ce matériau utilisé pour nos essais en sols homogènes cohérents frottants ou stratifiés est un mélange non saturé de sable Hostun S28 et d'eau.

Ce sable, également utilisé comme matériau modèle purement frottant dans son état sec lors de nos essais, est caractérisé par des grains de densité 2,65 et de diamètre moyen 0,35mm et une granulométrie étalée ($d_{60}/d_{10}=1,4$) comme en atteste sa courbe granulométrique (Figure 2-21). L'eau qui lui est ajoutée permet de lui apporter une cohésion apparente par succion capillaire qui entraîne une modification profonde de son comportement. Notons que la faible teneur en eau retenue pour nos essais permet d'empêcher les phénomènes de drainage gravitaire et de viscosité au cours des essais (Doan, 2007). Elle permet néanmoins une modification profonde du comportement du matériau.

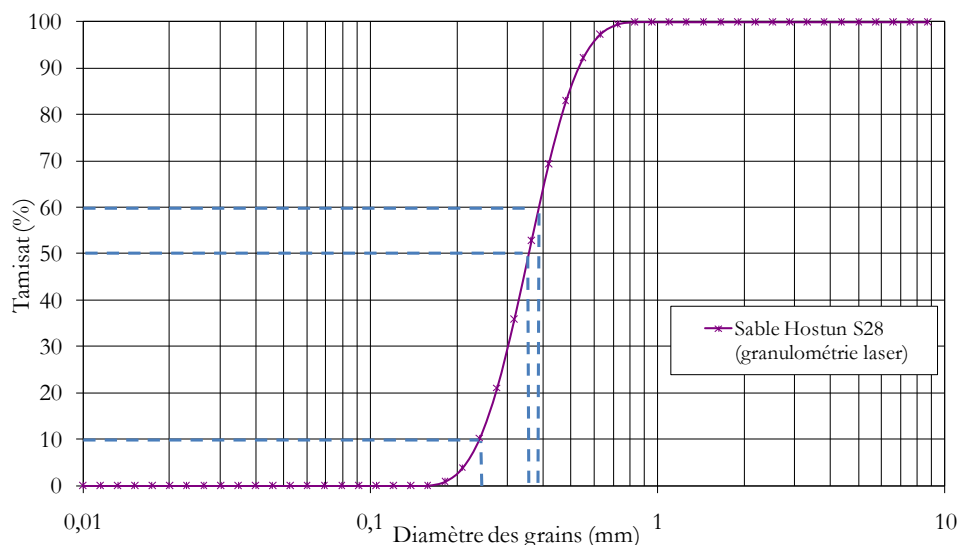


Figure 2-21 : Courbe granulométrique du sable Hostun S28, utilisé lors des essais sur modèle réduit de tunnelier à pression de terre.

Doan (2007) a réalisé au cours de sa thèse une large campagne de caractérisation du mélange non saturé de sable Hostun S28 et d'eau. De nombreux essais ont ainsi été effectués : essais triaxiaux de révolution, essais de stabilité de tranchée et essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande. Ces derniers ont permis de montrer que le sable Hostun S28, humidifié à des teneurs en eau w comprises entre 0,5% et 6% présentait des caractéristiques mécaniques (modules de déformation sécant³ E_{50} , coefficient de poisson ν , cohésion apparente c , angle de frottement φ et angle de dilatance ψ) en adéquation avec celles requises pour nos essais sur modèle réduit.

Lors des différents essais sur modèle réduit réalisés ou analysés dans le cadre de ce travail de thèse (essais détaillés au paragraphe 3), cinq valeurs de teneur en eau ont été utilisées : 0%, 0.5%, 2%, 3% et 4%. Les caractéristiques mécaniques de ces cinq matériaux, issues des travaux de Doan (2007), sont données dans le Tableau 2-3. Ces dernières sont données pour des matériaux lâches, d'indices des vides e proches de ceux imposés sur modèle réduit et pour des niveaux de contraintes moyennes comparables à ceux rencontrés sur modèle réduit (de l'ordre d'une dizaine de kPa).

Tableau 2-3 : Synthèse des caractéristiques mécaniques des différents matériaux utilisés lors de nos essais sur modèle réduit de tunnelier à pression de terre.

Matériau	w (%)	e	c (kPa)	ν	E_{50} (MPa)	φ (°)	ψ (°)
S28_1	0	0.9	0	0.28 ⁴	5	39	2
S28_2	0.5	1	0.5	0.25	10	36	5
S28_3	2	1	1.5	0.25	10	36	5
S28_4	3	1	2	0.25	10	36	5
S28_5	4	1	3	0.25	10	36	5

1.4.3 Préparation du matériau modèle et mise en place du massif de sol

La préparation du matériau est faite grâce à un malaxeur présentant une cuve cylindrique et un système de doubles pales verticales permettant de malaxer 150kg de matériau par gâchée. Lors de cette opération, la quantité d'eau nécessaire à l'obtention de la teneur en eau voulue est versée progressivement sur le sable sec, malaxeur en marche. La durée de malaxage de l'échantillon est de l'ordre de 8 min. Des essais de contrôle en différents points de la gâchée ont en effet montré que cette durée était suffisante pour obtenir une bonne homogénéité du matériau. Après contrôle par pesée de la teneur en eau, ce matériau est ensuite placé dans des caisses plastiques hermétiques recouvertes d'un film plastique de manière à réduire les phénomènes de séchage, dans l'attente de sa mise en place dans le caisson.

Le remplissage du caisson se fait ensuite par pluviation manuelle à l'aide d'une petite pelle d'une masse de matériau permettant in fine la réalisation d'une couche de 5cm d'épaisseur. Le matériau ainsi mis en place est ensuite soigneusement arasé, puis compacté grâce à un rouleau de 12kg et de 40cm de largeur jusqu'à la compacité voulue. Ce compactage « au rouleau » a été préféré à un compactage vertical statique dans la mesure où il assure une meilleure homogénéité de la rigidité dans les directions verticales et horizontales. Un second arasage permet de contrôler la densité de matériau après chaque compactage de couche. Cette procédure a été validée par Doan (2007).

Il convient de noter que les tiges des capteurs de déplacements ainsi que les capteurs de contraintes (maintenus en position par des fils de nylon) sont placés au fur et à mesure du remplissage, et que de fines couches horizontales de sable coloré au Bleu de Méthylène peuvent également être mises en place de manière à permettre l'observation des déformations du massif lors de la découpe de celui-ci, après essai.

³ Il s'agit du module de déformation sécant à 50% du déviateur à la rupture obtenu sur appareil triaxial (Doan (2007)).

⁴ Branque et al (1997)

2 ANALYSES PRELIMINAIRES

Deux analyses préliminaires aux essais de creusement sur modèle réduit sont présentées dans les paragraphes suivants. La première traite de la mesure de contrainte dans les sols. Cette étude, bibliographique et expérimentale, a eu pour objectif de quantifier l'influence de plusieurs paramètres sur la mesure de contrainte effectuée (densité et teneur en eau du sol, type et orientation du capteur...) afin de quantifier l'incertitude existant sur ce type de mesures. La seconde analyse traite de la transmission de la contrainte verticale et de l'évolution du coefficient de poussée des terres au repos au cours d'une phase de chargement surfacique d'un massif de sable reconstitué. Celle-ci vise à identifier l'état de contrainte au repos régnant dans nos massifs reconstitués avant creusement.

2.1 La mesure des contraintes dans les sols

2.1.1 Etude bibliographique

2.1.1.1 Phénomènes physiques affectant la mesure de contrainte

Quel que soit son mode de fonctionnement (direct⁵ ou indirect⁶), la nature de sa surface sensible (capteur à membrane, à piston, à rubans de friction...) ainsi que la nature de la grandeur de sortie (mécanique, hydraulique, pneumatique, électrique résistif, électrique inductif, piézoélectrique...), un capteur placé dans un sol modifie l'état des contraintes réelles (Duca, 2001).

Cette modification de l'état des contraintes réelles est tout d'abord liée à l'effet d'inclusion provoqué par la mise en place d'un corps solide dans un milieu de déformabilité différente (Duca, 2001). L'interaction entre la membrane déformable et le sol avoisinant entraîne également une perturbation locale du champ de contraintes autour du capteur. En effet, la déflexion de la surface sensible, si petite soit-elle, se manifeste par un report des contraintes (Figure 2-22) par effet de voûte du centre vers les parois du capteur (Caquot & Kerisel, 1966). L'effet d'interaction sol/membrane peut être supérieur à l'effet d'inclusion (Trollope & Lee, 1961).

La quantification de l'effet d'inclusion et de l'interaction sol-membrane sur la mesure de contrainte effectuée reste très difficile à établir dans le cas général de par sa dépendance à de nombreux paramètres (caractéristiques géométriques du capteur, caractéristiques physiques du sol, conditions d'étalonnage...). Plusieurs auteurs ont cependant mis en exergue différents paramètres à optimiser pour minimiser l'erreur effectuée sur la mesure de contrainte.

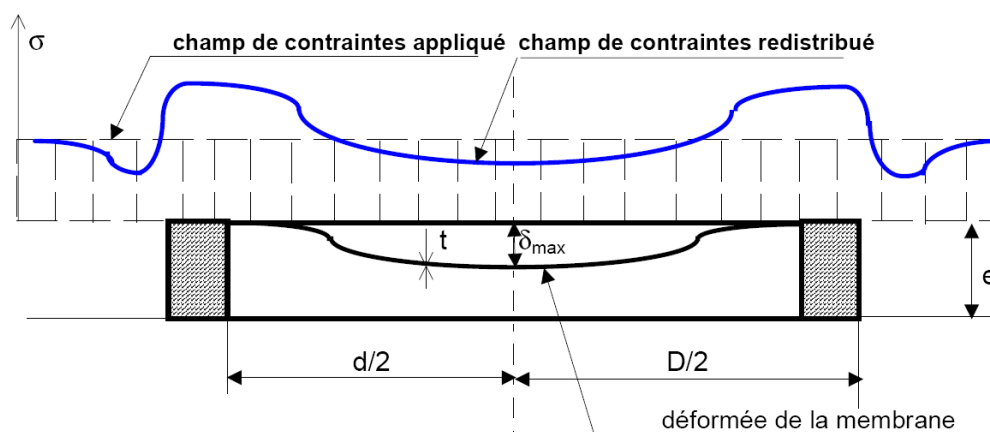


Figure 2-22 : Redistribution des contraintes autour d'un capteur à membrane déformable (Duca, 2001).

⁵ La contrainte est directement transmise à la surface équipée du dispositif de mesure (corps d'épreuve).

⁶ La contrainte est transmise au corps d'épreuve par le biais d'un fluide incompressible.

2.1.1.2 Caractéristiques physiques du capteur

L'effet de l'inclusion du capteur dans le sol est tout d'abord en relation directe avec son volume. Pour un diamètre total D imposé, il convient donc de minimiser son épaisseur. Hvorslev (1976) préconise un rapport entre épaisseur et diamètre inférieur à 0.1.

L'effet d'interaction sol-membrane est quant à lui notamment fonction de la raideur de la cellule sensible, celle-ci conditionnant l'ampleur de la déflexion de la membrane et donc l'importance du phénomène de report des contraintes vers les parois du capteur comme énoncé précédemment. Plus la raideur de la membrane sera importante, plus le phénomène d'effet de voûte sera négligeable et moins l'erreur commise sera dépendante du niveau de contrainte appliqué. Les étalonnages effectués par Kallstenius & Bergau (1956), Trolippe & Lee (1961), Hanna (1985) et Hvorslev (1976) ont conduit ces auteurs à préconiser des valeurs de déflexion maximales δ_{\max} de l'ordre de 0.01% à 0.1% du diamètre de la cellule sensible du capteur D_c .

Plusieurs auteurs se sont interrogés sur le rapport optimal entre diamètre du capteur D et diamètre de sa cellule sensible D_c . Weiler & Kulhawy (1982) et Dunicliff (1988) proposent des rapports de diamètres (D_c/D) compris entre 0.5 et 0.7. Ces valeurs limites sont motivées par la nécessité de limiter le report de contraintes par effet de voûte sur la surface sensible (d'où la présence d'un anneau rigide de largeur importante), tout en offrant une surface sensible de taille la plus importante possible pour un capteur de volume donné (donc d'effet d'inclusion constant).

Le mode d'action du capteur a également des effets importants sur les performances des capteurs à membrane. Les études numériques et expérimentales menées par Berardi et al (1994) ont montré que les capteurs à mode de mesure indirecte avaient une linéarité meilleure et une hystérésis plus faible que les capteurs à mode de mesure direct lorsqu'ils sont placés dans un sol de type granulaire. Les auteurs expliquent cela par le fait que la déflexion de la surface sensible soit limitée par la présence d'un fluide incompressible dans le cas des capteurs à mode de mesure indirecte. Le rôle « moyenneur » de ce fluide vis-à-vis des contacts granulaires doit, selon nous, aussi être pris en compte.

Notons enfin que le choix des matériaux constitutifs du capteur doit être effectué en fonction de l'environnement dans lequel ce capteur sera utilisé, de manière par exemple à limiter sa dérive avec l'évolution de la température, ou à empêcher la corrosion de son système de mesure en présence d'eau (Duca, 2001).

2.1.1.3 Caractéristiques physiques du sol

Les performances d'un capteur de contrainte sont également largement fonction des caractéristiques du sol dans lequel il est mis en place et notamment de sa granulométrie et de sa rigidité.

En termes de granulométrie, le diamètre de la surface sensible du capteur D_c doit être suffisamment grand par rapport au diamètre moyen des particules de sol (noté d_{50}) de manière à réduire l'effet des charges ponctuelles d'une part, et à diminuer l'influence de l'hétérogénéité locale des propriétés du sol sur les résultats de mesure d'autre part. Les essais de Weiler & Kulhawy (1982), cités par Duca (2001), réalisés en imposant des charges locales sur une plaque à bords fixes et en comparant les résultats avec ceux obtenus pour un chargement d'intensité uniforme ont conduit ces auteurs à proposer la condition suivante pour les capteurs à membrane : $D_c > 10 \cdot d_{50}$. Cette valeur limite est en adéquation avec les essais réalisés en chambre de calibration par Rusinek et al (2009) sur différents matériaux granulaires. Ces derniers ont en effet montré que la dispersion des résultats décroît lorsque le diamètre moyen des particules diminue (Figure 2-23) et que celle-ci devient inférieure à 3% lorsque $d_{50} < 2.3\text{mm}$ (i.e. $D_c > 11d_{50}$). Notons par ailleurs que les différents essais réalisés par Rusinek et al (2009) ne mettent pas en évidence d'évolution de la valeur moyenne de la sensibilité mesurée du capteur avec la granulométrie du sol.

La rigidité de la cellule sensible d'un capteur de contrainte a , dans l'absolu, une influence prépondérante sur l'ampleur de la déflexion de la cellule membrane comme cela a été présenté précédemment, et par suite sur l'ampleur de l'effet d'interaction sol-membrane. Le contraste de rigidité entre le sol et la cellule sensible doit

cependant également être considéré. En effet, les études théoriques effectuées par Torry & Sparrow (1967), cité par Duca (2001) et Askegaard (1961, 1981), considérant une inclusion elliptique dans un matériau élastique linéaire, ont montré qu'un capteur de contrainte soumis à un champ de contrainte uniaxial est peu sensible aux variations de rigidité du sol lorsque la rigidité du sol est inférieure à celle de sa cellule sensible (Figure 2-24 (a)). Ces études ont également mis en évidence que la sensibilité d'un capteur de contrainte (rapport de la contrainte mesurée par la contrainte appliquée) diminue lorsque la rigidité du sol par rapport à celle de la cellule sensible augmente. Sur le plan expérimental, Clayton & Bica (1993) ont soumis des capteurs à mode de mesure directs posés sur une embase rigide et recouverts de sables plus ou moins denses à un chargement œdométrique. Ils ont confirmé la diminution de la sensibilité avec l'augmentation de la rigidité du sol pour un capteur donné (Figure 2-24 (b)). Cette même tendance a également été observée par Zhu et al (2009) avec des capteurs à mode de mesure direct noyés dans un massif de sable sec soumis à un chargement œdométrique.

Très peu d'études ont été consacrées à l'influence de la teneur en eau du massif sur la mesure de contrainte. Seuls Rusinek et al (2009) ont mis en évidence une faible croissance de la sensibilité avec la teneur en eau. Ce résultat, issu d'essais réalisés sur des graines d'amarante, est cependant difficile à relier au comportement mécanique du « sol » dans la mesure où l'influence de la teneur en eau sur les graines d'amarantes est peu connue.

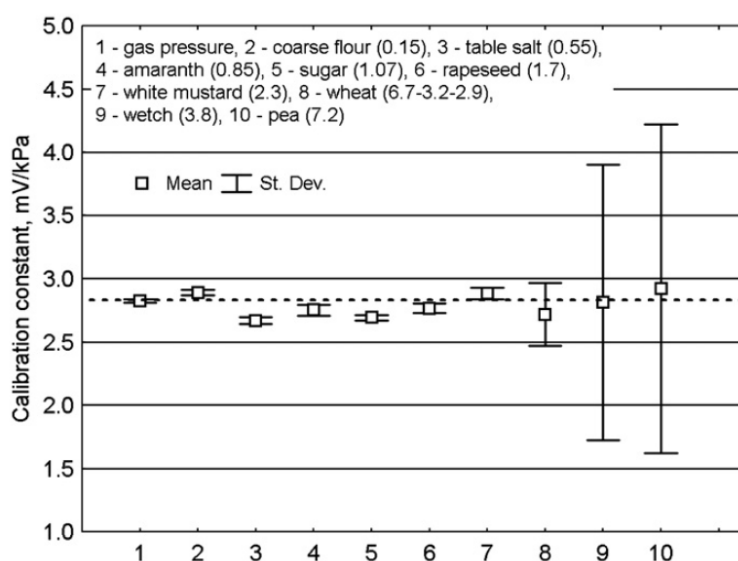


Figure 2-23 : Evolution de la sensibilité d'un capteur de contrainte (à mode de mesure direct) en fonction de la granulométrie (d_{50} noté entre parenthèses) du matériau considéré (Rusinek et al, 2009).

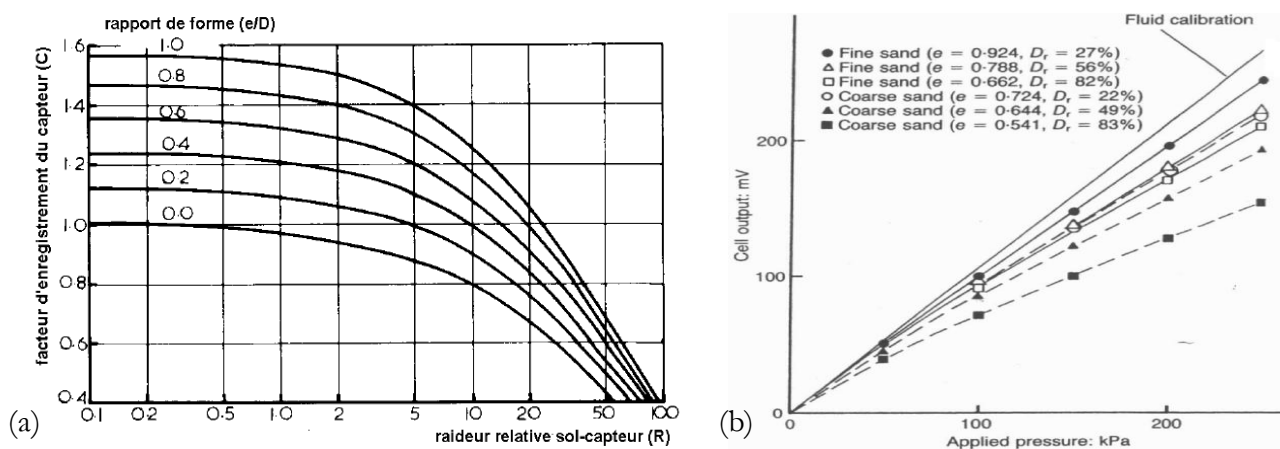


Figure 2-24 : Effet de la raideur relative sol-capteur sur la mesure de contrainte : (a) approche théorique de Torry & Sparrow (1967), cité par Duca (2001) ; (b) approche expérimentale de Clayton & Bica (1993).

2.1.1.4 Conditions d'étalonnage

Ayant respecté les critères préalablement citées en termes de caractéristiques géométriques et mécaniques du capteur et du sol étudiés, il convient encore de veiller au respect de certaines conditions lors de l'étalonnage d'un capteur de contraintes. De manière générale, il est nécessaire de veiller à se rapprocher le plus possible des futures conditions d'essais (type de matériau, densité, mode de sollicitation...) et de minimiser les hétérogénéités locales (Triandafilidis, 1974 ; Brown, 1977 ; Dunicliff, 1988).

On veillera ainsi particulièrement à utiliser une cellule d'étalonnage de taille suffisante pour minimiser les effets de bords et permettre la mobilisation complète des contraintes de cisaillement par les phénomènes de voûte qui s'y développent. Triandafilidis (1974) et Dunicliff (1988) préconisent d'utiliser une cellule de dimensions supérieures à 5 à 6 fois le diamètre du capteur.

Lors des essais réalisés en cellule œdométrique, des études ont également montré la nécessité d'enfoncer suffisamment le capteur dans la cellule. Une hauteur de recouvrement de l'ordre de 5 diamètre de capteur est proposée par Jardine et al (1986).

Par ailleurs, le mode de mise en place du capteur dans le sol a également une influence forte sur le signal qu'il délivre. Les études réalisées par Hvorslev (1976) et Boulebnane et al (1996), ont ainsi mis en évidence qu'il est préférable de poser le capteur sur le sable puis de le recouvrir plutôt que de foncer le capteur dans le sol ou de le placer dans une cavité réalisée à son effet.

Notons enfin que l'opérateur mettant en place les capteurs a également une influence très importante sur les mesures effectuées. Des écarts de sensibilité allant jusqu'à 30% ont en effet été observés par Garnier et al (1999), lors de la réalisation d'étalonnages par des opérateurs peu expérimentés.

2.1.2 Caractéristiques de la campagne expérimentale réalisée

2.1.2.1 Capteur de contrainte choisi

Cette étude consacrée à la mesure de contrainte dans les sols est menée sur un capteur KYOWA (BE2KC). Les étalonnages précédemment réalisés ont en effet montré que ces capteurs à mode de mesure indirect avaient une excellente linéarité et une très faible hystérésis (Cf. Figure 2-11). Les caractéristiques géométriques de ces capteurs sont rappelées dans le Tableau 2-4 et confrontées avec la bibliographie : elles se révèlent en bonne adéquation avec les recommandations issues de la littérature. Notons toutefois que la faible largeur de l'anneau rigide de ce capteur ($D_c=0.9D$) par rapport aux recommandations de Weiler & Kulhawy (1982) et Dunicliff (1988) peut être source d'un report de contrainte par effet de voûte sur la cellule sensible.

On notera que les capteurs ENTRAN ont une taille adaptée par rapport à la granulométrie des matériaux utilisés mais présentent une épaisseur importante par rapport à leur diamètre, source d'un effet d'inclusion important. C'est cet argument, associé au caractère direct de son mode de mesure (moins performant que le mode de mesure indirect selon Berardi et al (1994)), qui nous a conduit à ne pas considérer ces capteurs dans l'analyse ci-dessous.

Tableau 2-4 : Caractéristiques des deux capteurs de contrainte utilisés lors de nos essais.

	D (mm)	e/D	D_c/D	D_c/d_{50}^*	Mode mesure	δ_{max}/D_c
KYOWA (BE-2KC)	30	0.33	0.90	77	indirect	3.10^{-6}
ENTRAN (EPN50)	20	0.75	0.60	34	direct	?
Recommandation de la bibliographie	-	<0.1	0.5 à 0.7	>10	indirect	Inférieur à 0.01% à 0.1%

* d_{50} est le diamètre moyen du sable Hostun S28 utilisé lors de nos essais (Cf. §1.4.2).

2.1.2.2 Matériaux mis en œuvre

Trois sables Hostun de répartitions granulométriques quasi-identiques mais de diamètres moyens différents ont été utilisés : le sable S22 ($d_{50}=0.075\text{mm}$), le sable S28 ($d_{50}=0.35\text{mm}$) et un sable plus « grossier » ($d_{50}=0.90\text{mm}$). Leurs courbes granulométriques sont présentées en Figure 2-25. Notons que la granulométrie de ces sables reste adaptée au diamètre du capteur KYOWA utilisé ($30.d_{50} < D_c < 360.d_{50}$) conformément aux recommandations de Weiler & Kulhawy (1982) et Rusinek et al (2009).

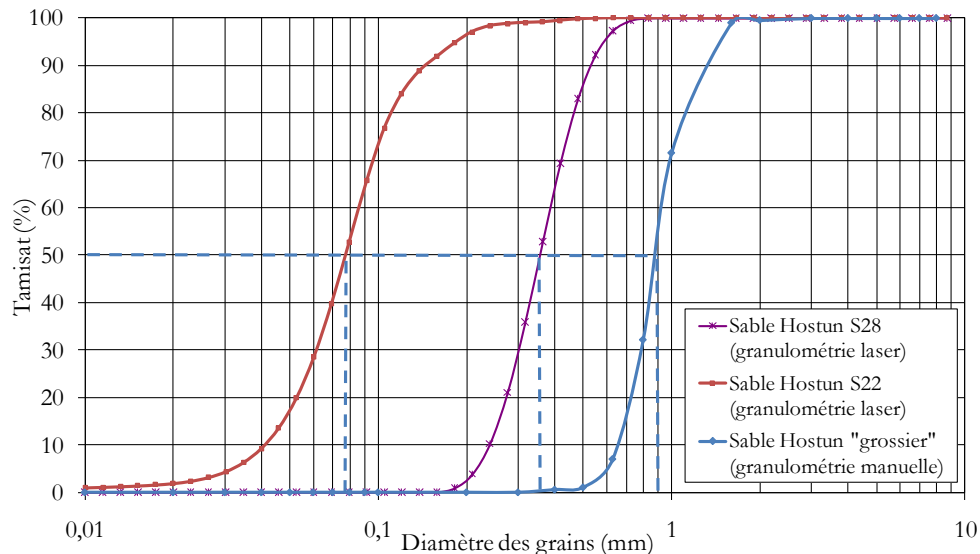


Figure 2-25 : Courbes granulométriques des trois sables Hostun utilisés : S28, S22 et « grossier ».

La volonté d'identifier les densités relatives des différents matériaux testés nous a conduits à déterminer leurs indices des vides maximaux et minimaux. Les protocoles normalisés existants pour les sables secs (NF P94-059) ont été mis en œuvre sur ces trois matériaux secs. Ces protocoles ne sont cependant pas adaptés au cas du sable humide. C'est pourquoi nous avons définis arbitrairement deux protocoles expérimentaux pour ces matériaux pour caractériser des états lâches et denses de référence. La détermination de l'indice des vides maximal des sables humides s'est ainsi faite par pluviation au travers d'un tamis de mailles 4*4mm afin de permettre une bonne homogénéité du matériau mis en place. Pour l'indice des vides minimal des sables humides, le compactage par vibration ne permettait pas d'atteindre des densités représentatives d'un état dense. Un compactage manuel avec une dame Proctor de 4.3kg a donc été préféré. Le nombre de coups de dames (20 par couche) et le nombre de couches mises en œuvre pour remplir le moule Proctor (diamètre intérieur 11cm, hauteur 10cm) utilisé (5 couches) ont été choisis de manière arbitraire afin de caractériser un état dense. Chaque essai a été réitéré au moins 3 fois afin de s'assurer de la fiabilité de la valeur obtenue. Les valeurs moyennes des indices des vides minimaux et maximaux obtenus pour les différents matériaux sont synthétisées dans le Tableau 2-5. On notera que les valeurs obtenues avec le sable Hostun S28 sec sont similaires à celles obtenues par Combes (1998) : 0.66 et 0.98 avec ce même matériau.

Tableau 2-5 : Indices des vides minimums et maximums des matériaux étudiés.

		w=0%	w=0,5%	w=2%
S22	e_{\min}	0,73	0,81	0,84
	e_{\max}	1,36	1,76	3,35
S28	e_{\min}	0,64	0,68	0,70
	e_{\max}	0,97	1,29	1,85
Grossier	e_{\min}	0,56	0,60	0,60
	e_{\max}	0,79	0,80	0,99

Pour les trois matériaux secs, on observe une décroissance des indices des vides minimaux et maximaux avec la croissance de la taille des particules de sable. Ce constat ne s'explique pas par une différence de répartition granulométrique (courbure des courbes sensiblement identiques d'après la Figure 2-25). Il ne s'explique pas non plus par une différence importante d'angularité des grains comme en atteste la Figure 2-26. Un état de surface (rugosité) différent peut être selon nous une éventuelle explication de ce phénomène dans la mesure où celui-ci gouverne en grande partie le comportement des matériaux granulaires.

Par ailleurs, on note que pour un matériau de granulométrie donnée, les indices des vides minimaux et maximaux croissent lorsque la teneur en eau augmente dans la gamme de teneur en eau étudiée. Ce constat peut s'expliquer par la présence des ménisques capillaires entre les grains qui génèrent des forces de traction inter-granulaires ayant tendance à empêcher les réarrangements granulaires possibles lors du compactage et conduisant à la création d'arrangements granulaires plus lâches.

La décroissance des indices des vides minimaux et maximaux avec la croissance de la taille des particules de sable observée avec les matériaux secs est également observée et amplifiée avec les sables humides. Elle pourrait ici s'expliquer par l'intermédiaire de l'évolution des forces capillaires au sein du massif de sol. En effet, à même indice des vides et même teneur en eau (i.e. même degré de saturation), on peut supposer que les ménisques capillaires sont de rayons de courbures d'autant plus faibles que la taille des grains est petite. Ainsi, on peut penser que l'intensité des forces capillaires croît lorsque la taille des grains diminue (loi de Jurin), ce qui tend à limiter les réarrangements granulaires, d'où le comportement observé.

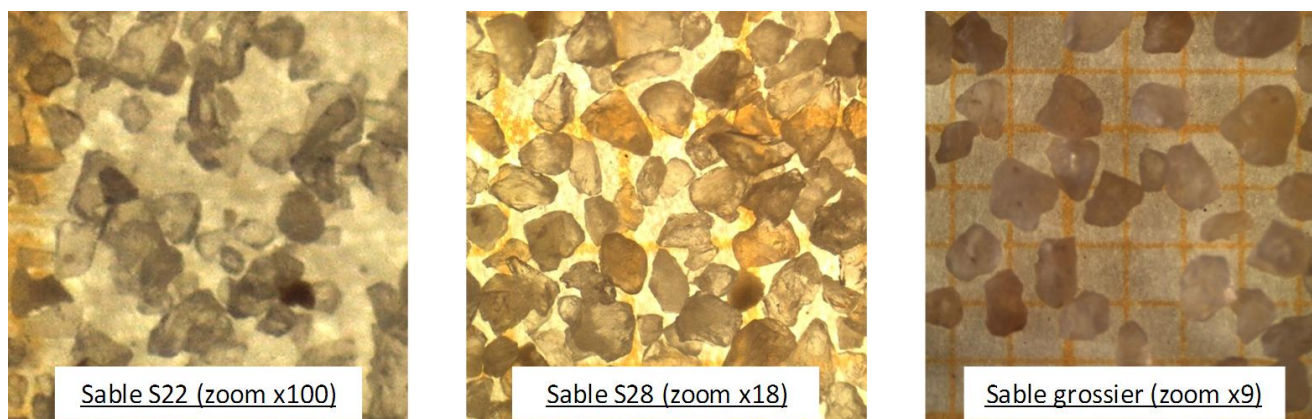


Figure 2-26 : Observation de l'angularité des grains des sables Hostun S22, S28 et grossier au microscope.

2.1.2.3 Tableau de synthèse des essais de calibration réalisés

Cinquante-cinq essais de calibration valables (i.e. présentant une faible hystérésis et l'absence de dérive entre les deux cycles de charge/décharge) ont été réalisés. Le Tableau 2-6 donne les caractéristiques de ces essais ainsi que la valeur de sensibilité (rapport de proportionnalité entre la tension délivrée et la pression appliquée déduit de la pente de la courbe d'étalonnage en mV/kPa, par exemple 11.1 sur la Figure 2-11 (b)) du capteur de contrainte mesurée lors de chacun de ceux-ci. On distingue différentes catégories d'essais :

- ✚ Les essais de type A, B et C ayant pour objectifs de comparer la sensibilité du capteur considéré en présence de sol avec un étalonnage hydrostatique, de juger de l'influence de l'orientation du capteur dans la cellule triaxiale de test et de la répétabilité des essais.
- ✚ Les essais de type D ayant pour objectif de quantifier l'influence de la densité du sol mis en place sur la réponse du capteur de contrainte. Notons que l'état de densité imposé a été caractérisé par le biais de deux paramètres complémentaires : l'indice des vides e caractérisant un état de compacité, et la densité relative

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

caractérisant l'énergie de compactage nécessaire pour obtenir un indice des vides donné.

- Les essais de type E (respectivement F) visant à comprendre l'influence de la granulométrie du sable sec (respectivement humide) sur la réponse d'un capteur de contrainte.
- Les essais de type G ayant pour objectif de juger de l'influence de la teneur en eau du sable mis en œuvre sur la sensibilité du capteur.

Tableau 2-6 : Synthèse des essais réalisés sur le capteur de contrainte KYOWA n°35.

type	nom essai	matériau	indice des vides	indice de densité Dr	teneur en eau (%)	orientation capteur	Sensibilité (mV/kPa)
A : étalonnage hydrostatique	Hydrost	eau	*	*	*	horizontal	8,6
B : étude de la répétabilité	28-0,5-1-5	S28	1	47%	0,5	horizontal	9,2
	28-0,5-1-6	S28	1	47%	0,5	horizontal	8,4
	28-0,5-1-8	S28	1	47%	0,5	horizontal	8,5
C : influence orientation du capteur	28-0,5-1-1b	S28	1	47%	0,5	vertical	8,3
D : influence de la densité du sol	28-0,5-0,8-1	S28	0,8	80%	0,5	horizontal	11,0
	28-0,5-0,8-2	S28	0,8	80%	0,5	horizontal	10,2
	28-0,5-1,2-1	S28	1,2	15%	0,5	horizontal	7,0
	28-0,5-1,2-2	S28	1,2	15%	0,5	horizontal	6,2
	28-0-0,9-1	S28	0,92	15%	0	horizontal	10,5
	28-0-0,9-2	S28	0,92	15%	0	horizontal	10,1
	28-0-0,7-1	S28	0,71	80%	0	horizontal	11,6
	28-0-0,7-2	S28	0,71	80%	0	horizontal	11,1
	22-0-1,25-1	S22	1,25	15%	0	horizontal	11,7
	22-0-1,25-2	S22	1,25	15%	0	horizontal	11,2
	22-0-1,25-4	S22	1,25	15%	0	horizontal	11,4
	22-0-1,25-6	S22	1,25	15%	0	horizontal	10,8
	22-0-1,25-7	S22	1,25	15%	0	horizontal	11,3
	22-0-0,86-3	S22	0,86	80%	0	horizontal	11,8
22-0-0,86-4	S22	0,86	80%	0	horizontal	10,8	
E : influence de la granulométrie : cas des sables secs	22-0-0,92-2	S22	0,92	70%	0	horizontal	11,0
	22-0-0,92-4	S22	0,92	70%	0	horizontal	12,2
	Gr-0-0,8-1	Grossier	0,8	0%	0	horizontal	7,7
	Gr-0-0,8-2	Grossier	0,8	0%	0	horizontal	7,0
	28-0-0,76-1	S28	0,76	65%	0	horizontal	12,3
	28-0-0,76-2	S28	0,76	65%	0	horizontal	10,6
	28-0-0,76-3	S28	0,76	65%	0	horizontal	11,2
	Gr-0-0,64-1	Grossier	0,64	65%	0	horizontal	9,8
Gr-0-0,64-2	Grossier	0,64	65%	0	horizontal	9,7	
Gr-0-0,64-3	Grossier	0,64	65%	0	horizontal	9,2	
F : influence de la granulométrie : cas des sables humides	22-0,5-1-1	S22	1	80%	0,5	horizontal	10,3
	22-0,5-1-2	S22	1	80%	0,5	horizontal	9,8
	Gr-0,5-0,9-1	Grossier	0,9	-50%	0,5	horizontal	6,0
	Gr-0,5-0,9-2	Grossier	0,9	-50%	0,5	horizontal	7,4
G : influence de la teneur en eau	28-0-0,9-1	S28	0,9	21%	0	horizontal	9,6
	28-0-0,9-2	S28	0,9	21%	0	horizontal	8,8
	28-0-0,9-3	S28	0,9	21%	0	horizontal	9,4
	28-16-1-1	S28	1	?	16	horizontal	6,0
	28-16-1-2	S28	1	?	16	horizontal	7,0
	28-5-1-1	S28	1	?	5	horizontal	6,8
	28-0-0,85-1	S28	0,85	36%	0	horizontal	12,3
	28-0-0,85-2	S28	0,85	36%	0	horizontal	10,5
	28-0,5-0,85-1	S28	0,85	72%	0,5	horizontal	9,5
	28-0,5-0,85-2	S28	0,85	72%	0,5	horizontal	8,6
	28-2-0,85-2	S28	0,85	87%	2	horizontal	8,9
	28-2-0,85-3	S28	0,85	87%	2	horizontal	6,1
	28-2-0,85-4	S28	0,85	87%	2	horizontal	7,4
	28-2-0,85-5	S28	0,85	87%	2	horizontal	8,3

2.1.3 Résultats de la campagne d'essais réalisée

2.1.3.1 Répétabilité, orientation du capteur, étalonnage hydrostatique

Les essais réalisés ont tout d'abord mis en évidence la bonne répétabilité des mesures effectuées (essais de type B dans le Tableau 2-6) puisqu'à conditions d'essais identiques, les sensibilités mesurées sont distantes de $\pm 5\%$ par rapport à leur valeur moyenne. On observe également que l'orientation du capteur dans la cellule triaxiale (horizontale ou verticale) n'a pas d'influence notable sur sa sensibilité preuve de l'homogénéité et de l'isotropie de l'état de contrainte appliqué (essais B et C). Enfin, notons que la sensibilité mesurée avec les différents sols reste du même ordre de grandeur que celle issue d'un étalonnage hydrostatique.

2.1.3.2 Influence de la densité relative

On observe que dans le cas du S28 sec, la sensibilité du capteur de contrainte décroît avec l'augmentation de l'indice des vides (Figure 2-27). Cette tendance est également vraie avec le S28 humide et n'est donc pas propre à l'existence ou non d'une teneur en eau. Cette décroissance de la sensibilité lorsque l'état de compacité du sol diminue est contraire aux approches analytiques (Askegaard, 1961, 1981) ou expérimentales (Clayton & Bica, 1993 ; Zhu et al 2009) existantes. En effet, quelle que soit sa granulométrie et sa teneur en eau, l'augmentation de l'indice des vides d'un sol entraîne une diminution de sa rigidité. Les graphes de la Figure 2-28 issus par exemple d'essais triaxiaux réalisés par Doan (2007) en attestent. En théorie, cette diminution de la rigidité du sol par rapport à la rigidité de la cellule sensible devrait générer une augmentation de la sensibilité du capteur.

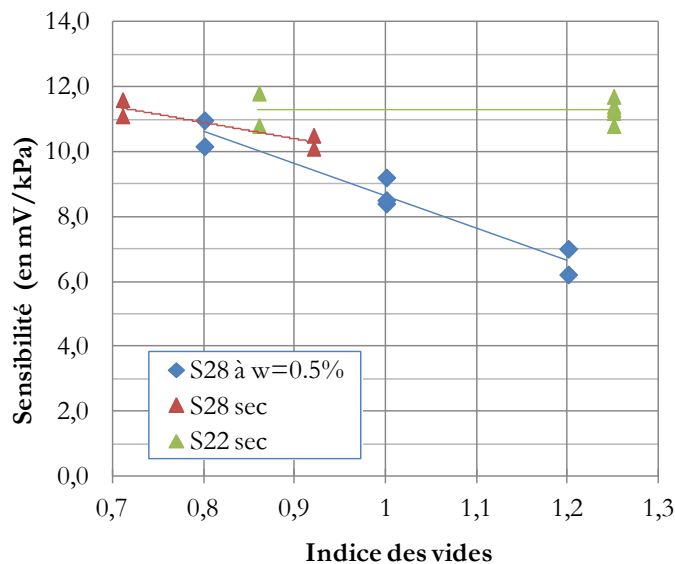


Figure 2-27 : Influence de la densité du sol sur la sensibilité d'un capteur de contraintes.

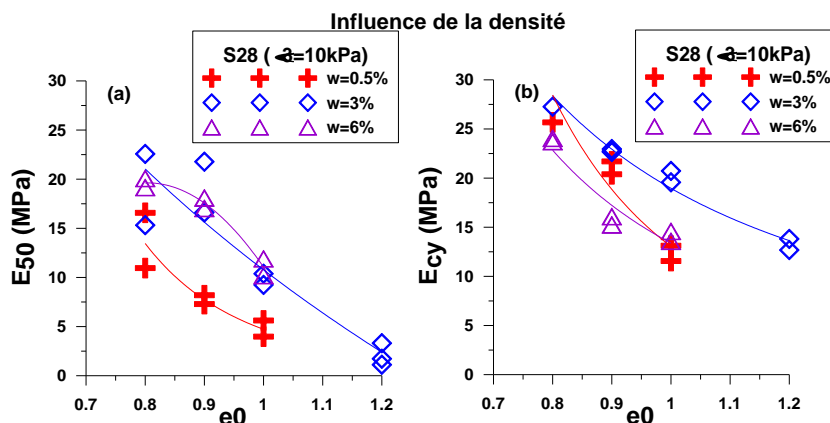


Figure 2-28 : Evolution des modules de déformation sécant (E_{50}) et équivalent (E_{cy}) mesurés à l'essai triaxial de révolution sur les sables Hostun S28 humide (Doan, 2007).

Il est toutefois intéressant de constater que dans le cas du sable le plus fin (sable S22), la décroissance de la sensibilité du capteur avec l'augmentation de l'indice des vides n'est quasiment plus visible. En effet, en travaillant avec ce matériau beaucoup plus fin, la tendance observée tend à se rapprocher de celle obtenue par les approches analytiques considérant un matériau continu. Ainsi, il semble donc que deux effets antagonistes puissent être à considérer :

- ✚ (1) Le contraste de rigidité sol/capteur : dans le cas d'un matériau continu, la sensibilité d'un capteur de contrainte décroît avec l'augmentation de la rigidité du sol dans lequel il est placé.
- ✚ (2) Un effet granulaire dont l'ampleur croît avec la taille des grains (nombre de contact, surface des contacts ?) et qui tend à s'opposer à l'effet précédent. Noter que des tomographies à rayon X ou des modélisations aux éléments distincts permettraient peut-être de caractériser davantage ce second effet en caractérisant la répartition des contacts sol/cellule ainsi que les chaînes de forces inter-granulaire au voisinage du capteur.

Les raisons pour lesquelles le contraste de rigidité était d'influence prépondérante par rapport au second effet lors des essais de Clayton & Bica (1993) et Zhu et al (2009), contrairement à nos essais, sont difficiles à analyser. On peut cependant mettre en exergue la nature des sollicitations (de type œdométriques) et le mode de mesure des capteurs (à mode de mesure direct) employés par ceux-ci. En revanche, la granulométrie des sables mis en œuvre ainsi que la taille des cellules sensibles des capteurs utilisés sont à exclure car fortement similaires aux nôtres.

2.1.3.3 Influence de la teneur en eau

Les essais réalisés sur le sable S28, pour deux valeurs d'indice des vides (1 et 0.85), à différentes teneurs en eau mettent en évidence une décroissance de la sensibilité du capteur de contrainte testé avec l'augmentation de la teneur en eau dans la gamme étudiée (0-16%) comme en atteste la Figure 2-29.

Pour des teneurs en eau comprises entre 0 et 3%, l'augmentation de la teneur en eau du sable Hostun S28 entraîne une croissance de sa rigidité à indice des vides constant comme en atteste la Figure 2-28 tirée des essais triaxiaux de Doan (2007). Pour des teneurs en eau plus élevées, cette décroissance (Figure 2-28) semble s'atténuer. L'évolution de la sensibilité du capteur de contrainte en fonction de la teneur en eau (à indice des vides constants) semble par conséquent pouvoir être rapprochée de l'évolution de rigidité du matériau constatée. Il semble ainsi que dans ce cas, le premier effet décrit précédemment soit prépondérant. Le second effet est ici négligeable puisqu'ayant travaillé à indice des vides constant, on peut vraisemblablement penser que le nombre et la répartition des contacts entre sol et cellule sensible sont relativement inchangés par l'augmentation de la teneur en eau.

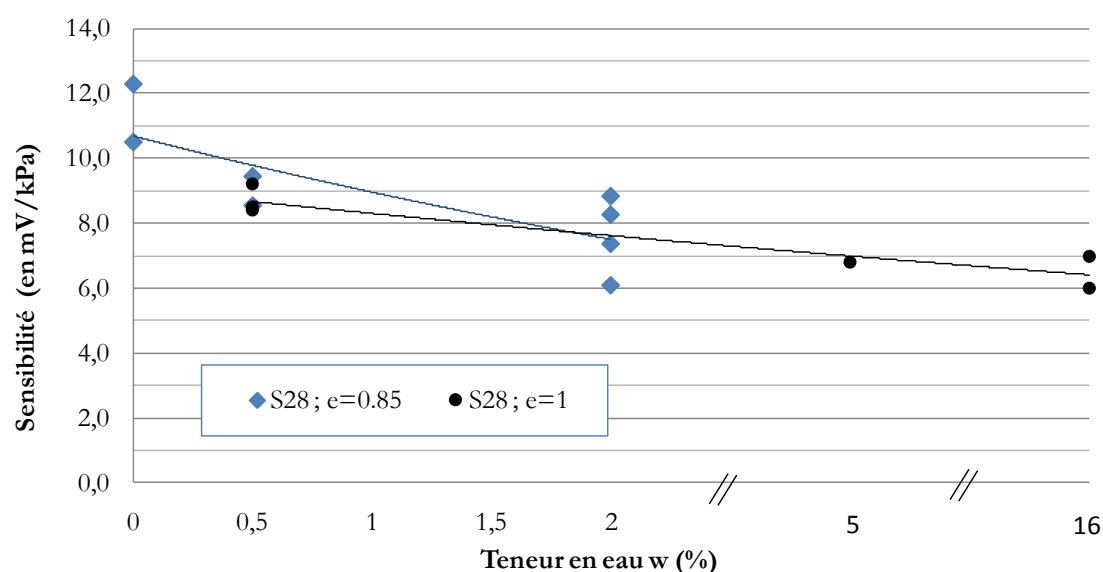


Figure 2-29 : Influence de la teneur en eau du sol sur la sensibilité d'un capteur de contraintes.

2.1.3.4 Influence de la granulométrie

Afin d'étudier l'influence de la granulométrie sur la sensibilité du capteur, quatre séries d'essais mettant en œuvre les trois sables différents présentés précédemment ont été réalisés. Pour ces essais, ces matériaux secs ou faiblement humides ont été pris à indices des vides ou densité relative constants afin d'isoler l'influence du paramètre « taille des grains ».

A indices des vides constants (ou voisins), on observe une diminution de la sensibilité du capteur de contrainte étudié lorsque la taille moyenne des grains augmente (Figure 2-30 (a) et (b)). Ce phénomène est vrai en sable sec comme légèrement humide ($w=0.5\%$). Il peut s'expliquer par l'augmentation de la rigidité globale du matériau (assemblage de grains) lorsque la taille des grains augmente à indices des vides constants, du fait de l'importante rigidité des grains de sable et la diminution du nombre de contacts.

Le second effet, dont l'ampleur est croissante avec la taille des grains d'après le paragraphe 2.1.3.2, et dont la conséquence serait d'entraîner une augmentation de la sensibilité avec la taille des grains du matériau ne semble pas prépondérant.

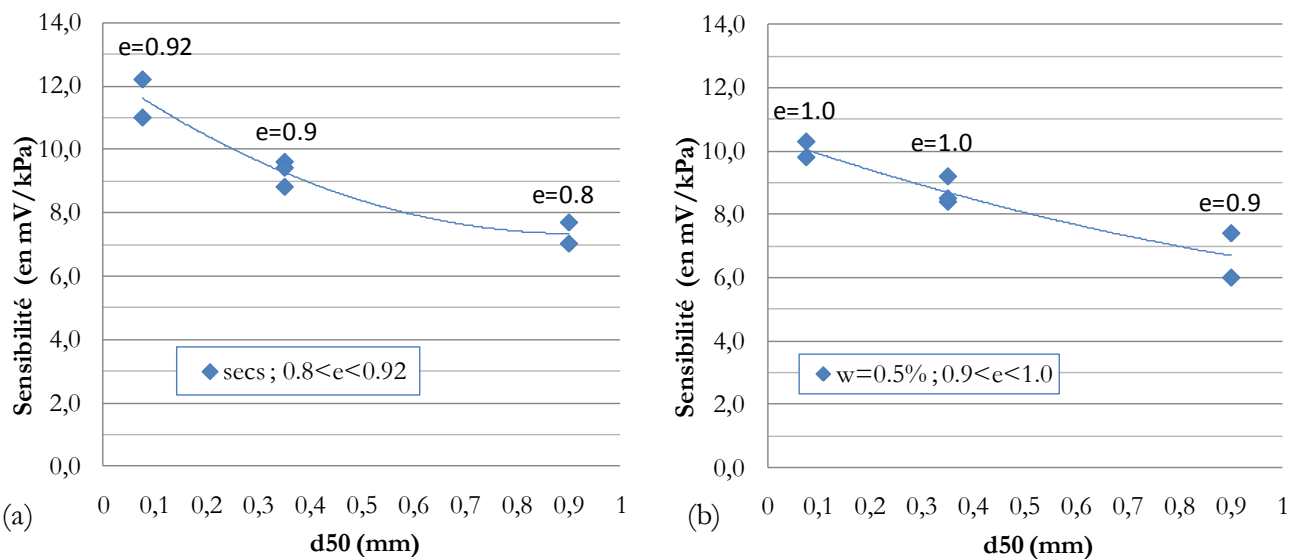


Figure 2-30 : Influence de la granulométrie sur la sensibilité d'un capteur de contraintes, à indice des vides constant : cas des sables secs (a) ou humides (b).

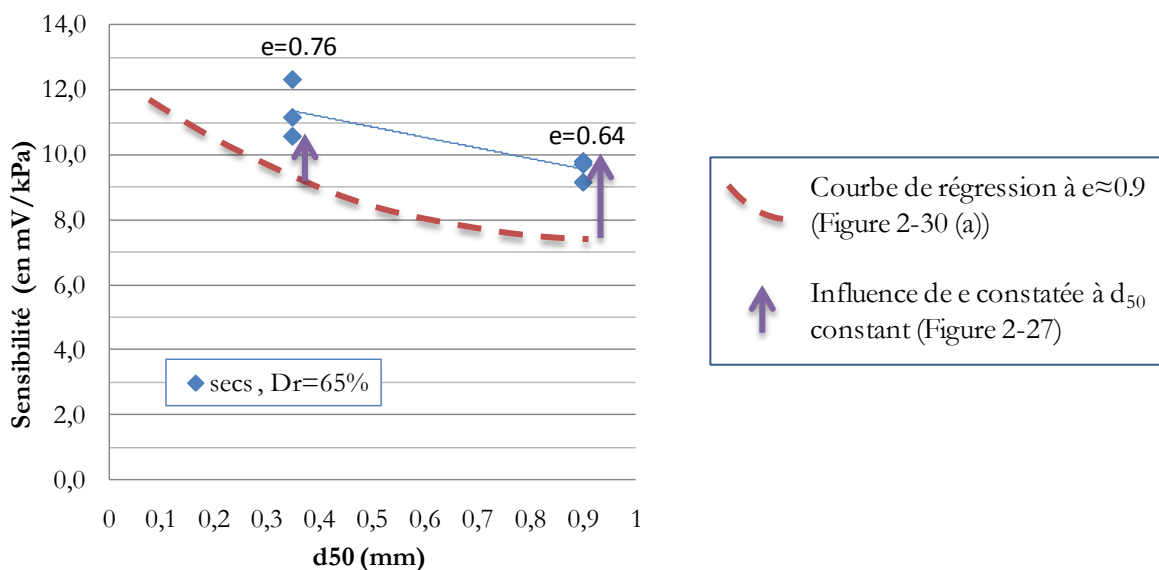


Figure 2-31 : Influence de la granulométrie sur la sensibilité d'un capteur de contrainte, à densité relative constante.

Notons que les influences de la granulométrie à indice des vides constants (Figure 2-30) et de l'indice des vides à granulométrie constante (Figure 2-27) sont confirmées par les essais réalisés à densité relative constante. En effet, on peut voir sur la Figure 2-31 que l'augmentation de la taille des grains à densité relative constante entraîne une diminution de la sensibilité conformément à la tendance observée à indice des vides constants. De plus, la diminution de l'indice des vides de 0.9 à 0.64 et 0.76 (augmentation de la densité) entraîne une augmentation de la sensibilité conformément à la tendance observée sur la Figure 2-27 pour les sols dont la granulométrie est supérieure ou égale à celle du S28.

2.1.4 Apports de cette étude pour les essais sur modèle réduit

Les essais réalisés sur les capteurs de contraintes KYOWA et ENTRAN utilisés lors de nos essais de creusement ont mis en évidence la bonne linéarité de ces deux types de capteurs, preuve de la pertinence des variations relatives de contraintes mesurées. Une analyse adimensionnelle des contraintes mesurées dans le massif au cours du creusement (adimensionnalisées par leur valeur initiale) est donc pleinement justifiée. On s'y limitera pour les capteurs à mode de mesure direct (ENTRAN).

L'étude réalisée sur les capteurs KYOWA présentée ici permet également de caractériser l'incertitude régnant sur les mesures de contraintes effectuées afin, à termes, de permettre une analyse en valeurs absolues de contraintes. On propose ci-après une procédure pour quantifier cette incertitude. On définit un état « de référence » correspondant aux conditions d'essais les plus utilisées sur modèle réduit : le cas du sable Hostun S28 pris à une teneur en eau de 0.5% et à un indice des vides de 1.0. On cherche alors à caractériser l'incertitude sur la mesure de contrainte par rapport à une variation de $\pm 5\%$ de l'indice des vides des massifs de sols reconstitués ou une variation de teneur en eau de 0.7 à 4%. Notons que lors des essais sur modèle réduit, un seul type de sable est utilisé (le sable Hostun S28) : il n'est donc pas nécessaire de prendre en compte une variation de granulométrie.

Dans la suite de ce paragraphe, on adimensionnalise la sensibilité S par sa valeur dans le cas défini comme « de référence » (8.7mV/kPa). Par ailleurs, on prend en compte une incertitude de $\pm 5\%$ sur chaque valeur de sensibilité considérée, d'où sa représentation sous la forme d'un intervalle, conformément à la dispersion observée lors d'essais de caractéristiques identiques (paragraphe 2.1.3.1).

Les influences de l'indice des vides (Figure 2-27) et de la teneur en eau (Figure 2-29) étant connues, on peut donc en déduire les valeurs extrêmes de sensibilité possibles dans les conditions imposées lors de nos essais (points bleus de la Figure 2-32). De plus, supposant une variation du même ordre de grandeur de la sensibilité avec l'indice des vides pour une teneur en eau de 4% que pour 0.5%, on peut déterminer l'ensemble du domaine de variation de la sensibilité dans le domaine (indice des vides, teneur en eau). Ce domaine est représenté en Figure 2-32.

Cette analyse permet d'affirmer que quels que soient les matériaux secs ou faiblement humides utilisés ($0 < w < 4\%$), les valeurs absolues de contrainte mesurées sur le modèle réduit sont fiables à $\pm 30\%$. Pour un matériau de teneur en eau donnée, cette incertitude est ramenée à $\pm 10\%$, soit environ $\pm 1\text{kPa}$ lors de nos essais. Notons que l'évolution de la sensibilité avec la teneur en eau pourrait être prise en compte par le biais de coefficients correcteurs de la contrainte mesurée. Notons enfin que pour compléter cette évaluation, il est nécessaire de s'interroger sur la divergence des mesures de contraintes au cours du temps. La réponse à cette question sera apportée au paragraphe 2.2.1.

⁷ Notons que dans ce cas, l'indice des vides du massif reconstitué est 0.9.

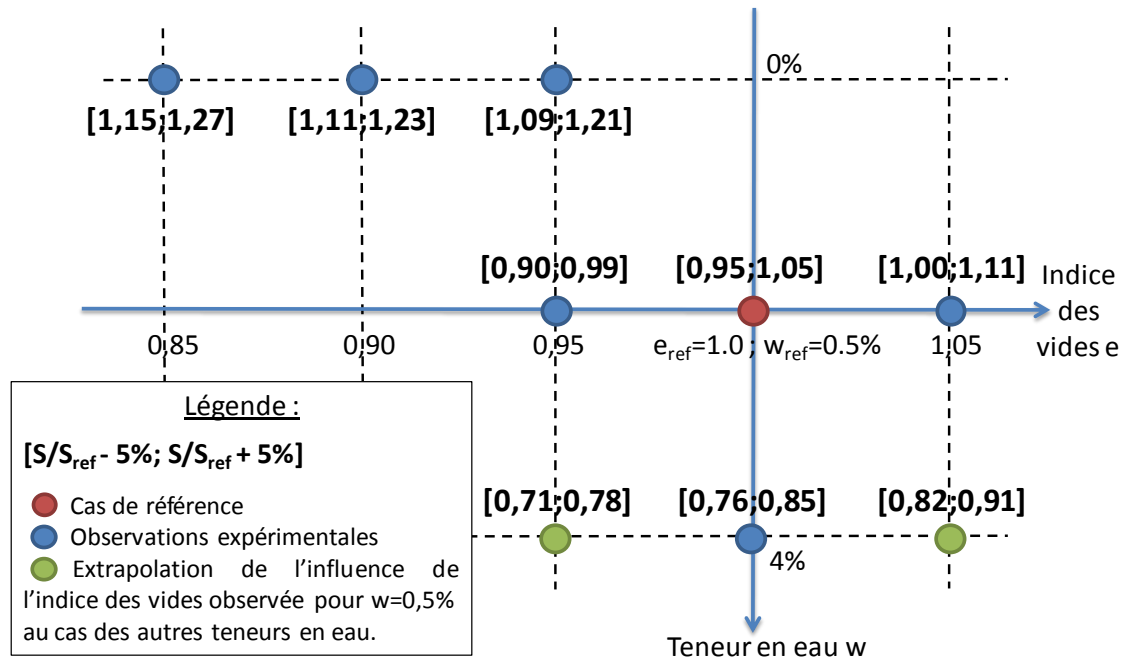


Figure 2-32 : Incertitude régnant sur les mesures de contrainte effectuées lors des essais sur modèle réduit.

2.2 Détermination de l'état initial des contraintes sur le modèle réduit

L'état initial des contraintes, et en particulier le coefficient de poussée des terres au repos, a une influence importante sur le comportement des ouvrages géotechniques. In-situ, celui-ci est souvent très difficile à estimer. Les mesures de contraintes effectuées sur modèle réduit offrent la possibilité de l'évaluer avec précision et donc d'offrir une valeur fiable pour nos futurs modèles numériques (chapitre 4). Elles permettent également de s'interroger sur l'atténuation de la contrainte verticale liée au frottement le long des parois verticales du caisson.

2.2.1 Transmission de la contrainte verticale à l'intérieur du massif

Une surcharge de surface de 50kPa a volontairement été appliquée par paliers de 5kPa lors de deux essais de creusement (MC6 et MC7) pour répondre à ces questions. Ces deux essais ont été réalisés sur des massifs de sable de cohésion $c=0,5\text{kPa}$ (matériau S28_2 du Tableau 2-3). Davantage d'informations sur ces essais seront données au paragraphe 3.

Les valeurs de contrainte finales mesurées par les capteurs KYOWA à différentes profondeurs à la fin de la phase d'application de la surcharge en surface de chaque essai sont synthétisés sur la Figure 2-33 (contrainte verticale pour les capteurs 36, 38, 39, 40, 41, 42 ; contrainte horizontale pour les capteurs 35 et 37). Ces valeurs sont comparées aux valeurs théoriques ($\sigma_v^{théo} = \gamma.z$, $\sigma_h^{théo} = K_0 \cdot \gamma.z$) calculées à partir du poids des terres et d'un coefficient de poussée des terres au repos de 0.26⁸ lorsqu'il s'agit de capteurs mesurant une contrainte horizontale (35, 37).

Il convient tout d'abord de noter la bonne reproductibilité des valeurs de contraintes mesurées lors des deux essais. Cette observation est la preuve du soin apporté à la constitution du massif et conforte la répétabilité observée lors des étalonnages de ces capteurs. La seule différence notable (cas du capteur 38 lors de l'essai MC7) peut être due à un défaut d'homogénéité du sol autour du capteur lors de sa mise en place dans le caisson.

⁸ $K_0 = \frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)}$ (formule usuelle pour les sables fins).

On observe par ailleurs que la plupart des capteurs mesurent une contrainte inférieure à la contrainte théorique. Cette atténuation varie entre 10 et 70%, l'atténuation maximale étant mesurée à proximité de la paroi verticale du caisson (capteur 40). Elle peut s'expliquer par l'importance du frottement sol-paroi dans la transmission de la contrainte verticale (Mokrani, 1991). Notons que cet effet des bords du caisson sur la mesure de contrainte sur modèle réduit semble plus important en milieu cohérent frottant qu'en milieu purement frottant puisque lors des essais en sable secs, Branque & Boutin (2002) avaient mis en évidence une atténuation comprise entre 10 et 40% en des positions similaires.

La stabilité temporelle de la réponse des capteurs KYOWA peut également être étudiée grâce à l'essai MC6, réalisé trois jours après la phase d'application de la surcharge. On peut noter que les contraintes mesurées à la fin de la phase d'application de la surcharge demeurent quasi-inchangées durant les trois jours d'observation qui suivent (Figure 2-33). Les faibles écarts, qui peuvent en particulier s'expliquer par les variations de température au cours de la journée dans le laboratoire, attestent du fait qu'aucune divergence temporelle notable n'est à retenir lors de la réalisation de nos essais de creusement d'une durée totale d'environ 6h.

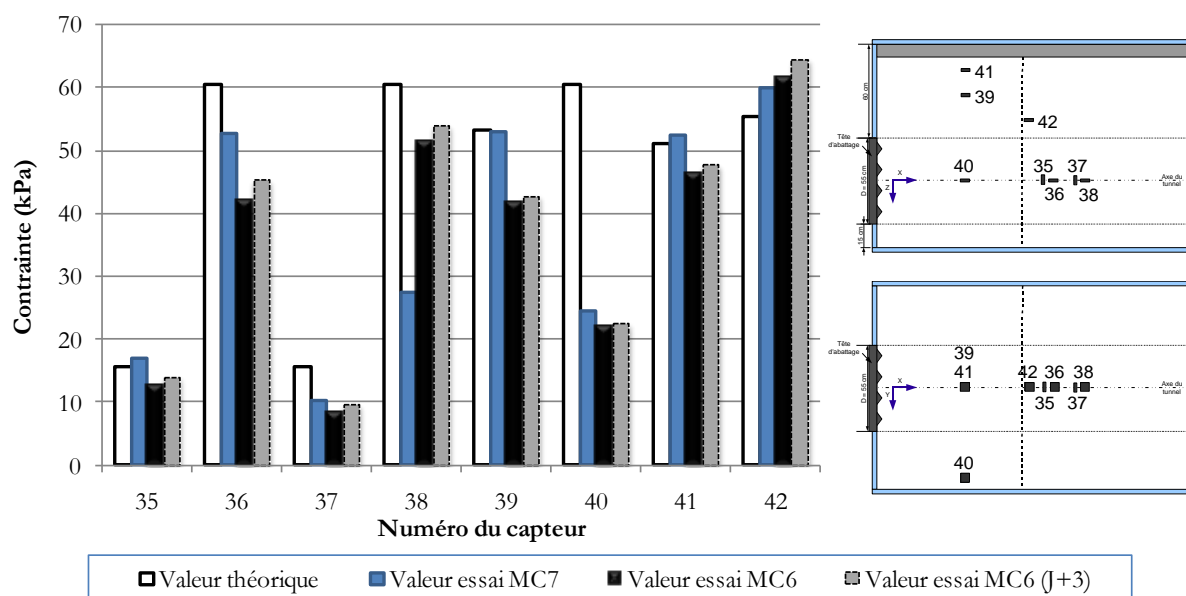


Figure 2-33 : Synthèse des valeurs de contraintes mesurées par les capteurs KYOWA après les phases de chargement surfacique des essais MC6 et MC7.

2.2.2 Valeurs expérimentales du coefficient de poussée des terres au repos

Les deux couples de capteurs de contraintes KYOWA, constitués d'un capteur mesurant une contrainte horizontale (respectivement 35 et 37) et d'un capteur mesurant une contrainte verticale (respectivement 36 et 38) au niveau de l'axe du tunnel (Figure 2-33), permettent d'étudier l'évolution du coefficient des terres au repos au cours de la phase de chargement surfacique. Les valeurs de K_0 mesurées par ces deux couples au cours des paliers de mise en pression préliminaires aux essais MC6 et MC7 sont représentées sur le graphique de la Figure 2-34.

Il faut tout d'abord noter la dispersion assez importante des valeurs de K_0 initiales (i.e. en fin de remplissage du caisson) variant entre 0,2 et 1, cette dernière valeur étant due à la faible contrainte verticale mesurée par le capteur 38 (vraisemblablement provoquée par un léger défaut de contact du sol autour de ce capteur comme expliqué précédemment). Cependant, on peut observer que suite à 2 paliers de chargement (correspondant à une pression appliquée en surface de massif de 10kPa), le coefficient de poussée des terres au repos mesuré par chaque couple se stabilise (il est probable que sous l'effet du chargement vertical les contacts entre les capteurs et le sol s'améliorent) et devient quasi-indépendant du chargement appliqué, ce qui est cohérent avec la théorie.

Les valeurs finales de coefficient des terres au repos mesurées par les deux couples de capteurs au cours des deux essais sont assez semblables ($K_0=0,31$ et $0,18$ pour l'essai MC6, et $K_0=0,32$ et $0,37$ pour l'essai MC7), ce qui atteste de la reproductibilité des massifs reconstitués. On prendra $0,3$ comme valeur de référence dans le cadre de nos essais. Cette valeur est cohérente aux formulations empiriques habituellement utilisées pour un sable d'angle de frottement 36° ($0,26$).

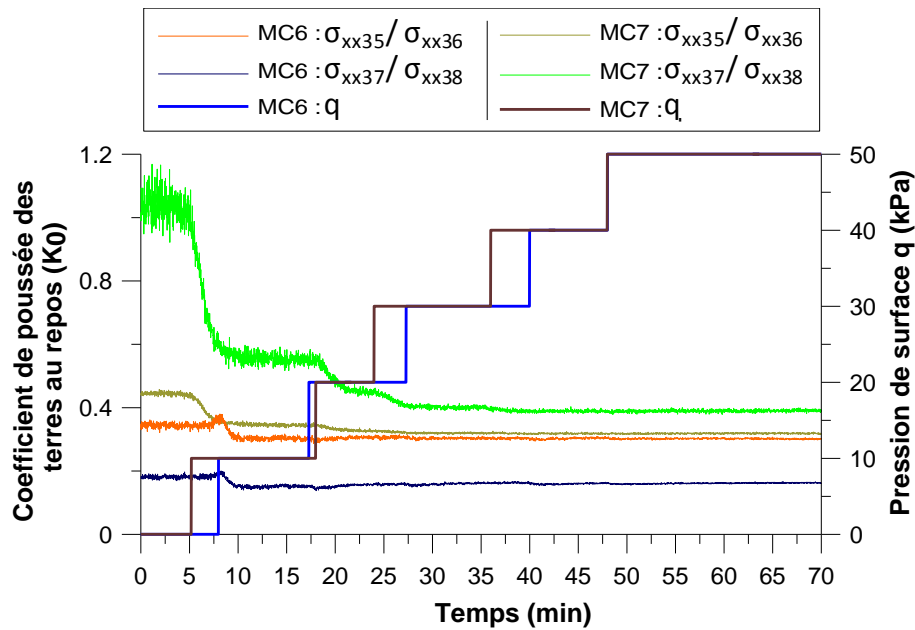


Figure 2-34 : Evolution du coefficient de poussée des terres au repos au cours des phases de chargement surfacique.

3 CAMPAGNE EXPERIMENTALE REALISEE

3.1 Programme expérimental

Dans le cadre de ce travail de thèse, une synthèse et analyse générale de tous les essais réalisés jusqu'alors sur le modèle réduit de l'ENTPE a été effectuée (essais en massifs homogènes purement frottants et cohérents frottants), celle-ci n'ayant encore jamais été réalisée. Huit nouveaux essais de creusement ont par ailleurs été effectués pour répondre aux manques exhibés par ce travail de synthèse et étendre les analyses à d'autres champs d'investigation, comme par exemple les massifs stratifiés.

Plus précisément, le travail de synthèse réalisé est fondé sur les campagnes d'essais réalisées en massifs homogènes purement frottants (11 essais, Branque & Boutin (2002) et Ferregotto (2007)) et homogènes cohérents frottants (5 essais, Doan (2007)). Seuls 7 de ces essais seront réellement utilisés dans nos analyses, cette sélection étant motivée soit par une réalisation d'essai non adéquate (absence de creusement en régime d'équilibre voire rupture involontaire du front de taille), soit par un manque d'instrumentation face au problème posé. Ces 7 essais sont les suivants :

- ✚ MF9 et MF10 réalisés dans le cadre du projet national Eupalinos (Branque & Boutin, 2002) en massifs purement frottants avec une pression de surface de 17kPa et des pressions frontales comprises entre 1.3 et $3.5\sigma_{h0}^9$.
- ✚ MF11 réalisé dans le cadre d'un travail de master (Ferregotto, 2007) en massif purement frottant sans pression de surface avec une pression frontale¹⁰ plus importante ($4.5\sigma_{h0}$).
- ✚ MC2 à MC5 réalisés lors de la thèse de Doan (2007), en massifs cohérents frottants de cohésion 2, 1.5 ou 0.5kPa, avec des pressions frontales comprises entre 0.6 et $3.8\sigma_{h0}$.

Le travail de synthèse réalisé a mis en exergue certains manques en massifs homogènes, ce qui a conduit à la réalisation de 5 nouveaux essais en massifs cohérents frottants (MC6, MC7 et MC8) et purement frottants (MF12 et MF13) sur le modèle réduit de tunnelier à pression de terre dans le cadre de cette thèse. Les analyses réalisées ont ensuite été étendues au cas des massifs stratifiés grâce à la réalisation de 3 essais supplémentaires en massifs bicouches (MS1 et MS2) puis tricouches (MS3) afin de se rapprocher des conditions prévalant sur chantier. Les objectifs, un descriptif sommaire de l'instrumentation mise en place ainsi que le phasage de ces 8 essais sont détaillés dans les paragraphes suivants. Pour plus d'informations, on pourra se référer aux annexes 1 et 2.

3.2 Essai MC6

Ce premier essai a été réalisé sur un massif de sol cohérent frottant de faible cohésion (matériau S28_2 du Tableau 2-3 : $c=0.5kPa$) avec la roue de coupe à fort taux d'ouverture (80%) comme lors de l'essai MC5 (Doan, 2007). Il a cependant mis en œuvre une pression de surface de 50kPa (soit le poids d'environ 7 diamètres de hauteur de couverture) afin de se placer dans des conditions supposées de non-autostabilité du massif. En effet, cette valeur de pression de surface est légèrement supérieure à celle qu'il avait été nécessaire d'appliquer lors de l'essai MC5 pour générer la rupture par effondrement du front de taille.

Les objectifs de cet essai sont d'étudier l'influence de la pression de surface sur le comportement d'interaction sol-machine lors du creusement en régime d'équilibre d'une part, et sur le mécanisme de rupture par effondrement du front de taille (mécanisme débouchant ou non, caractéristiques géométriques de la zone de rupture...) d'autre part. L'instrumentation (Figure 2-35) a été mise en place en adéquation avec ces objectifs et permet notamment d'étudier :

⁹ σ_{h0} : contrainte horizontale initiale au repos dans l'axe du tunnelier.

¹⁰ Notons que la pression frontale n'est pas connue en temps réel lors de l'essai dans la mesure où elle nécessite quelques analyses.

- ✚ Les déplacements verticaux de surface u_z dans l'axe du tunnelier et à 0.5D de celui-ci (1);
- ✚ Les déplacements horizontaux radiaux u_y en piédroits gauches et droits et à différentes distances du tunnelier (2) ;
- ✚ Les déplacements horizontaux u_x et verticaux u_z frontaux (3) ;
- ✚ Les contraintes verticales σ_{zz} dans un plan situé à 0.2D au dessus de la clé du tunnelier (4) ;
- ✚ Les contraintes horizontales σ_{xx} et verticales σ_{zz} frontales (5).

Cet essai a cependant été fortement perturbé par des problèmes hydrauliques dus à une défaillance de l'électrovanne régulant le débit de l'huile sortant des vérins et entraînant par suite une vitesse d'avancement instable du tunnelier. Dans ces conditions, il a été nécessaire de creuser avec une pression frontale faible (inférieure à $0.5\sigma_{h0}$) afin de limiter la mise en butée du massif. Certains passages en régime de sous-extraction ont cependant eu lieu de façon brève mais leur impact est resté faible de sorte que des analyses sur le creusement en régime d'équilibre sont restées possibles. Ces brefs passages en sous-extraction, ainsi que la rupture par effondrement du front de taille apparue involontairement en fin d'essai, ont également pu apporter des informations partielles sur les régimes extrêmes de creusement.

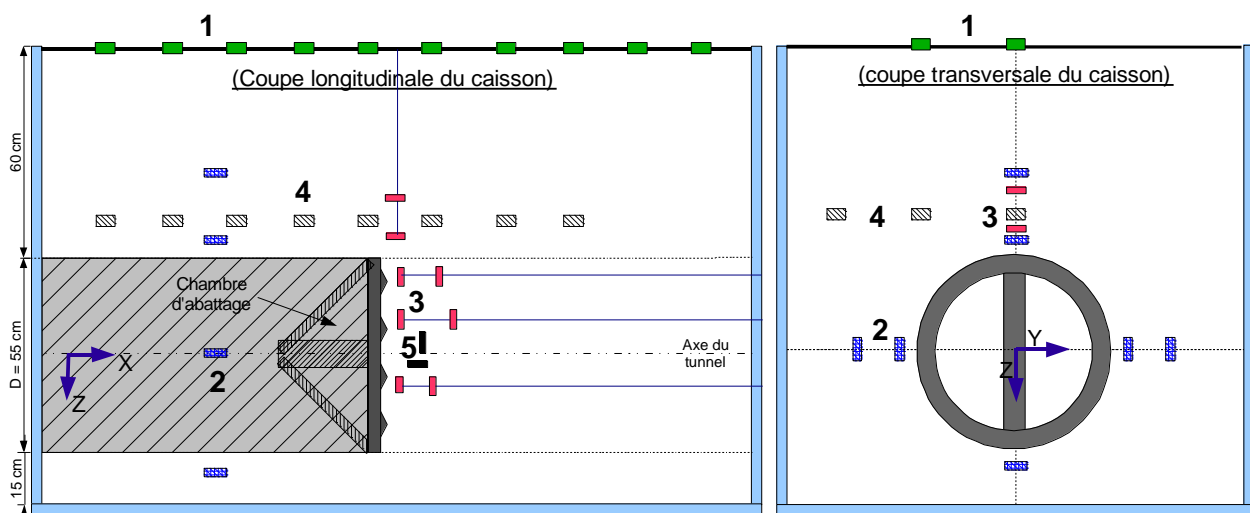


Figure 2-35 : Schéma de principe de l'instrumentation mise en place lors des essais sur le modèle réduit de tunnelier.

3.3 Essai MC7

Cet essai a été réalisé avec un massif de sol et une instrumentation identiques à ceux de l'essai MC6. Les problèmes d'instabilité de la vitesse d'avancement rencontrés au cours de l'essai MC6 ont cependant pu être réduits lors de cet essai grâce à la réalisation préalable de multiples cycles d'entrée/sorties du tunnelier (purge des bulles d'air contenues dans le circuit hydraulique).

Ainsi, au cours de cet essai, une phase de creusement en régime d'équilibre a pu être conduite pendant la totalité de la course du tunnelier (95cm). Celle-ci a été réalisée avec une vitesse d'avancement de 5.1mm/min et une pression frontale de $0.5\sigma_{h0}$. Cette phase de creusement en régime d'équilibre a été émaillée de deux brefs passages en régime de sous-extraction. Ces derniers pourront être étudiés et confrontés à ceux de l'essai MC6. Une fois la position d'avancement finale du tunnelier atteinte, la chambre d'abattage a pu être volontairement vidée et la pression de surface augmentée jusqu'à ce que la rupture par effondrement du front de taille apparaisse (pour $q=85kPa$). Une analyse des mécanismes de rupture a été produite.

3.4 Essai MC8

L'essai MC8 est le dernier essai réalisé sur massif de sol homogène cohérent frottant. Il a mis en œuvre un massif de caractéristiques identiques aux essais MC5, MC6 et MC7 (matériau S28_2 du Tableau 2-3), la roue de coupe à fort taux d'ouverture a été utilisée et aucune pression de surface n'a été appliquée. Cet essai a été particulier dans la mesure où la deuxième phase de creusement décrite ci-après a été consacrée à l'analyse des grandeurs machine.

La première phase de cet essai s'est déroulée pendant les 52 premiers centimètres de creusement ($x=3.5\text{cm}$ à $x=55\text{cm}$). Elle a eu lieu en creusement en régime d'équilibre à une vitesse d'avancement de 2.55mm/min et à une pression frontale importante ($6.5\sigma_{h0}$). Les objectifs de cette phase de creusement ont été essentiellement centrés sur l'étude du comportement en contraintes et déplacements dans la direction radiale en clé, piédroits et radier (information pouvant notamment être intéressante lors du choix d'un type de condition aux limites dans un modèle numérique de tunnelier) et sur celle de la diffusion de l'effort de poussée frontal dans le massif (intéressant pour quantifier les effets de bords sur modèle réduit par exemple). L'instrumentation du massif (annexe 1) a été mise en place conformément à ces objectifs, à savoir : deux anneaux de capteurs de contrainte radiale KYOWA situés respectivement à $0.1D$ et $0.3D$ de la jupe du tunnelier, deux anneaux de capteur de déplacement radiaux situés à $0.1D$ de la jupe et un rideau de capteurs de contrainte frontale ENTRAN.

La deuxième phase de cet essai s'est déroulée de la position d'avancement $x=55\text{cm}$ jusqu'à la position finale atteinte lors de cet essai ($x=86\text{cm}$) et a eu pour objectif d'étudier les corrélations entre les grandeurs machines. Pour ces analyses, on suppose que l'effort de poussée frontal ($F_{\text{poussée frontal}}$) et le couple sur la roue de coupe C_{roue} , somme du couple de rotation à vide, du couple nécessaire à l'excavation du terrain par la roue de coupe et du couple nécessaire au brassage du matériau contenu dans la chambre d'abattage, peuvent s'exprimer par les équations suivantes écrites sous la forme la plus générale possible :

$$(2-14) \quad F_{\text{poussée_frontal}} = F_{\text{poussée_frontal}}(v_{\text{avct}}, \omega_{\text{roue}}, P_{\text{rein}}, c, \varphi, \psi, e, q, TR)$$

$$(2-15) \quad C_{\text{roue}} = + C_{\text{rotation_à_vide}}(\omega_{\text{roue}}) \\ + C_{\text{excavation}}(v_{\text{avct}}, \omega_{\text{roue}}, P_{\text{rein}}, c, \varphi, \psi, e, q, TR) \\ + C_{\text{brassage}}(\omega_{\text{roue}}, P_{\text{rein}}, c, \varphi, \psi, e, q, TR)$$

Où :

- v_{avct} : vitesse d'avancement du tunnelier
- ω_{roue} : vitesse de rotation de la roue de coupe
- P_{rein} : pression moyenne aux reins de la chambre d'abattage
- c : cohésion du matériau
- φ : angle de frottement du matériau
- ψ : angle de dilatance du matériau
- e : indice des vides du matériau
- q : pression de surface
- TR : type de roue de coupe (géométrie, taux d'ouverture...)

L'objectif de cette seconde phase de l'essai MC8 est d'analyser les différents termes de ces équations et d'étudier leur dépendance vis-à-vis de certains de ces paramètres (v_{avct} , P_{rein} , ω_{roue} , c , q , TR). Ces analyses pourront ensuite être étendues aux phases de creusement en régime d'équilibre réalisées lors d'autres essais sur le modèle réduit. Pour cela, on a utilisé la procédure suivante :

- ✚ à $x=55\text{cm}$ d'avancement, l'avancement du tunnelier a été arrêté ainsi que l'extraction du matériau. Le brassage du matériau contenu dans la chambre d'abattage (dont la quantité reste constante) a toutefois été maintenu. Les variations du couple sur la roue de coupe reflètent ainsi directement les variations du couple de brassage. Différentes valeurs de pression dans la chambre d'abattage (après vidange partielle de la chambre) et de vitesse de rotation de la roue de coupe ont alors été imposées afin d'en quantifier l'influence sur le couple de brassage en régime idéal de creusement.

- de $x=55\text{cm}$ à $x=86\text{cm}$ d'avancement, différentes vitesses d'avancement ont été imposées tout en conservant une même pression dans la chambre d'abattage. On a veillé particulièrement à conserver une quantité de matière parfaitement constante dans la chambre d'abattage ($R=1$) afin de vérifier les conditions nécessaires de creusement en régime d'équilibre. Cette phase nous permet alors d'étudier l'influence de la vitesse d'avancement ainsi que celle de la pression dans la chambre d'abattage (par comparaison avec la phase 1) sur le couple d'excavation et l'effort de poussée frontale en régime idéal de creusement.

Les différents graphes permettant d'illustrer ce phasage sont disponibles en annexe 2. Notons qu'il était initialement prévu de réaliser d'autres phases de creusement en régime d'équilibre pour une pression dans la chambre d'abattage encore plus faible après la position $x=86\text{cm}$ mais que cela n'a pu être effectué puisque le massif est entré en rupture lors de la vidange de la chambre d'abattage.

3.5 Essai MS1

L'essai MS1 est réalisé sur un massif bicouche constitué d'une couche cohérente frottante auto-stable (matériau S28_5 de cohésion 3kPa dans le Tableau 2-3) jusqu'à l'axe du tunnel et d'une couche purement frottante au dessus comme en atteste la Figure 2-36. Cet essai se veut représentatif de certaines conditions rencontrées sur chantier comme par exemple la présence d'une couche de remblais ou d'une couche de sable saturé à proximité de la surface.

Ce premier essai en massif stratifié a d'abord pour objectif de valider le principe de stratification mis en place (choix des caractéristiques mécaniques des deux matériaux, invariance de ces caractéristiques au cours du temps, ...) ainsi que le type de roue de coupe utilisée. Nous avons en effet choisi de travailler avec la roue de coupe à faible taux d'ouverture habituellement utilisée en massif purement frottant. Nous n'avions cependant aucune garantie quant à l'absence de colmatage de celle-ci par le matériau cohérent frottant situé en couche inférieure. On rappelle en effet que lors de l'essai MC1 (Doan, 2007), cette roue de coupe s'était totalement colmatée dans un massif de cohésion 3kPa .

Mis à part ces questions préliminaires, les objectifs de cet essai sont d'étudier le comportement du massif en contraintes et déplacements lors du creusement en régime d'équilibre, et d'analyser les conditions et mécanismes de rupture par effondrement du front de taille dans ce type de massif (rupture volontairement provoquée en fin d'essai).

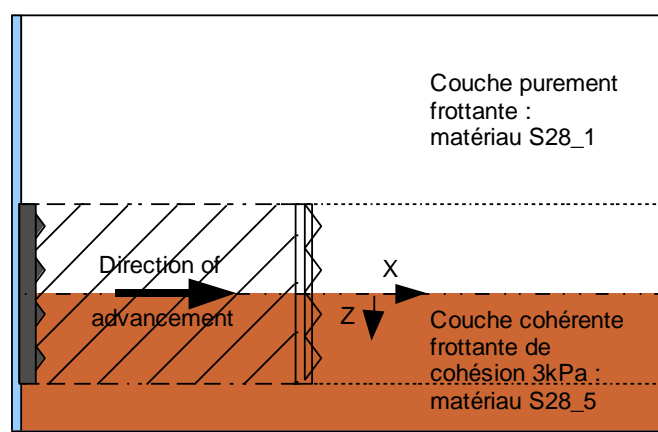


Figure 2-36 : Massif bicouche reconstitué lors de l'essai MS1.

L'instrumentation a été légèrement modifiée par rapport aux essais en massifs homogènes. En effet, les anneaux de capteurs de déplacements et de contraintes radiaux ont mis en œuvre des capteurs en clé, piédroit massif sec (juste au dessus de l'axe), piédroit massif humide (juste en dessous de l'axe) et en radier. De même, les capteurs

horizontaux frontaux n'ont plus été mis en place dans l'axe mais de part et d'autre de celui-ci afin de mettre en évidence d'éventuelles différences de comportement entre les couches de sol sèches et humides (Cf. annexe 1).

Lors de cet essai, deux phases de creusement à quantité de matière constante dans la chambre d'abattage (caractérisées notamment par un creusement à couple sur la roue de coupe constant) ont été imposées. La première de ces phases a eu lieu du début de l'essai à la position d'avancement $x=64.5\text{cm}$. Elle se caractérise par une vitesse d'avancement constante de $3.2\text{mm}/\text{min}$ et une pression frontale imposée volontairement importante par sécurité ($11.6\sigma_{h0}$). La chambre d'abattage a ensuite été partiellement vidée ($P_f=4.8\sigma_{h0}$) avant d'entreprendre une nouvelle phase de creusement à quantité de matière constante dans la chambre. L'analyse ultérieure des déplacements de surface a révélé des mouvements de refoulement assez importants (2mm) comme en atteste la Figure 2-37, preuve de l'excès de pression frontale imposé au cours de la première phase de cet essai. Cet essai ne peut donc être qualifié d'essai de creusement en régime d'équilibre et ne sera à ce titre pas considéré dans les parties 4 et 5 de ce rapport. Néanmoins, la rupture par effondrement du front de taille, volontairement générée en fin d'essai, sera analysée dans la partie 6.

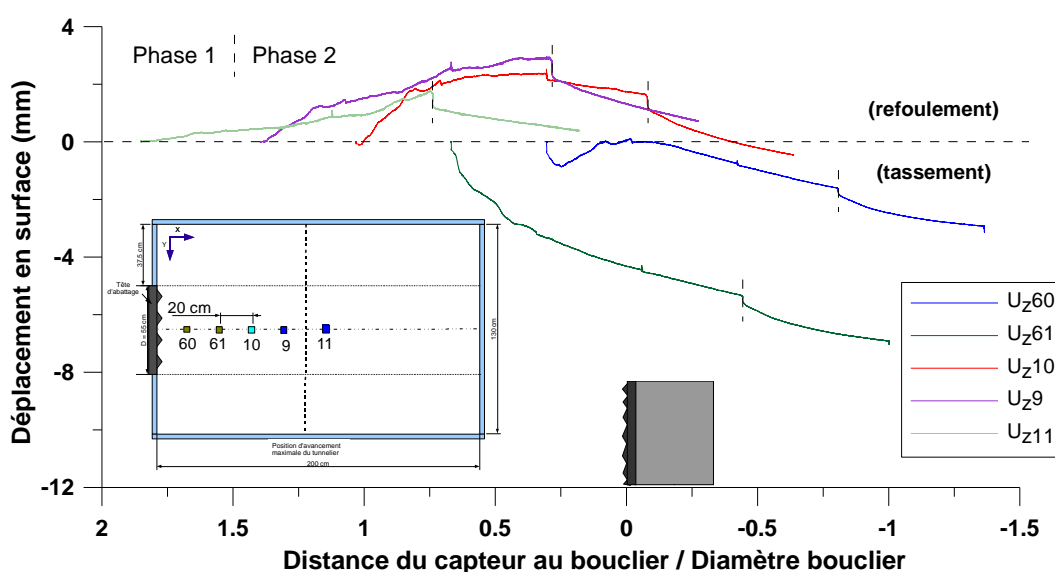


Figure 2-37 : Evolution des déplacements de surface en fonction de la distance au bouclier (essai MS1).

3.6 Essai MS2

L'essai MS2 a été réalisé sur un massif bicouche de même caractéristiques mécaniques que lors de l'essai MS1. Une pression frontale plus faible a cependant été imposée ($3.4\sigma_{h0}$) afin de permettre la réalisation d'un creusement en régime d'équilibre. La vitesse d'avancement imposée au cours de cet essai a été de $3.0\text{mm}/\text{min}$. Une fois la position finale d'avancement atteinte, la chambre d'abattage a pu être volontairement vidée afin d'étudier le mécanisme de rupture par effondrement du front de taille dans ce type de massif.

Notons que l'instrumentation a été globalement conservée par rapport à l'essai MS1 afin de faciliter les analyses comparatives entre ces deux essais (influence de la pression frontale sur le comportement d'interaction sol/machine par exemple). Plusieurs capteurs de déplacements verticaux situés dans la hauteur de la couverture ont également été mis en place afin d'étudier le lien entre les déplacements radiaux en clé et les déplacements de surface (Cf. annexe 1).

3.7 Essai MS3

Une étape supplémentaire en termes de complexité du massif a été franchie lors de l'essai MS3. Ce dernier a mis en œuvre un massif tricouche constitué d'une couche cohérente frottante auto-stable ($c=3\text{kPa}$) jusqu'à hauteur d'axe du tunnel (identique à celle des essais MS1 et MS2), d'une couche purement frottante ($c=0\text{kPa}$) entre l'axe et la clé du tunnel et d'une couverture cohérente frottante en limite de stabilité ($c=0.5\text{kPa}$) comme illustré sur la Figure 2-38.

L'instrumentation mise en place a été identique à celle des essais sur massifs bicouches afin de faciliter l'étude de l'influence de la cohésion de la couverture du tunnel sur le comportement d'interaction sol/machine. Une pression frontale faible ($0.7\sigma_{h0}$) et une vitesse d'avancement comparable (3.8mm/min) ont également été imposées pour la même raison. Notons que la réalisation de cet essai à la même valeur de pression frontale que lors de l'essai MS2 aurait facilité les analyses. Ceci n'a toutefois pas été possible du fait de l'absence de connaissance en temps réel de la valeur de la pression frontale au cours du creusement (seul l'effort de poussée total est connu en temps réel), nous conduisant à retenir un critère de pilotage analogue pour ces deux essais : l'existence de faibles oscillations des pressions en calotte de la chambre d'abattage, traduisant un remplissage de la chambre jusqu'en calotte sans confinement abusif.

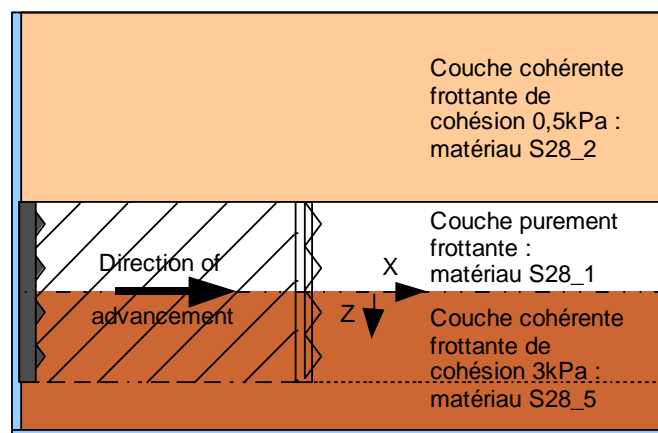


Figure 2-38 : massif tricouche reconstitué lors de l'essai MS3.

Les analyses réalisées sur massifs stratifiés supposent la stabilité des caractéristiques mécaniques du massif reconstitué durant toute la durée de l'essai de creusement. A ce sujet, il convient donc au préalable des essais de s'interroger sur l'existence ou non de phénomènes de drainage ou au contraire de remontées capillaires entre les différentes couches mises en place qui entraîneraient une modification de leurs caractéristiques mécaniques.

Des mesures de contrôle de la teneur en eau lors de la vidange du caisson (6 jours après le début du remplissage) ont ainsi été réalisées. Ces mesures réalisées sur le caisson du modèle réduit ont ensuite été complétées par des mesures sur des massifs de sol reconstitués à l'identique dans un caisson de même hauteur mais de section inférieure ($0.3*0.3*1.3\text{m}$). Les teneurs en eau initiales et celles mesurées 6 jours après le remplissage sont présentées Figure 2-39.

Les trois profils de teneur en eau obtenus montrent une bonne stabilité de la teneur en eau dans les trois couches. En particulier, on observe que la teneur en eau dans la couche purement frottante reste très proche de 0, même à des distances très faibles de l'interface. L'assèchement assez important à proximité de la surface du massif lors du 2^{ème} test sur petit caisson n'est pas représentatif des essais sur modèle réduit et peut s'expliquer par un léger manque d'étanchéité de ce caisson de bois. L'assèchement de la partie supérieure de la couche cohérente frottante située sous l'axe du tunnel peut également s'expliquer par un léger défaut d'étanchéité du petit caisson mais ne remet pas en cause l'autostabilité de celle-ci.

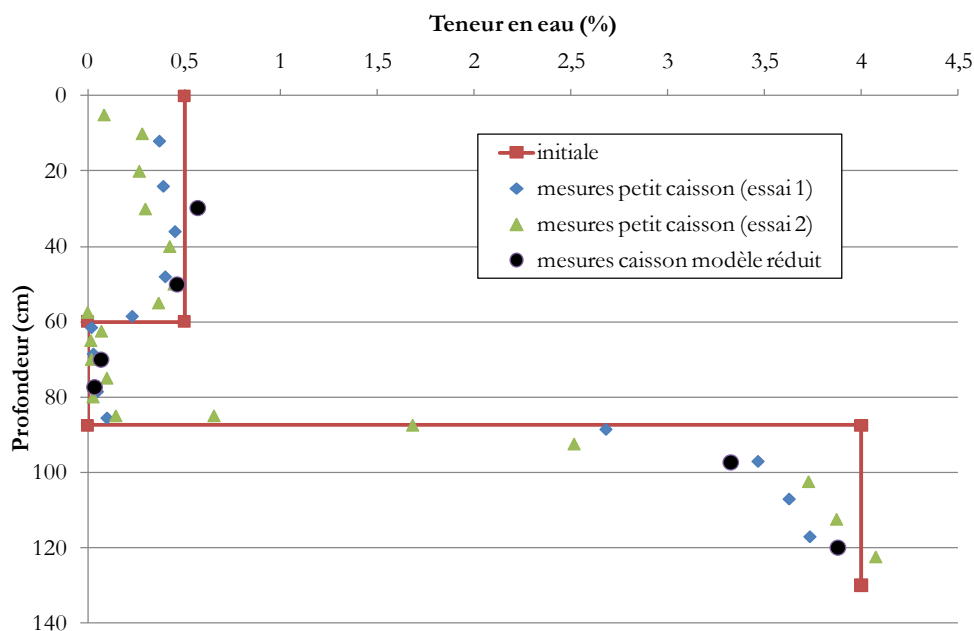


Figure 2-39 : Persistance de la stratification : teneurs en eau initiales et après 6 jours mesurées dans des massifs reconstitués tricouches sur petit ou grand caisson.

3.8 Essai MF12

L'essai MF12 a été réalisé sur un massif de sol homogène purement frottant afin d'obtenir des données complémentaires pour ce type de massif. Un manque important est en effet apparu à l'issue du travail de synthèse des essais en termes de conditions de pilotage et plus particulièrement concernant la valeur de pression frontale imposée lors du creusement en régime d'équilibre. Réaliser cet essai avec une valeur de pression frontale faible est par conséquent apparu pertinent car permettant l'étude de l'influence de la pression frontale sur le comportement d'interaction sol/machine (par confrontation avec l'essai MF11) et celle de l'influence de la stratification du massif (par confrontation avec les essais MS2 et MS3, également réalisés à pression frontale faible).

Lors de cet essai, un défaut d'alimentation électrique de l'électrovanne pilotant les vérins a entraîné l'arrêt momentané du tunnelier, puis son redémarrage après plusieurs à-coups importants. Bien que le creusement ait pu être mené à son terme, l'analyse des capteurs de contraintes et déplacements au cours de l'avancée du tunnelier ont révélé d'importantes perturbations liées à ce défaut électrique. Pour cette raison, le choix a été fait de ne pas exploiter cet essai dans la suite de ce mémoire et de le réitérer malgré l'importante perte de temps engendrée (essai MF13).

3.9 Essai MF13

Cet essai met en œuvre le même type de massif et la même instrumentation que lors de l'essai MF12. Cet essai s'est par contre déroulé correctement. Une phase de creusement en régime d'équilibre caractérisée par une vitesse d'avancement constante (5.0mm/min) et une pression frontale faible ($1.6\sigma_{h0}$) a pu être menée sur la totalité de la course du tunnelier. La chambre d'abattage a ensuite été vidée progressivement entraînant la rupture par effondrement du front de taille.

3.10 Synthèse des caractéristiques des essais analysés

Les caractéristiques des différents essais analysés dans la suite de ce mémoire (15 essais dont 8 réalisés pendant cette thèse) sont synthétisées dans le Tableau 2-7. Les résultats de ces essais seront successivement étudiés dans le cadre du comportement du terrain en creusement en régime d'équilibre, de l'analyse des corrélations entre grandeurs machine, et de l'analyse des régimes extrêmes de fonctionnement. Les deux essais non réalisés en creusement en régime d'équilibre (MF12 et MS1) apporteront uniquement des réponses partielles sur les mécanismes de rupture par effondrement du front de taille et sur les conditions de pilotage adaptées au régime idéal de creusement.

L'influence de la nature du massif (cohésion, stratification) sur le comportement d'interaction sol/machine pourra être étudiée, ainsi que celle de la pression frontale imposée. En effet, les différentes phases de creusement en régime d'équilibre réalisées ont été menées avec des valeurs de pressions frontales très différentes, comprises entre 1.3 et $4.5\sigma_{h0}$ en massif purement frottant, et 0.5 et $6.5\sigma_{h0}$ en massif cohérent frottant (Figure 2-40).

Notons que dans le tableau suivant, deux valeurs de pression frontale ayant toutes deux menées à un creusement en régime d'équilibre lors d'un même essai sont séparées par un point virgule. La notation « a-b » fait elle référence à plusieurs courtes phases de creusement en régime d'équilibre de pression frontales comprises entre a et b, phases uniquement exploitées dans le cadre des corrélations entre grandeurs-machines.

Notons également que les valeurs de pression frontale des essais MC2 et MC3 (notée *) n'ont pu être déterminées par la méthode qui sera présentée au paragraphe 5.4.1 et que celles-ci ont été déterminées à partir des valeurs de pression dans la chambre d'abattage en faisant l'hypothèse d'un effet d'écran de la roue de coupe identique par rapport aux autres essais (notion définie au paragraphe 5.4.3).

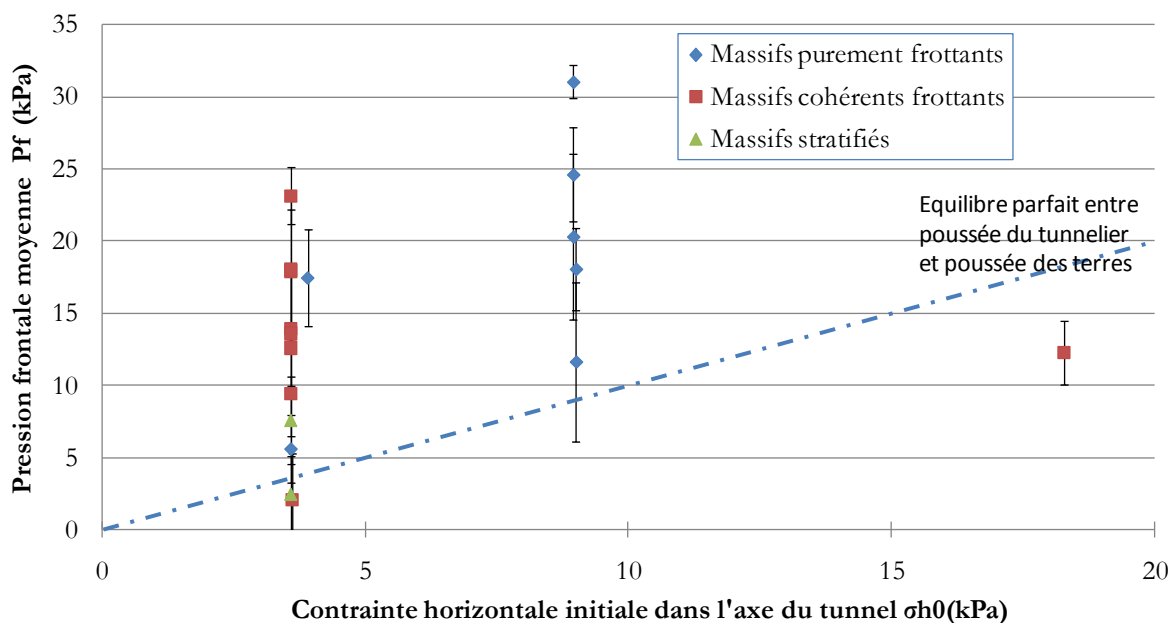


Figure 2-40 : Synthèse des valeurs de pression frontale imposées lors des différents essais de creusement réalisés en régime d'équilibre sur modèle réduit.

Tableau 2-7 : Synthèse des caractéristiques des 15 essais sur modèle réduit analysés dans la suite de ce mémoire.

Nom	Nature massif	matériau	e	Dr ¹¹	Type roue	q (kPa)	Pf (kPa)	P _f /σ _{h0} (axe)	Auteur essai	Régime idéal ?
MF9	PF	S22-S28 ¹²	0,75	0,4	35%	17	31 ; 25 ; 20	3,5 ; 2,7 ; 2,3	Branque	OUI
MF10	PF	S22-S28	0,78	0,4	35%	17	18 ; 12	2 ; 1,3	Branque	OUI
MF11	PF	S28	0,90	0,2	35%	0	17	4,5	Ferregotto	OUI
MF12	PF	S28	0,98	0,0	35%	0	-	-	Berthoz	NON
MF13	PF	S28	0,98	0,0	35%	0	6	1,6	Berthoz	OUI
MC2	CF (c=2kPa)	S28	1,03	0,7	80%	0	12*	3,3*	Doan	OUI
MC3	CF (c=2kPa)	S28	1,03	0,7	80%	0	10*	2,8*	Doan	OUI
MC4	CF (c=1,5kPa)	S28	1,04	0,7	80%	0	2	0,6	Doan	OUI
MC5	CF (c=0,5kPa)	S28	0,92	0,6	80%	0	14 ; 9	3,8 ; 2,6	Doan	OUI
MC6	CF (c=0,5kPa)	S28	1,02	0,6	80%	50	<10	<0,5	Berthoz	OUI
MC7	CF (c=0,5kPa)	S28	1,00	0,6	80%	50	10	0,5	Berthoz	OUI
MC8	CF (c=0,5kPa)	S28	1,00	0,6	80%	0	23 ; 13-18	6,5 ; 3,5-5,1	Berthoz	OUI
MS1	bicouche (PF, CF 3kPa)	S28	0,95 ; 1,03	0,0 ; 0,7	35%	0	41 ; 17	11,6 ; 4,8	Berthoz	NON
MS2	bicouche (PF, CF 3kPa)	S28	0,95 ; 0,99	0,0 ; 0,7	35%	0	12	3,4	Berthoz	OUI
MS3	tricouche (CF 0.5kPa, PF, CF 3kPa)	S28	1,05 ; 0,96 1,03	0,7 ; 0 ; 0,7	35%	0	2	0,7	Berthoz	OUI

¹¹ Densité relative : $D_r = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min})$

¹² Le matériau utilisé lors des essais MF9 et MF10 était un mélange de sables d'Hostun S22 et S28 (Branque & Boutin (2002)). Ces deux essais seront uniquement exploités lors de l'évaluation de l'effet d'écran exercé par la roue de coupe, phénomène que l'on supposera inchangé par la modification de granulométrie du matériau considéré.

4 COMPORTEMENT DU MASSIF LORS DU CREUSEMENT EN REGIME D'EQUILIBRE

Les paragraphes suivants vont détailler le comportement en déplacements et en contraintes du massif observé sur modèle réduit lors du creusement en régime d'équilibre (régime idéal dont les conditions d'obtention sont données au §1.3.1). Les différentes « zones géographiques » instrumentées (en surface, autour d'une section courante et au front de taille) seront successivement abordées par le biais de graphes de synthèse issus de tous les essais réalisés en régime d'équilibre sur le modèle réduit (Cf. Tableau 2-7).

4.1 Comportement en surface de massif

4.1.1 Des déplacements verticaux stationnaires

Les phases de creusement en régime d'équilibre se caractérisent par une évolution stationnaire des déplacements verticaux de surface au dessus de l'axe dans la direction longitudinale (superposition des réponses des différents capteurs lorsqu'elles sont représentées en fonction de la distance au bouclier) comme en atteste la Figure 2-41. Cette stationnarité permet la détermination d'une courbe maîtresse de tassement comme indiqué en pointillé sur ces figures par régression sur l'ensemble du nuage de points expérimental.

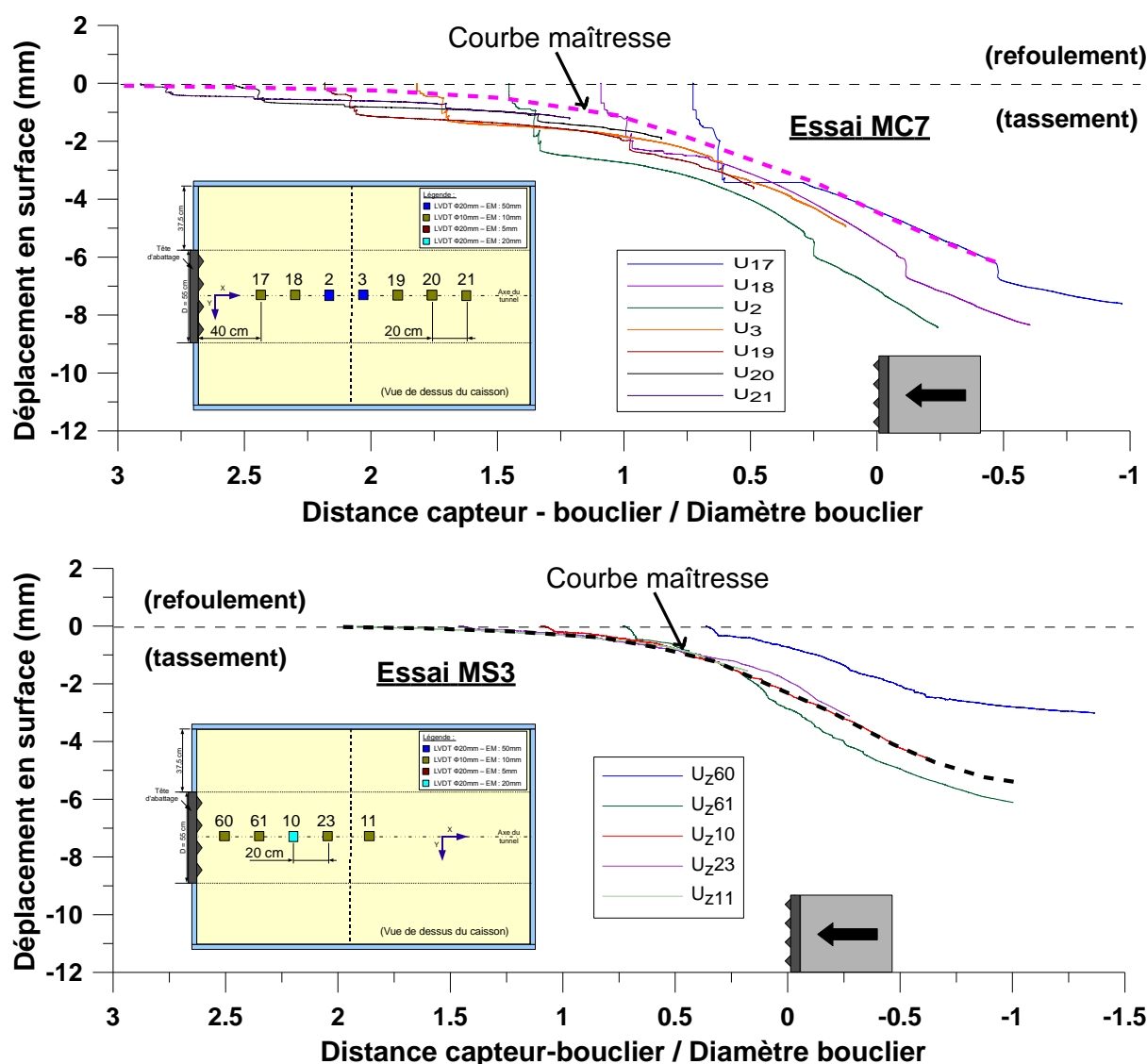


Figure 2-41 : Stationnarité des déplacements de surface mesurés à la verticale de l'axe du tunnel et principe de détermination d'une courbe maîtresse.

Notez que l'on fait volontairement abstraction des déplacements provoqués par d'éventuels brefs passages en régime de sous-extraction afin de n'avoir que les déplacements provoqués par le creusement en régime d'équilibre, ce qui explique que la courbe maîtresse considérée soit décalée vers le haut dans le cas de l'essai MC7 par exemple. Notons également que certains capteurs mis en place trop proche de la position initiale du tunnelier n'ont pas été pris en compte dans la détermination de la courbe maîtresse (exemple du capteur 60 lors de l'essai MS3 illustré en Figure 2-41). En effet, la proximité de ces capteurs par rapport à la position initiale du tunnelier les a par exemple ici empêchés de mesurer les tassements générés à plus de 0.4D devant le front (manque d'une partie de l'histoire de sollicitation).

4.1.2 Synthèse des profils longitudinaux de tassements de surface

La Figure 2-42 fait la synthèse des courbes maîtresses de tassements de surface obtenues lors de 8 essais sur modèle réduit, tous menés en régime d'équilibre mais pour des conditions de pilotage ou de matériaux différentes. Ces dernières sont adimensionnalisées par la valeur de tassement mesurée un diamètre après le passage du bouclier. Cette valeur de tassement sera parfois, par excès, qualifiée de tassement « final » sur le modèle réduit car ce dernier ne modélise que les phases d'excavation et de soutènement immédiat et pas celles de la pose des voussoirs, du remplissage du vide annulaire, ni des déformations différées du revêtement et du sol.

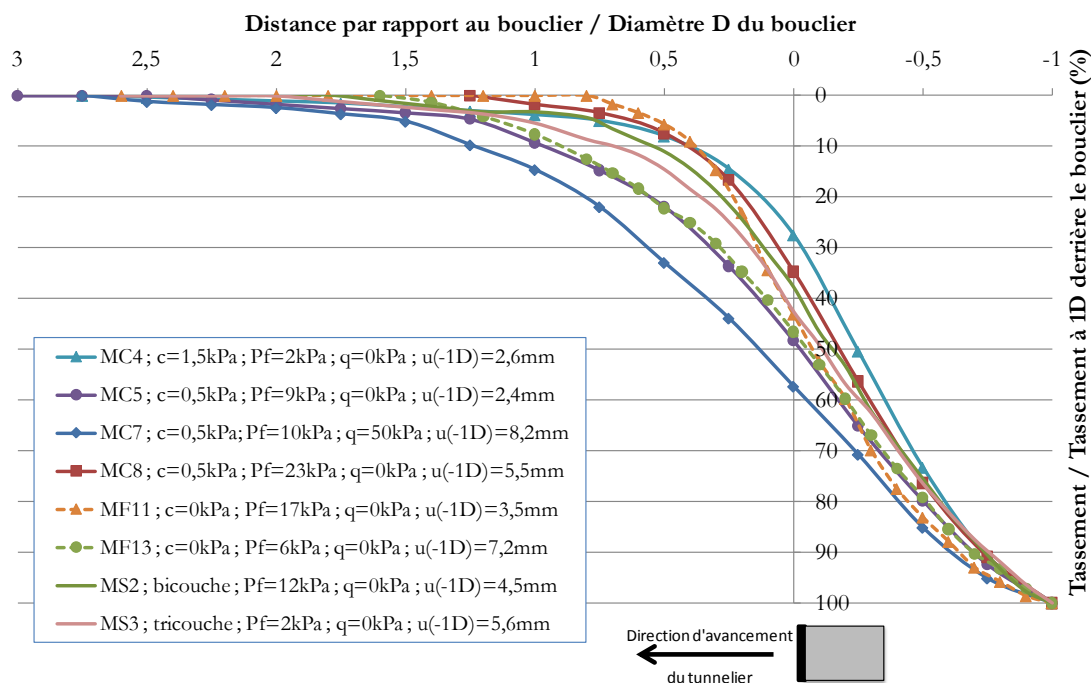


Figure 2-42 : Synthèse des courbes maîtresses de tassements de surface obtenues sur modèle réduit.

On remarque que toutes les courbes maîtresses ont une allure assez similaire et appartiennent à un fuseau assez resserré quelles que soient les conditions de l'essai : type de massif, présence ou non d'une pression de surface ou valeur de la pression frontale appliquée. Ce profil peut se caractériser de la manière suivante. Les tassements au dessus de l'axe du tunnel démarrent entre 1.2 et 2.7D à l'avant du bouclier (en fonction des conditions) et peuvent être reliés aux pertes de volume qui y ont lieu : des informations seront données dans l'étude paramétrique présentée au paragraphe suivant. La vitesse de tassement est alors croissante jusqu'au passage du bouclier à partir duquel elle diminue. Notons que le cisaillement le long de la jupe du tunnelier, après passage de la roue de coupe, génère 40 à 70% du tassement « final ». Rappelons qu'aucune surcoupe n'est modélisée sur le modèle réduit.

En termes d'amplitude, les déplacements de surface finaux importants (u_{-1D}) observés lors de certains essais sont relativement importants si on les compare, au facteur d'échelle près, aux déplacements admissibles sur chantier (de l'ordre du cm). Il convient de rappeler que l'objectif lors de nos essais est de maîtriser les déplacements de

surface dans différentes conditions (de pression de surface, de pression frontale...) et non de les limiter absolument à des fins d'analyse.

4.1.3 Etude paramétrique des profils longitudinaux de tassement de surface

Dans le cadre de sa thèse, Doan (2007) a montré la faible influence de la vitesse d'avancement sur les déplacements de surface. Ce paramètre ne sera donc pas considéré dans l'étude paramétrique ci-dessous. Les paramètres étudiés ici seront la pression frontale (Figure 2-43(a)), la cohésion du massif homogène (b), la pression de surface (c) et différentes configurations de massif (d).

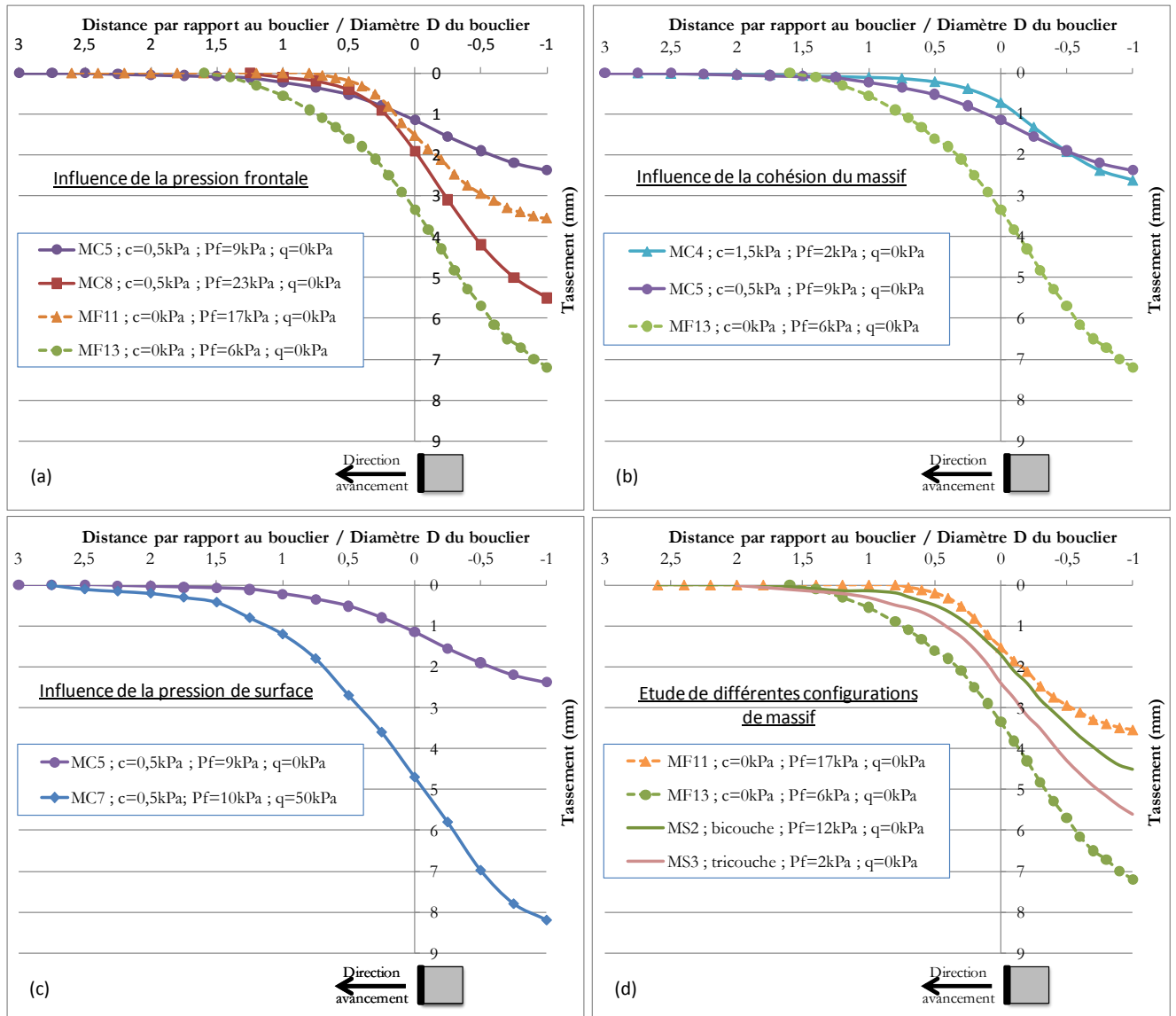


Figure 2-43 : Courbes maîtresses de déplacements de surface observés sur modèle réduit de tunnelier à pression de terre en régime d'équilibre : étude paramétrique.

Les essais sur modèle réduit mettent tout d'abord en évidence l'influence forte de la pression frontale sur les déplacements de surface (Figure 2-43 (a)). En effet, une augmentation de la pression frontale diminue l'amplitude des tassements de surface de manière significative à l'avant du bouclier en massifs purement frottants (comparaison entre MF11 et MF13) comme cohérents frottants (comparaison entre les essais MC8 et MC5 à l'avant du bouclier). Cette observation a toutefois des limites puisqu'une pression frontale trop importante peut avoir tendance à accélérer les tassements après le passage de la roue de coupe (essai MC8). Cela peut alors s'expliquer par l'apparition de zones de traction à l'aplomb du bouclier à l'image des mécanismes de rupture par refoulement du front de taille qui sera décrit au paragraphe 6.3.1.

Nos essais permettent également de juger de l'influence de la cohésion du massif sur l'amplitude des déplacements de surface (Figure 2-43(b)). On observe qu'une faible augmentation de cette cohésion limite les tassements de manière significative à l'avant et à l'arrière du bouclier (MC5 par rapport à MF13) ou, ce qui est équivalent, qu'elle permet d'imposer en termes de pilotage une pression frontale plus faible pour obtenir des tassements d'amplitudes similaires (MC4 par rapport à MC5).

De même l'application d'une pression de surface augmente significativement l'amplitude des déplacements de surface (Figure 2-42(c)). A titre d'exemple, lors de l'essai MC7 (hauteur de couverture $C=1.1D$, cohésion $c=0.5\text{kPa}$), les tassements sont multipliés par 4 en surface de massif lors de l'application d'une surcharge de 50kPa par rapport au massif à surface libre.

Sur le plan des essais réalisés en massifs stratifiés, la comparaison entre les essais MS2, MF11 et MF13 (Figure 2-43 (d)) met en évidence l'absence d'influence de la cohésion de la couche située sous l'axe du tunnelier sur les tassements de surface. Il semble en effet que les différences de tassements mesurées au cours de ces trois essais puissent être essentiellement attribuées aux différences de pression frontale imposées. L'effet stabilisateur important d'une couche cohérente frottante en couverture du tunnel est par contre indéniable dans la mesure où les tassements de surface observés dans le cas du massif tricouche (MS3) sont du même ordre de grandeur que ceux observés lors du massif bicouche (MS2) bien que la pression frontale imposée soit beaucoup plus faible.

4.1.4 Détermination d'une formule de régression des profils longitudinaux de tassements

La seule formule empirique permettant d'évaluer les tassements de surface dans la direction longitudinale existant à ce jour est celle d'Attewell & Woodman (1982), cité par Greenwood (2003), Wongsaroj et al (2005) et Nomoto et al (1999). Celle-ci s'exprime sous la forme de l'équation, de type « gaussienne cumulée », suivante :

$$(2-16) \quad U(x) = U_{\max} \cdot \frac{1}{i_x \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot \int_x^{+\infty} e^{\frac{-x_1^2}{2 \cdot i_x^2}} \cdot dx_1$$

Où :

- x : distance par rapport au front de taille ($x > 0$ à l'avant du front de taille),
- U_{\max} : tassement maximal observé loin à l'arrière,
- i_x : paramètre de longueur caractérisant le profil de tassement.

L'expression (2-16) a été fondée sur les observations d'Attewell & Woodman sur le « Jubilee line project », tunnel réalisé en mode ouvert dans des argiles de Londres. Le choix de ce type de régression a été inspiré par les travaux de Litwiniszyn (1956) ayant montré grâce à des schémas stochastiques sur des ensembles de billes identiques que les cuvettes de tassements pouvaient s'approcher par des courbes de type « loi normale ». Les nombreuses observations de chantier effectuées par Peck (1969) et ayant conduites à ses abaques sur les profils transversaux de cuvette de tassement y ont également contribué.

Ce type de loi a été calé sur nos courbes de déplacements de surface obtenues sur modèle réduit afin d'en étudier la validité et le cas échéant de discuter des valeurs des coefficients obtenus dans différentes conditions d'essais. Nous avons proposé quelques adaptations de cette formulation afin de tenir compte de la spécificité du mode de creusement à pression de terre et d'adimensionnaliser le problème, considérant ainsi la loi suivante :

$$(2-17) \quad U(X) = U_{-1D} \cdot \frac{1}{I_X \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot \int_X^{+\infty} e^{\frac{-(X_1 - \alpha)^2}{2 \cdot I_X^2}} \cdot dX_1$$

Où :- X est la distance au bouclier ($X > 0$ à l'avant du front) adimensionnée par le diamètre de la roue.

- α est un coefficient additionnel permettant de prendre en compte le fait que le tassement au passage du front de taille n'est pas toujours égal à la moitié du tassement maximal. En effet, cette hypothèse forte, vraie dans le cas du tunnel étudié par Attewell & Woodman (1982) est inadaptée au cas des tunneliers à

front pressurisé où le confinement au front permet généralement de limiter les tassements à l'avant du bouclier (Cf. paragraphe 4.1.2). Ainsi, Wongsaroj et al (2005) cite deux exemples de rapports entre tassements au front et tassements finaux observés sur chantier de tunnelier à bouclier à front pressurisé : 0.25 (Dimmock, 2003) et 0.14 (Sugiyama et al, 1999).

- I_X : paramètre de longueur caractérisant le profil de tassement, adimensionnalisé par le diamètre du bouclier.
- U_{-1D} : le modèle réduit ne modélisant pas les pertes de volume générées après le passage du bouclier (pose des voussoirs, remplissage du vide annulaire et déformation différée du revêtement), nous considérons comme tassement « final » le tassement à 1 diamètre après le passage de celui-ci.

Un exemple de courbe de régression obtenue est donné en Figure 2-44. On note une très bonne corrélation de ce type de loi avec nos résultats expérimentaux puisque l'erreur commise est inférieure à 9% pour tous les essais. Notons que cette dernière a été évaluée en déterminant l'aire de la différence entre les deux courbes divisée par l'aire sous la courbe expérimentale (équation (2-18)).

$$(2-18) \quad Erreur = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{|U_{X_i}^{régression} - U_{X_i}^{expérimental}|}{U_{-1D}} \cdot (X_{i+1} - X_i)}{\sum_{i=1}^N \frac{|U_{X_i}^{expérimental}|}{U_{-1D}} \cdot (X_{i+1} - X_i)}$$

Les valeurs des coefficients α et I_X après optimisation sont notés dans le Tableau 2-8. Ces dernières pourront permettre le calage de modèle numérique à l'échelle du modèle réduit puis être confrontées avec des paramètres issus de données de retour de chantier.

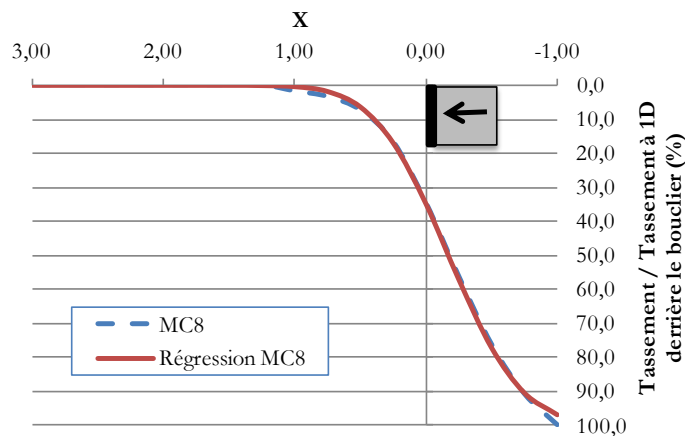


Figure 2-44 : Exemple de courbe de régression longitudinale des déplacements de surface obtenue.

Tableau 2-8 : Paramètres issus des régressions effectuées sur les déplacements de surface dans la direction longitudinale sur modèle réduit.

Essai	Paramètres du problème			Paramètres de la régression			Erreur
	c (kPa)	q (kPa)	Pf (kPa)	U_{-1D} (mm)	α	I_X	
MC4	1,5	0	2	2,6	-0,23	0,42	8,2%
MC5	0,5	0	9	2,4	0,00	0,64	6,3%
MC7	0,5	50	10	8,2	0,15	0,78	5,9%
MC8	0,5	0	23	5,5	-0,17	0,44	2,5%
MF11	0	0	17	3,5	-0,06	0,40	4,2%
MF13	0	0	6	7,2	-0,05	0,60	5,3%
MS2	bicouche	0	12	4,5	-0,15	0,51	3,6%
MS3	tricouche	0	2	5,6	-0,12	0,54	4,4%

4.1.5 Profils transversaux des cuvettes de tassement

Deux essais sur modèle réduit ont mis en œuvre un rideau de capteurs de déplacements en surface du massif positionnés transversalement à la direction d'avancement du tunnelier : l'essai MC4 (massif cohérent frottant) et l'essai MF13 (massif purement frottant), tous deux réalisés à pressions frontales faibles (respectivement 0.6 et $1.6\sigma_{h0}$). Les profils transversaux de cuvette de tassement mesurés en régime d'équilibre et lissés à l'aide de la formulation semi-empirique de Peck (1969) sont présentés en Figure 2-45 et Figure 2-46. Notons le bon accord de nos résultats expérimentaux avec ce type de régression. On rappelle que la formulation semi-empirique de Peck (1969) considère un profil « gaussien » de la cuvette de tassement défini par l'expression suivante, avec les notations retenues sur modèle réduit :

$$(2-19) \quad U(Y) = U_{X_{\max}} \cdot e^{\frac{-Y^2}{2 \cdot I_Y^2}}$$

Où : - Y : distance horizontale transverse par rapport au centre de la cuvette

- $U_{X_{\max}}$: tassement maximal en surface du massif à la distance X du bouclier
- I_Y : abscisse du point d'inflexion par rapport au centre de la cuvette.

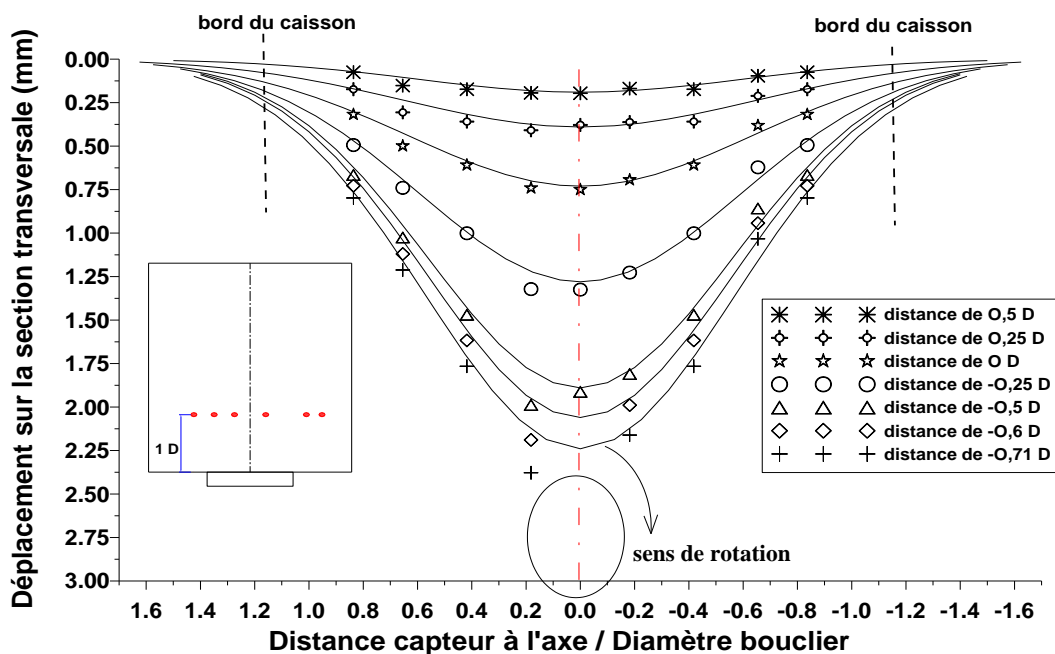


Figure 2-45 : Profils transversaux de cuvette de tassement mesurés en creusement en régime d'équilibre en massif cohérent frottant (essai MC4) – Doan (2007).

Le Tableau 2-9 présente les valeurs des paramètres I_Y mesurées sur modèle réduit lors de deux essais : l'un en massif homogène purement frottant, l'autre en massif homogène cohérent frottant. Nos essais confirment que la position du point d'inflexion par rapport à l'axe du tunnel dépend de la nature du terrain : celui-ci est deux fois plus éloigné en massif purement frottant ($1.2D$) qu'en massif cohérent frottant ($0.6D$). Cette valeur apparaît d'ailleurs indépendante de la position d'avancement du bouclier. Notons également que la position du point d'inflexion en massif purement frottant a pu être influencée par les parois du caisson dans la direction transverse au vu du grand étalement des cuvettes observées, alors que ces effets de bords restent minimes en massif cohérent frottant (pour l'amplitude de tassement observée).

Les valeurs du paramètre I_Y en massif cohérent frottant ($0.6D$) sont proches de celles obtenues par les formules empiriques existant pour les sols cohérents : approches d'Attewell, de Chapeau, de Clough et Schmidt, d'Al Abram et d'Atkinson et Potts (Doan, 2007).

Il est intéressant de noter que les paramètres I_X obtenus dans la direction longitudinale pour ces deux essais (0.6 lors de l'essai MF13 et 0.42 lors de MC4) présentent des valeurs relativement proches alors que les paramètres I_Y mesurés dans la direction transverse lors de ces deux mêmes essais (Cf. Tableau 2-8) présentent des valeurs bien

distinctes pour ces deux essais (Tableau 2-9). En d'autres termes, on constate une plus forte influence de la réduction de la cohésion sur la forme des profils transverses que sur celle des profils longitudinaux de la cuvette de tassement. Notons que les rapports entre I_X et I_Y obtenus sur modèle réduit pour les essais MC4 et MF13 valent respectivement 0.7 et 0.5. Ces valeurs sont cohérentes avec celles mesurées lors du creusement au tunnelier à pression de terre de la ligne 220 du métro londonien, ces dernières variant entre 0.6 et 1.7 selon les horizons géologiques (Wongsaroj et al, 2005).

Il aurait pu être intéressant, si la quantité de capteurs disponibles nous l'avait permis, d'estimer la valeur du paramètre I_Y lors d'autres essais sur modèle réduit afin d'en quantifier l'évolution avec la stratification du massif (influence de la profondeur de la couche cohérente auto-stable notamment), la pression frontale ou l'application d'une pression de surface comme cela a pu être effectué dans la direction longitudinale. L'évaluation de la relation entre I_X et I_Y aurait alors pu être affinée.

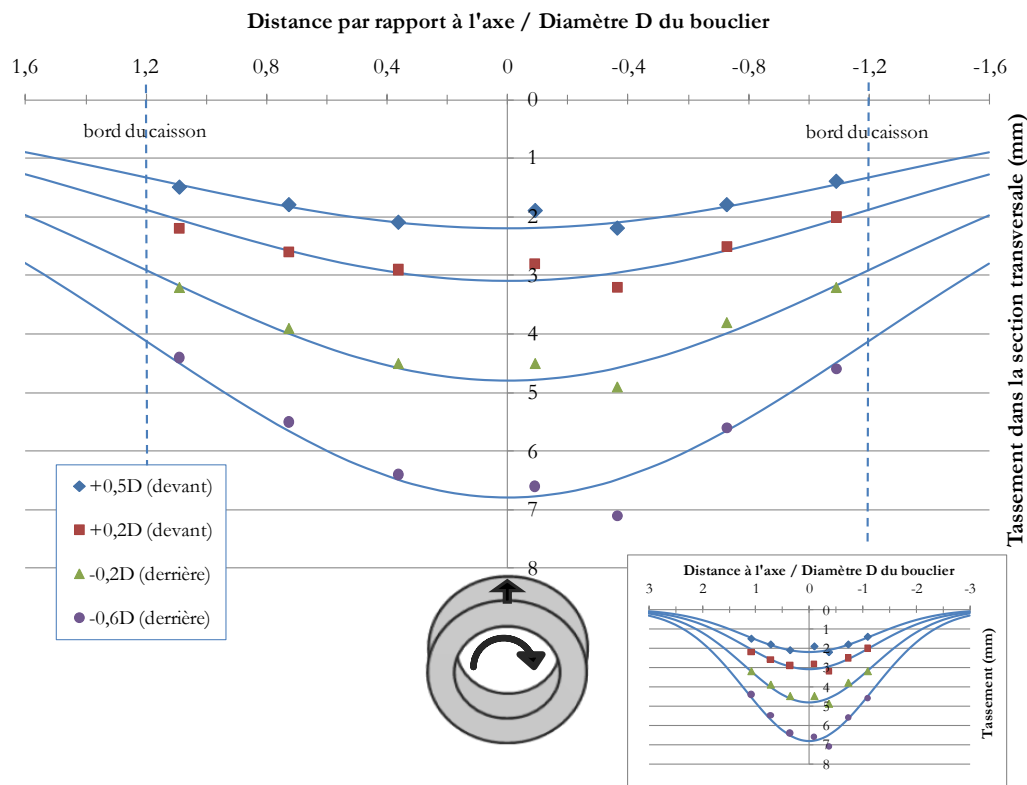


Figure 2-46 : Profils transversaux de cuvette de tassement mesurés en creusement en régime d'équilibre en massif purement frottant (essai MF13) – graphes à deux échelles différentes dans la direction transversale.

Tableau 2-9 : Valeurs des paramètres de la formulation gaussienne de Peck (1969) obtenus par lissage des profils transversaux expérimentaux des cuvettes de tassement des essais MC4 et MF13.

	Distance au bouclier X	S_{max} (mm)	I_Y (D)
Essai MF13 ($c=0kPa$, $q=0kPa$, $P_f=6kPa$)	+0,5D (devant)	2,2	1,2
	+0,2D (devant)	3,1	1,2
	-0,2D (derrière)	4,8	1,2
	-0,6D (derrière)	6,8	1,2
Essai MC4 ($c=1.5kPa$, $q=0kPa$, $P_f=2kPa$)	+0,5D (devant)	0,19	0,6
	+0,25D (devant)	0,39	0,6
	-0,25D (derrière)	1,28	0,6
	-0,6D (derrière)	2,06	0,6

4.1.6 Evaluation du volume des cuvettes de tassement générées

Grâce aux expressions semi-empiriques des tassements de surface dans les directions longitudinales et transversales présentées aux deux paragraphes précédents, on peut exprimer le tassement U en tout point de la surface du massif de la manière suivante :

$$(2-20) \quad U(X,Y) = \left(U_{-1D} \cdot \frac{1}{I_X \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot \int_X^{+\infty} e^{-\frac{(X_1-\alpha)^2}{2I_X^2}} \cdot dX_1 \right) \cdot e^{-\frac{Y^2}{2I_Y^2}}$$

On peut déterminer l'expression du volume de la cuvette de tassement générée en intégrant U sur X et Y pour $Y=[-\infty; +\infty]$ (i.e. dans toute la direction transversale) et $X=[\beta; +\infty]$ (volume de la cuvette comprise entre une distance β et l'infini à l'avant du front de taille).

$$(2-21) \quad V_{\text{adim}}(\beta) = \int_{Y=-\infty}^{+\infty} \int_{X=\beta}^{+\infty} \left(\frac{U_{-1D}}{D} \left(\frac{1}{I_X \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot \int_X^{+\infty} e^{-\frac{(X_1-\alpha)^2}{2I_X^2}} \cdot dX_1 \right) \cdot e^{-\frac{Y^2}{2I_Y^2}} \right) dX \cdot dY$$

Notons que le tassement U est ici adimensionnalisé, en le divisant par le diamètre D du bouclier, afin de rendre le volume obtenu adimensionnel. Pour déterminer, le volume réel de la cuvette de tassement (en m^3 ou en litres), il est nécessaire de multiplier V_{adim} par D^3 .

Les différents paramètres de cette équation sont connus pour deux essais sur modèle réduit : l'essai MC4 (massif cohérent frottant) et l'essai MF13 (massif purement frottant). Le calcul de ces intégrales conduit à des cuvettes finales (jusqu'à une distance de $1D$ à l'arrière du bouclier) ayant pour volume $0.005D^3$ (soit 0.9 litres) pour l'essai MC4 et $0.038D^3$ (soit 6.3 litres) pour l'essai MF13. Notez que seul 10 à 20% du volume total de la cuvette est généré à l'avant du front de taille comme en atteste la Figure 2-47(a).

On observe également qu'en creusement en régime idéal, les pertes de volume « finales » en surface à 1 diamètre à l'arrière du front de taille représentent environ 1% du volume excavé pour l'essai MC4 et 6% pour l'essai MF13, ce qui est légèrement supérieur aux observations empiriques de Mair & Taylor (1997), cité par Möller & Vermeer (2008) (0.5 à 2%) mais peut être relié au fait que l'objectif visé lors de nos essais ait été une maîtrise des tassements de surface et non une pure limitation.

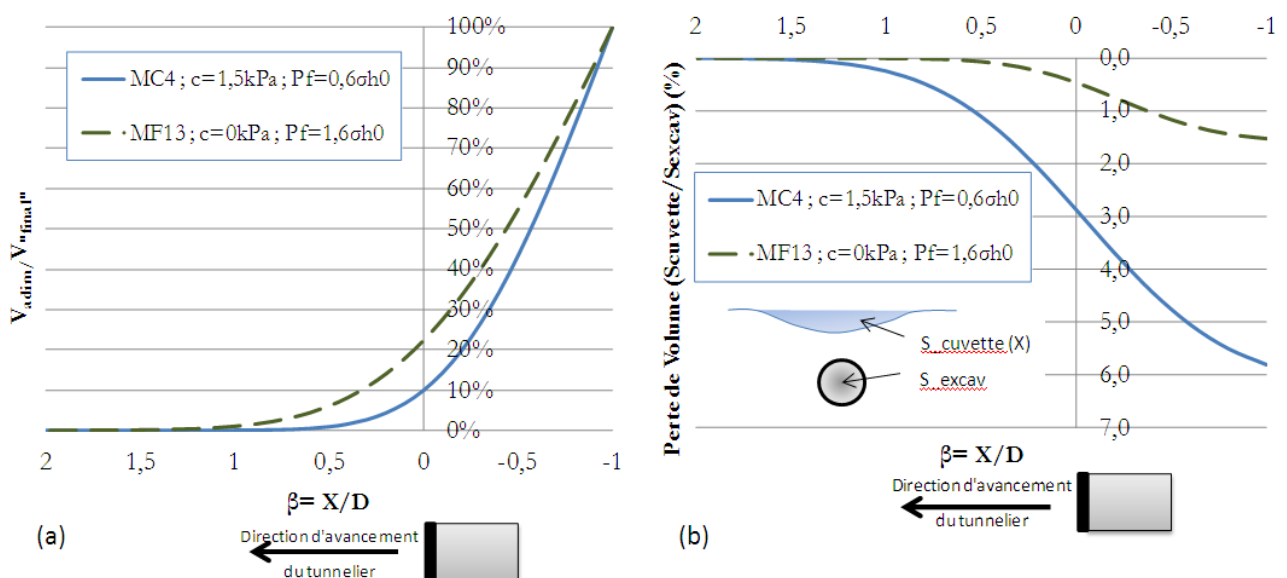


Figure 2-47 : Volumes total adimensionnels des cuvettes de tassements générées en creusement en régime d'équilibre (a) et estimation des pertes de volume en pourcentage du volume excavé (b).

4.2 Comportement du massif autour d'une section courante lors du passage du tunnelier

4.2.1 Profils généraux des déplacements radiaux en piédroits, clé et radier

Afin d'analyser le comportement en déplacement du massif autour d'une section courante de tunnel lors de la progression du tunnelier dans le terrain, les essais sur modèle réduit ont mis en œuvre des capteurs de déplacements radiaux placés en clé, piédroits et radier du tunnel. La diversité des conditions d'essai imposées permet de réaliser des études paramétriques en ces trois positions (détaillées dans les paragraphes suivants).

De manière générale et comme pour les déplacements verticaux de surface, les essais mettent en évidence un comportement stationnaire des déplacements radiaux lors du creusement en régime d'équilibre comme l'illustre la forte similarité des courbes issues des deux rideaux de capteurs mis en place lors des essais MF13 (Figure 2-48) et MC8 (Figure 2-49) et situés à deux positions longitudinales différentes ($x=20\text{cm}$ et $x=50\text{cm}$ du bord d'attaque). Notons que des roues de coupe et des niveaux de pressions frontales différents ont été utilisés lors de ces essais.

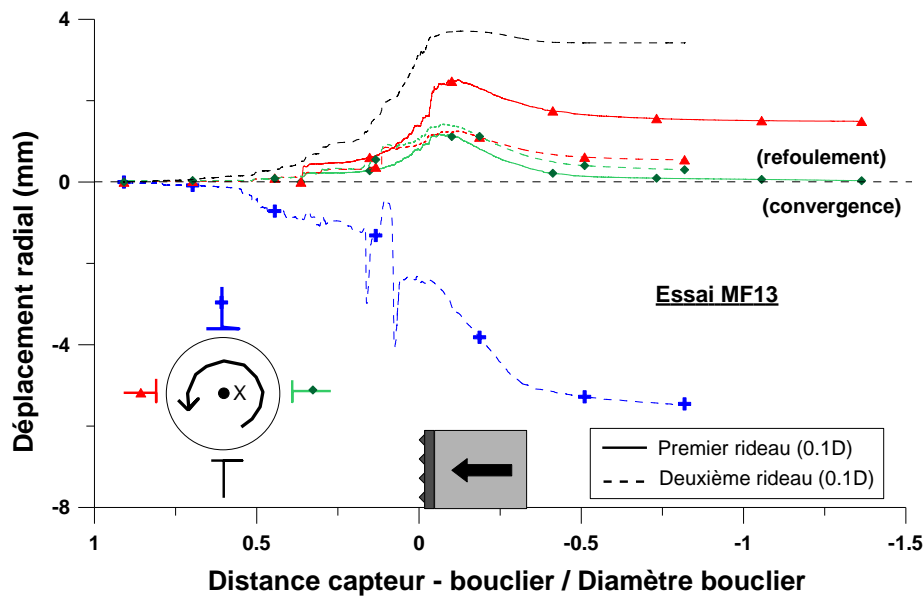


Figure 2-48 : Evolution des déplacements radiaux en piédroit, clé et radier en massif purement frottant à une distance de 0.1D de la jupe du tunnelier ($P_f=1.6\sigma_{h0}$, roue de coupe à faible taux d'ouverture).

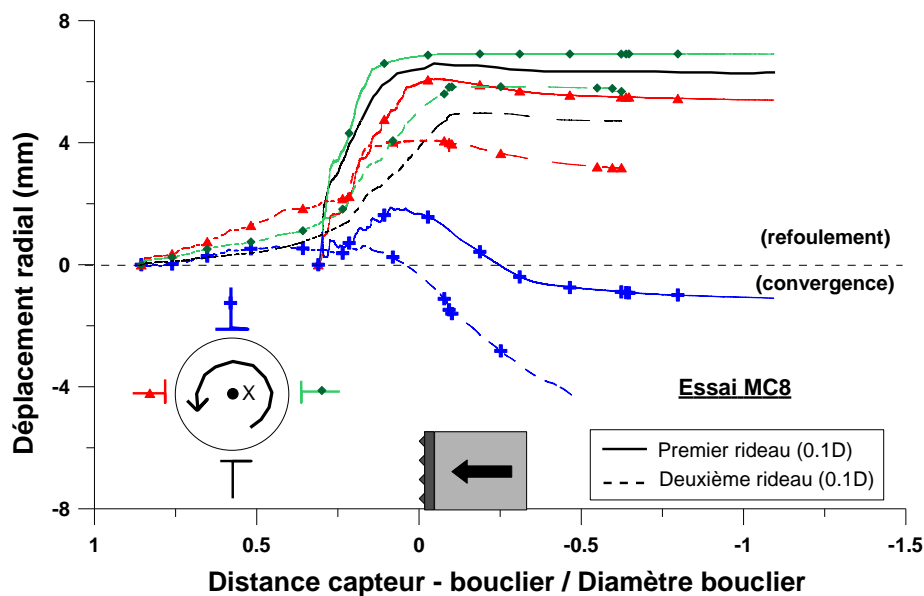


Figure 2-49 : Evolution des déplacements radiaux en piédroit, clé et radier en massif cohérent frottant à une distance de 0.1D de la jupe du tunnelier ($P_f=6.5\sigma_{h0}$, roue de coupe à grand taux d'ouverture).

Ce phénomène stationnaire observé en creusement en régime d'équilibre est composé de deux phases bien distinctes. A l'avant du bouclier, on observe une phase de refoulement radial qui pourrait selon nous être provoquée par l'action compressive de la roue de coupe et par les pressions appliquées sur le front de taille par l'intermédiaire du matériau abattu et contenu dans la chambre d'abattage. Celle-ci est suivie d'une phase de convergence à l'arrière du bouclier, probablement liée aux efforts de cisaillement du terrain provoqués le coulisement de la jupe du tunnelier. Ce profil général a été observé sur modèle réduit quels que soient le type de massif (homogène cohérent frottant, purement frottant ou stratifié) et l'amplitude de la pression frontale.

Par ailleurs, tous les essais mettent en évidence des déplacements quasi-similaires en piédroits gauches et droits, preuve de l'absence d'influence du sens de rotation de la roue de coupe quelles que soient les conditions d'essai. En radier, les déplacements radiaux sont d'amplitudes similaires à ceux mesurés en piédroits dans le cas de bonnes conditions de stabilité (essai MC8 : massif cohérent frottant et pression frontale importante) ou supérieurs lorsque la stabilité du massif est plus faible (essai MF13 : massif purement frottant et pression frontale faible). Enfin, les essais réalisés montrent que le refoulement radial en clé est plus faible qu'en piédroits et radier et la convergence beaucoup plus importante. Cette dernière observation peut s'expliquer d'une part en raison de l'action prépondérante de la gravité dans la direction verticale, d'autre part en raison de l'existence d'une zone en clé déconfinée verticalement du fait de reports de contraintes verticales par effets de voûte (décrits au §4.4).

Notons que la répétabilité des phénomènes décrits précédemment dans des conditions d'essais variées et de roues de coupe différentes est la preuve que ceux-ci ne sont pas liés à des effets d'échelles, par exemple générés par la géométrie de la roue de coupe.

4.2.2 Etude paramétrique en piédroit

La Figure 2-50 fait la synthèse des déplacements radiaux mesurés en piédroits droits, à 0.1D du tunnelier, pour les différents essais réalisés sur modèle réduit. Cette figure, sur laquelle les déplacements sont adimensionnalisés par l'amplitude maximale de déplacement observé, met en évidence une allure commune des déplacements radiaux quelles que soient les conditions d'essai : initiation du refoulement radial entre 0.3D et 0.8D à l'avant du bouclier, vitesse de refoulement croissante jusqu'au passage du bouclier, entre 0.1 à 0.2D à l'avant, obtention d'un maximum de refoulement de 0.05 à 0.1D à l'arrière du bouclier puis convergence jusqu'à au moins 1.2D à l'arrière du front. Notons que dans le cas d'une pression frontale importante (essai MC8), le refoulement radial apparaît à une distance plus élevée en avant du front (0.8D) et la convergence à l'arrière est beaucoup plus limitée.

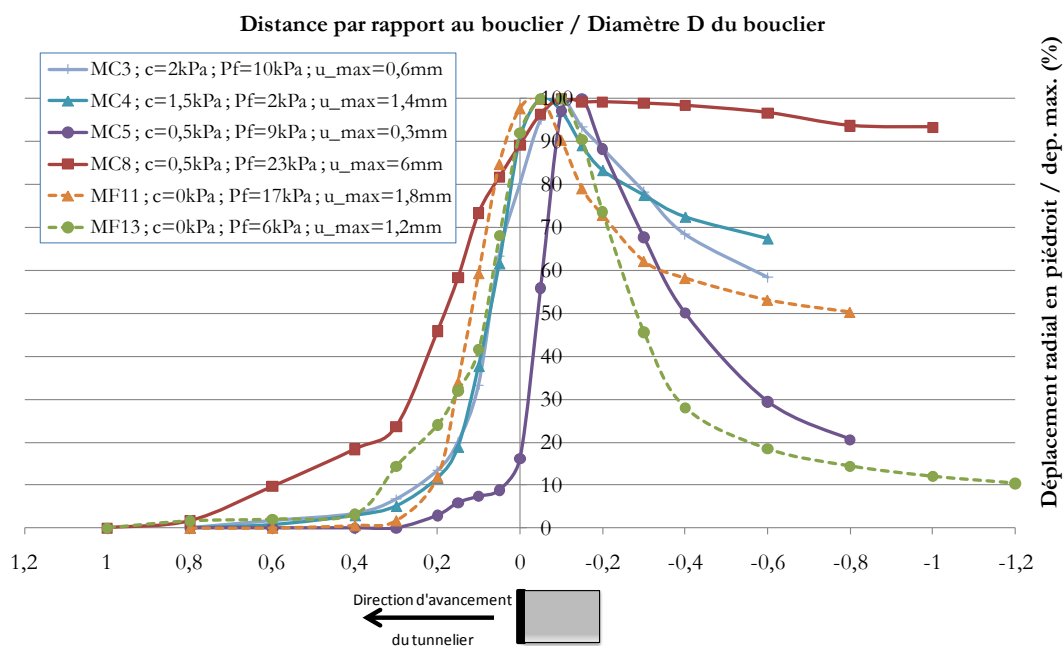


Figure 2-50 : Synthèse des déplacements radiaux en piédroit droit en creusement en régime d'équilibre adimensionnalisés par leur valeur maximale.

Si à présent on s'intéresse aux amplitudes des déplacements radiaux en piédroit, la Figure 2-51(a) met en évidence l'action prépondérante de la pression frontale sur ces déplacements en massifs purement frottants comme cohérents frottants : le refoulement radial observé à l'avant du tunnelier est d'autant plus important que la pression frontale appliquée est grande. Notons que l'essai en massif stratifié bicouche MS1, bien que n'ayant pu être qualifié d'essai de creusement en régime d'équilibre, confirme également cette tendance par comparaison avec l'essai MS2 (Figure 2-52).

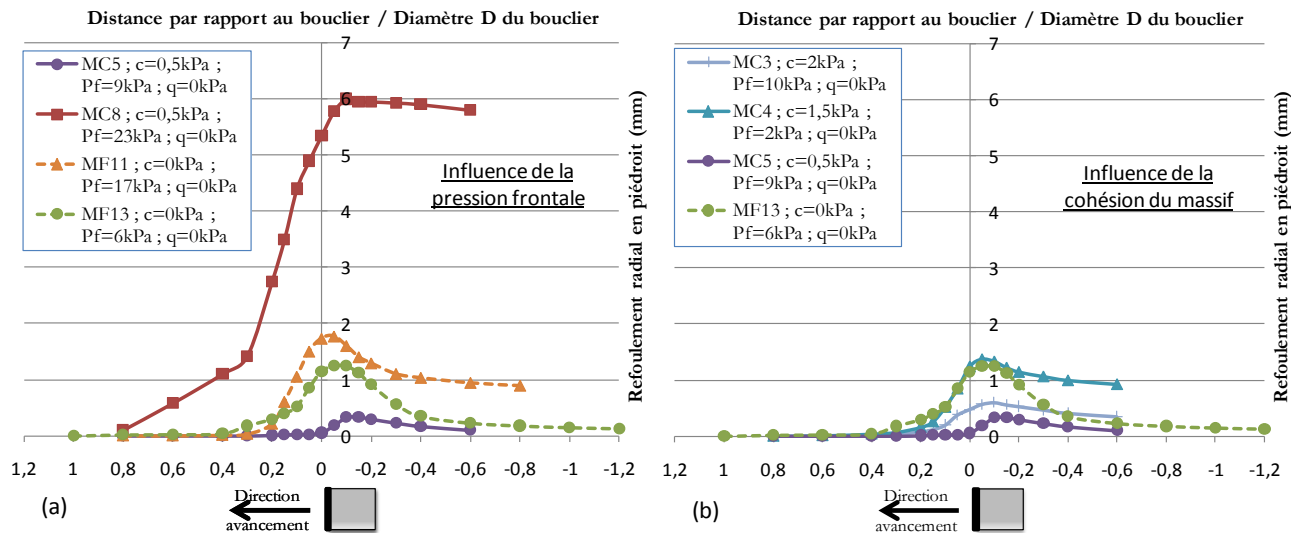


Figure 2-51 : Influences de la pression frontale et de la cohésion du sol sur les déplacements radiaux en piédroit.

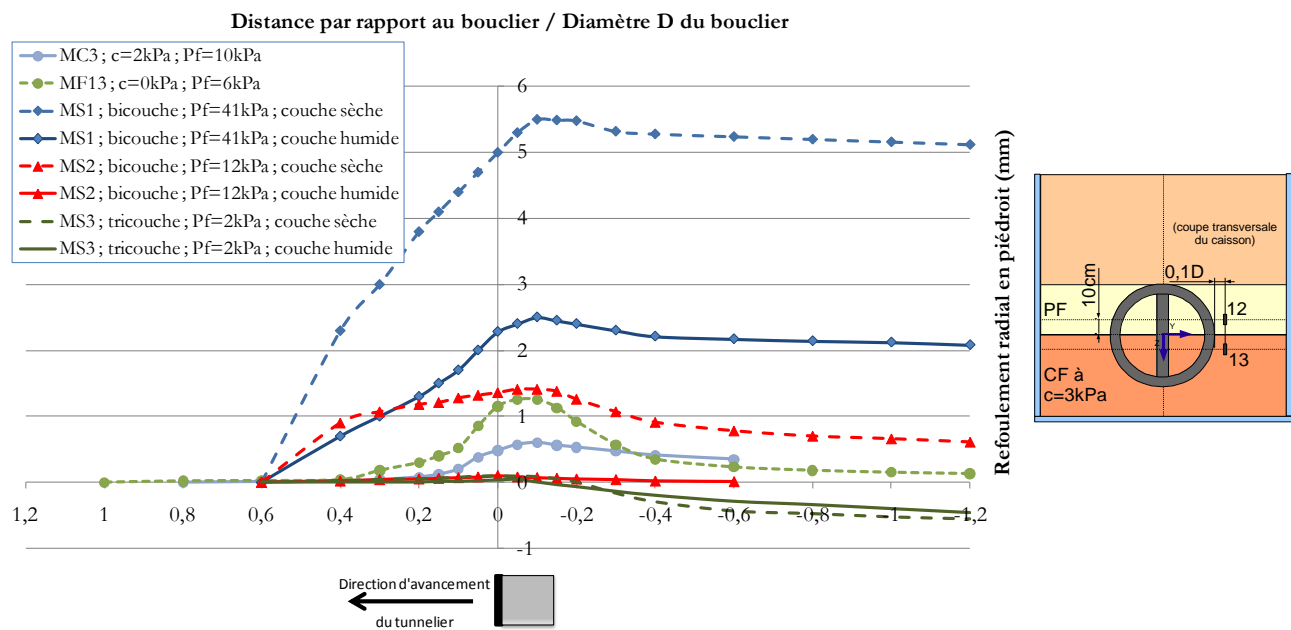


Figure 2-52 : Déplacements radiaux en piédroit : apport des essais en massifs stratifiés à l'étude paramétrique.

Pour la gamme de cohésions étudiées, aucune tendance claire ne se dégage par contre quant à l'influence de la cohésion du massif sur les déplacements radiaux en piédroit à partir des essais réalisés en massifs homogènes (Figure 2-49(b)). Les essais en massifs stratifiés apportent un complément d'observation à ce sujet dans la mesure où les capteurs situés en piédroit, de part et d'autre de l'axe du tunnel, permettent la mesure des déplacements radiaux dans deux natures de massif différentes mais lors d'un même essai (i.e. la même valeur de pression frontale). Les différents essais réalisés en massifs stratifiés mettent en évidence la diminution de l'amplitude des déplacements radiaux lorsque la cohésion du massif croît comme en atteste le fait que les déplacements en piédroits dans la couche humide (cohésion de 3kPa) soient toujours inférieurs à ceux mesurés dans la couche sèche (Figure 2-52).

Aucune tendance claire quant à l'influence de la stratification du massif (existence d'une couche cohérente frottante sous l'axe du tunnel ou en couverture) sur les déplacements radiaux en piédroits à hauteur d'axe dans la couche sèche n'est notable. Les différences entre les essais MF13, MS2 et MS3 peuvent en effet s'expliquer avant tout par les différences de pressions frontales imposées.

Certains essais, mettant en œuvre des capteurs de déplacement à différentes distance du tunnelier dans la direction radiale, ont pu mettre en évidence un comportement en déplacement similaire à celui observé à 0.1D (Doan, 2007). Dans ce domaine, l'essai réalisé sur massif tricouche (MS3) permet d'exhiber deux mécanismes de déformations différents entre les couches cohérentes frottantes et purement frottantes (Figure 2-53). Ainsi, dans la couche cohérente frottante, les déplacements horizontaux sont quasi-identiques à 0.1D et 0.3D du tunnelier, ce qui semble témoigner d'un comportement à déformation radiale nulle (comportement rigide). En revanche, dans la couche purement frottante, l'amplitude des déplacements radiaux décroît fortement avec la distance au bouclier, tant en phase de convergence qu'en phase de refoulement.

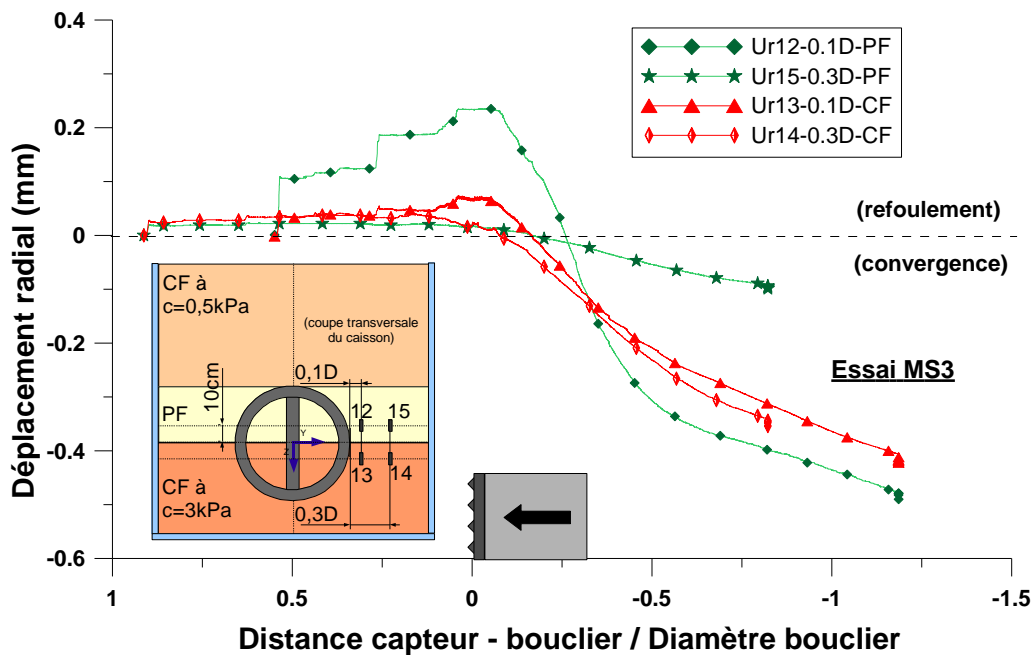


Figure 2-53 : Déplacements radiaux en piédroits lors de l'essai MS3 : évolution avec la distance radiale au tunnelier dans les couches purement frottantes et cohérentes frottantes.

4.2.3 Etudes paramétriques en clé et radier

Les Figure 2-54 et Figure 2-55 font la synthèse des déplacements radiaux en radier et clé mesurés à 0.1D du tunnelier, lors de différents essais menés en régime d'équilibre. L'essai MS1, non réalisé en régime d'équilibre, a été rajouté pour juger de l'influence de la pression frontale appliquée sur l'amplitude des déplacements.

De même qu'en piédroit, on met en évidence lors de la phase de refoulement la croissance des refoulements radiaux en radier avec l'augmentation de la pression frontale (MS1 par rapport à MS2) ou la diminution de la cohésion de la couche située en radier (MF13 par rapport à MS2).

En clé, un mouvement de convergence globale favorisé par l'action de la gravité est quasiment toujours observé quelles que soient les conditions d'essais de creusement en régime d'équilibre considérées (Figure 2-55). Seul un léger refoulement peut parfois être observé à l'avant du bouclier dans le cas d'une pression frontale importante. Celui-ci est ensuite annulé par la convergence observée à l'arrière du bouclier. L'influence de la cohésion observée en surface, piédroit et radier, limitant l'amplitude des déplacements, est également observée en clé. De même, l'effet stabilisateur d'une couverture cohérente frottante (par rapport à une couverture purement frottante) est confirmé en clé de tunnel car des déplacements d'amplitudes identiques ont pu être observés à cet endroit lors des essais MF13 et MS3 bien que la pression frontale ait été plus faible lors de ce dernier essai (Figure 2-55).

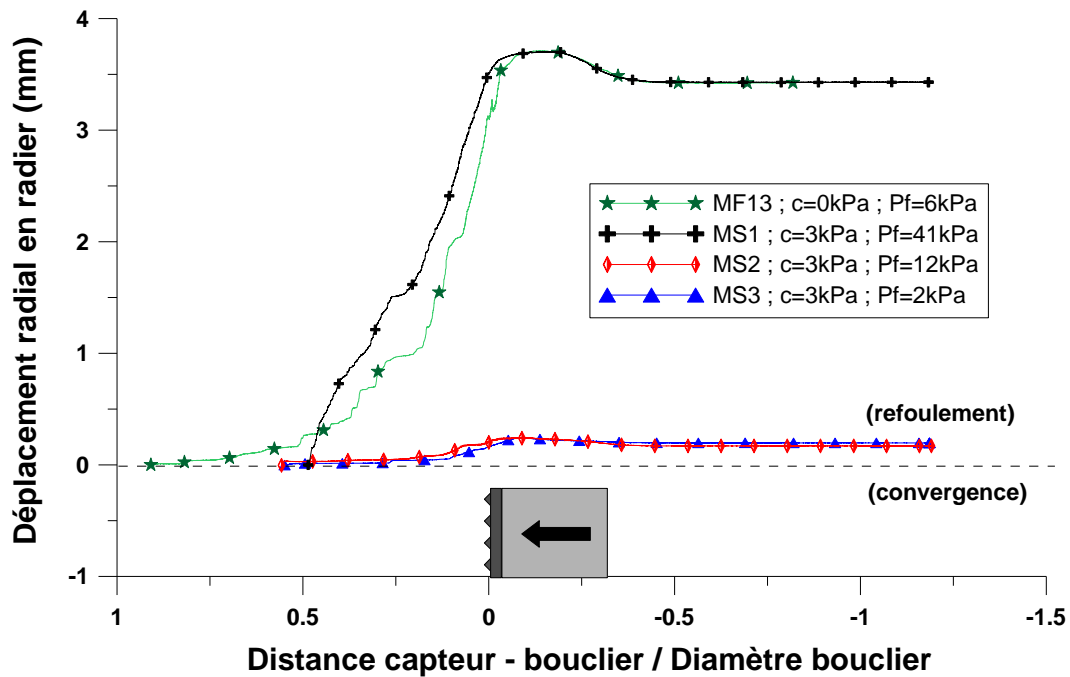


Figure 2-54 : Déplacements radiaux en radier, à 0.1D du tunnelier, lors d'essais réalisés en régime d'équilibre

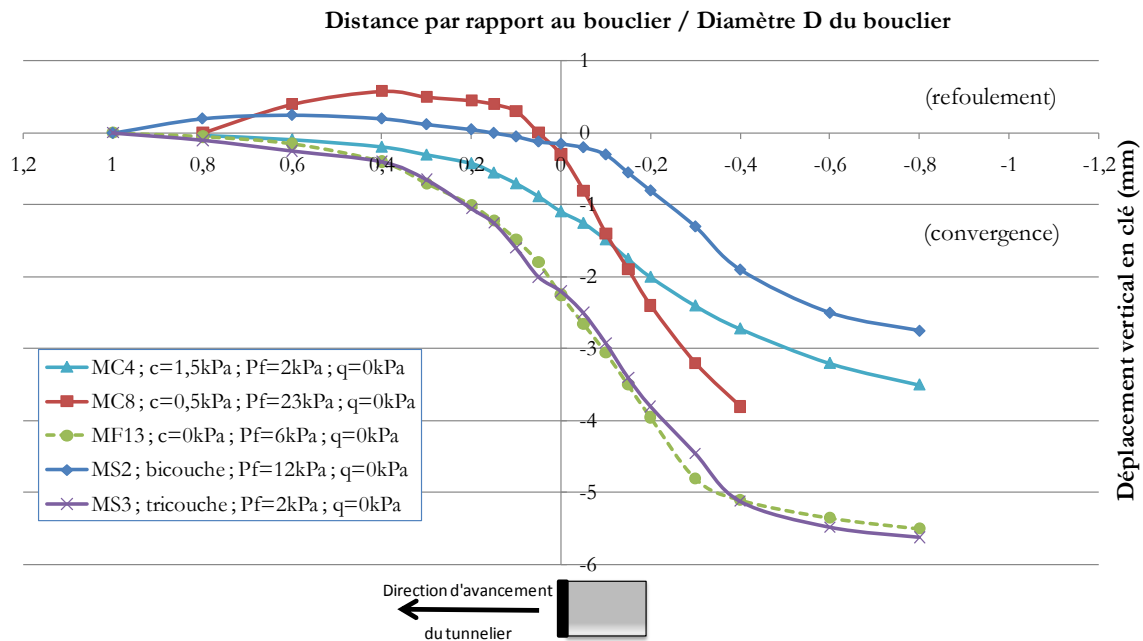


Figure 2-55 : Déplacements verticaux en clé, à 0.1D du tunnelier, lors d'essais réalisés en régime d'équilibre.

4.2.4 Relations entre déplacements verticaux en clé et déplacements de surface

La Figure 2-56 met en relation les déplacements mesurés à 0.1D au dessus de la clé avec ceux mesurés en surface au dessus de l'axe du tunnel pour différents essais menés en régime d'équilibre. A l'avant du bouclier, on s'aperçoit que pour une même distance au front de taille, les tassements observés en surface sont souvent plus importants que les déplacements verticaux mesurés en clé. La convergence en clé s'accélère par contre davantage que les déplacements de surface au passage du bouclier, jusqu'à tendre vers une valeur proche de celle des tassements observés en surface à 1D à l'arrière du front.

Cette similarité des valeurs finales de déplacement vertical en clé et en surface bien que ces deux grandeurs suivent des évolutions différentes au cours de l'avancement de la machine nous a conduits à instrumenter plus exhaustivement la couverture lors de certains essais. Des capteurs de déplacement vertical ont ainsi été mis en

place à 0.3D, 0.5D et 0.8D au dessus de la clé du tunnel, le long d'une même verticale (Figure 2-57). Les déplacements mesurés pour ces capteurs lors des essais en massifs stratifiés MS2 et MS3 sont respectivement présentés en Figure 2-58 et Figure 2-59. On observe que les déplacements verticaux sont du même ordre de grandeur dans toute la couverture conformément au graphe précédent.

Une légère croissance des déplacements verticaux lorsqu'on se rapproche de la surface est toutefois visible à l'avant du bouclier sur ces deux figures en massifs stratifiés. Ce comportement a également été observé en massif homogène (essais MF13 et MC4 non présentés ici). Après le passage du bouclier, ce phénomène se poursuit dans le cas d'une couverture purement frottante (essai MS2, Figure 2-58) mais s'inverse lorsque la couverture présente une cohésion (essai MS3, Figure 2-59), les déplacements à proximité du tunnelier devenant alors plus importants qu'en surface.

Une explication à ce comportement pourrait être le fait que les pertes de volume générées au front de taille (défaut de pression frontale, effet de brassage de la roue de coupe) se transmettent dans le massif par le biais d'un « cône d'écoulement » (Figure 2-57). Ainsi, à une distance donnée du front de taille, les premiers capteurs à mesurer des déplacements sont ceux situés le plus proches de la surface. L'inversion de ce profil à l'arrière du bouclier en massif cohérent frottant peut s'expliquer par la prépondérance du cisaillement le long de la jupe par rapport au « cône d'écoulement » dans ce type de massif, alors que le « cône d'écoulement » reste prépondérant en absence de cohésion.

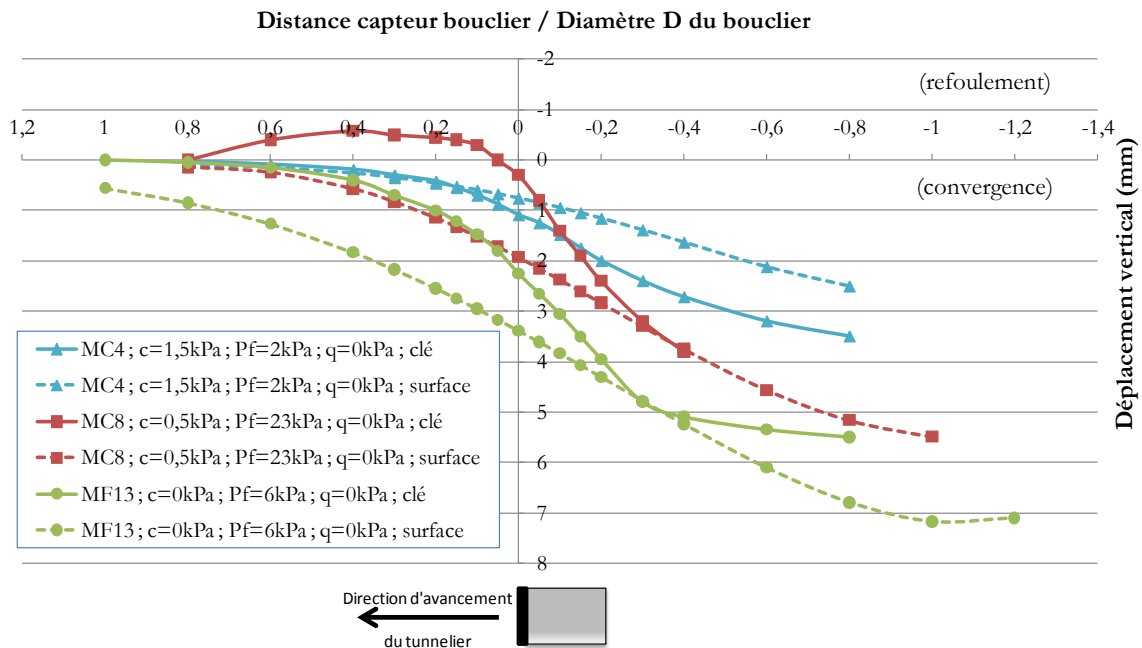


Figure 2-56 : Mise en relation des déplacements de surface et des déplacements radiaux mesurés en clé (à 0.1D au-dessus du tunnelier) lors de différents essais menés en régime d'équilibre.

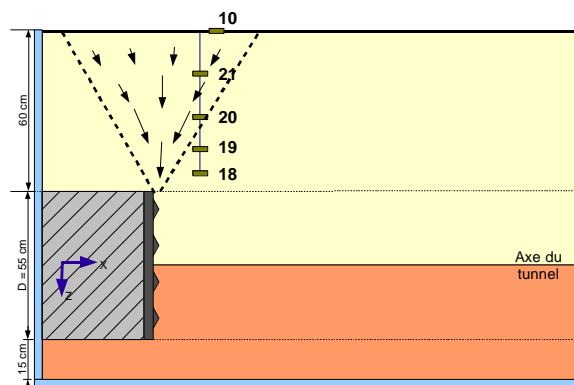


Figure 2-57 : Schéma d'explication de la croissance des déplacements verticaux dans la hauteur de la couverture.

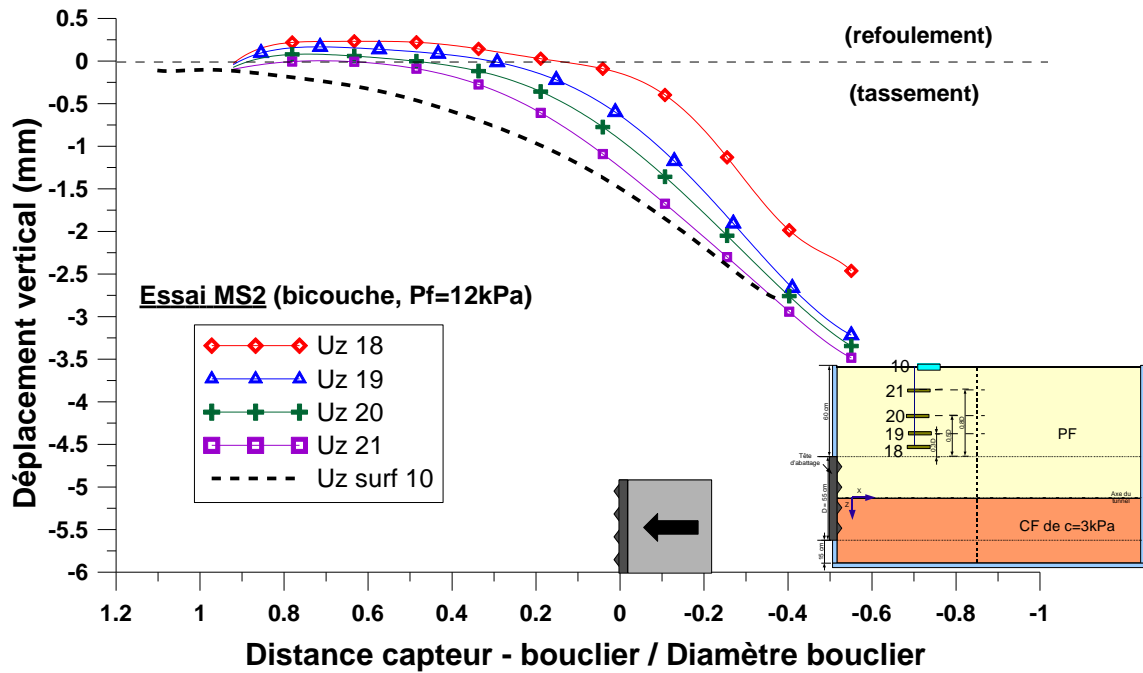


Figure 2-58 : Evolution des déplacements verticaux dans la hauteur de la couverture lors de l'essai MS2.

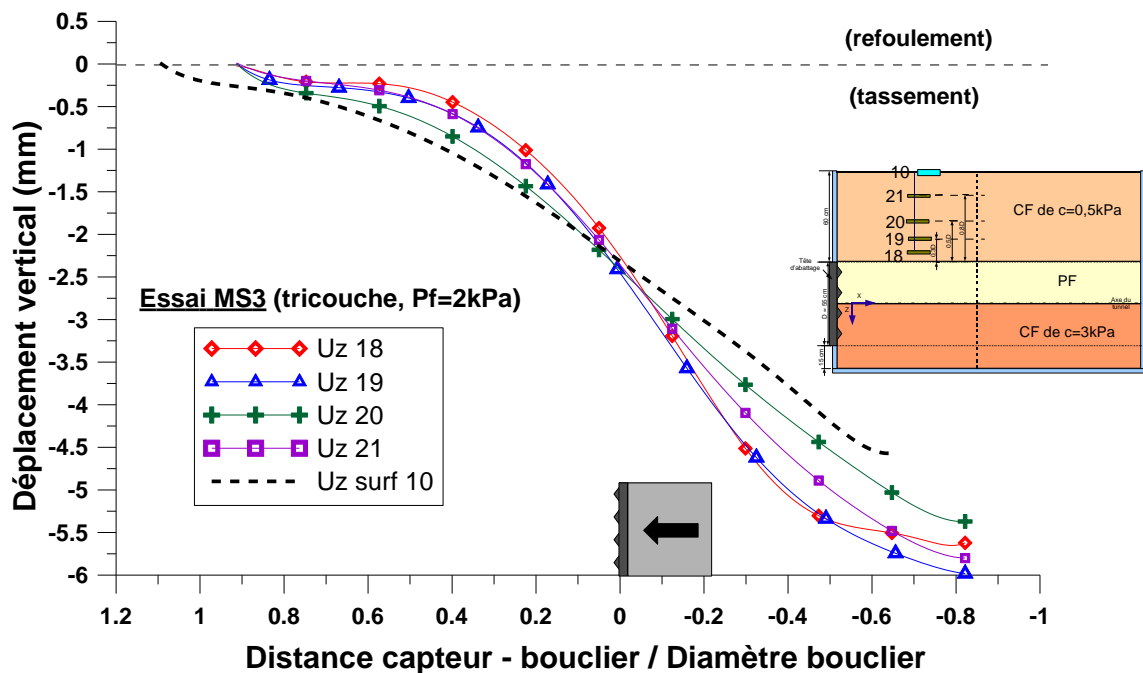


Figure 2-59 : Evolution des déplacements verticaux dans la hauteur de la couverture lors de l'essai MS3.

4.2.5 Contraintes radiales en piédroits, clé et radier en sols homogènes

Des mesures de contraintes ont également été effectuées en piédroits, clé et radier dans la direction radiale à 0.1 et 0.3D du tunnelier afin de compléter les mesures de déplacements radiaux effectuées en des positions analogues. Celles-ci mettent en évidence un phénomène stationnaire en parfaite cohérence avec le comportement en déplacement présenté au paragraphe 4.2.1 comme en atteste la Figure 2-60. En effet, à l'avant du bouclier (zone de refoulement), la contrainte radiale croît progressivement grâce à l'action combinée de la pression frontale et de l'effet compressif de la roue de coupe. Une fois le bouclier passé (zone de convergence), celle-ci diminue progressivement jusqu'au retour à une valeur proche de sa valeur initiale à partir d'un diamètre à l'arrière.

Notons que les contraintes radiales ont un profil oscillatoire (Figure 2-60(a)), lié à l'effet compressif de la roue de coupe (passage alterné de ses parties ouvertes et fermées) dont l'amplitude décroît lorsque la distance au tunnelier augmente.

Dans la plupart des cas, on ne constate qu'une faible atténuation des surpressions radiales dans la zone située entre 0.1D et 0.3D du tunnelier (Figure 2-60(b)). Cependant, on met clairement en évidence la similarité de l'évolution des contraintes en piédroits gauche et droit ce qui confirme la faible influence du sens de rotation de la roue de coupe sur le comportement du massif dans la direction radiale, conformément à l'analyse des déplacements (Figure 2-49). De même, le comportement en radier est à nouveau proche (en termes d'évolution et d'amplitude) de celui observé en piédroits au cours du creusement. Le comportement en clé est en revanche très différent : celui-ci est marqué par un fort déconfinement de la zone de sol situé en clé au passage du bouclier. Ce déconfinement traduit l'existence d'effets de voûte autour de la machine qui seront analysés au paragraphe 4.4.

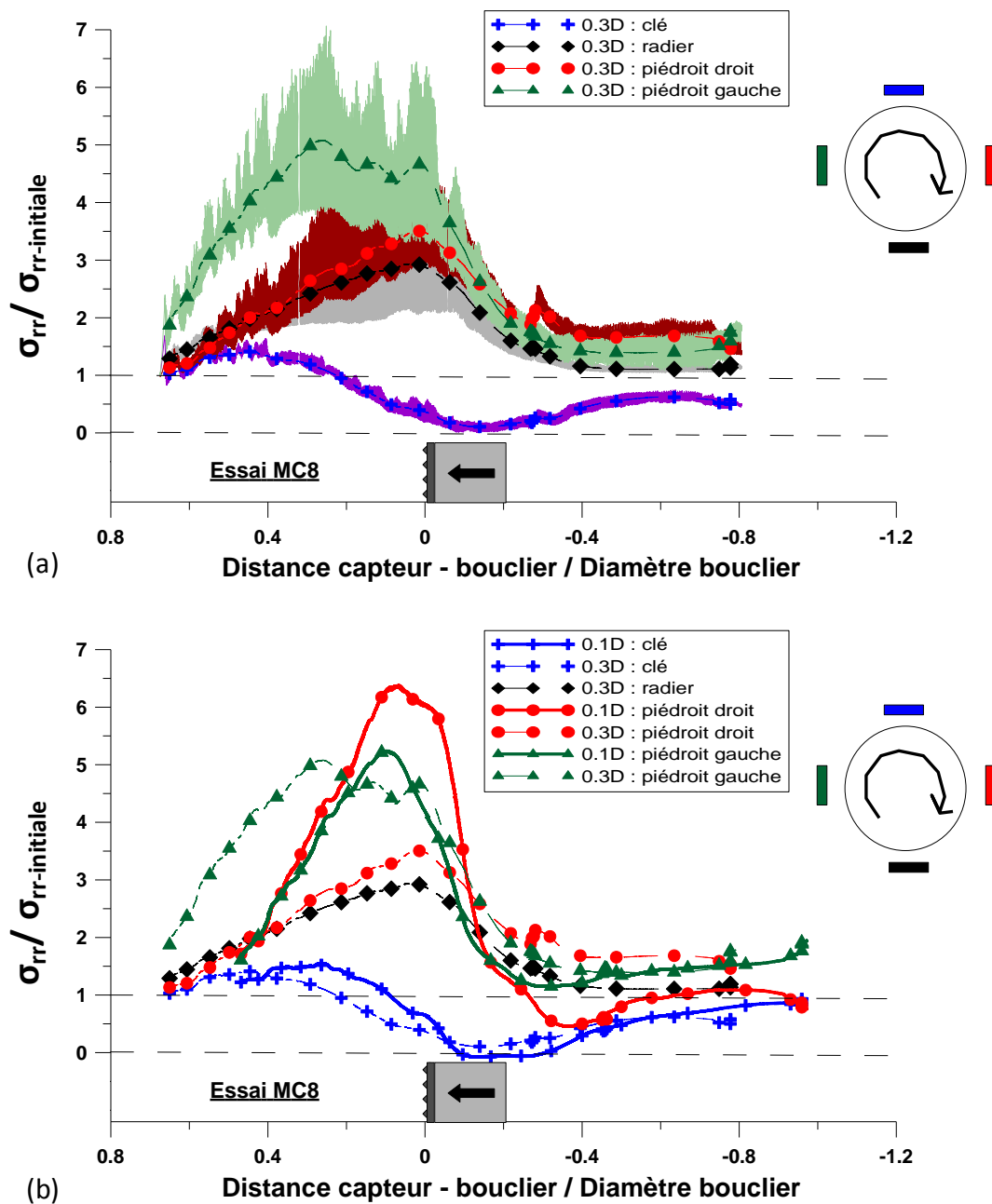


Figure 2-60 : Evolution des contraintes radiales lors du creusement en régime d'équilibre : courbes « brutes » à 0.3D du tunnelier (a) et courbes moyennées à 0.1D et 0.3D (b).

4.2.6 Contraintes radiales : apport des essais en massif stratifiés

Les valeurs moyennes de contraintes radiales mesurées en massifs stratifiés bicouche (MS2) et tricouche (MS3) sont mises en relation avec celles mesurées lors d'un essai en massif purement frottant (MF13) en Figure 2-61. On rappelle que ces trois essais ont été réalisés pour des valeurs de pression frontales valant respectivement $3.4\sigma_{ho}$ (MS2), $0.7\sigma_{ho}$ (MS3) et $1.6\sigma_{ho}$ (MF13).

Ces essais confirment le comportement stationnaire (refoulement à l'avant du bouclier, convergence à l'arrière) observé en massif homogène cohérent frottant (essai MC8). Ils confirment également la similarité de comportement en piédroits et radier ainsi que la présence d'une zone de sol déconfinée verticalement en clé du tunnelier.

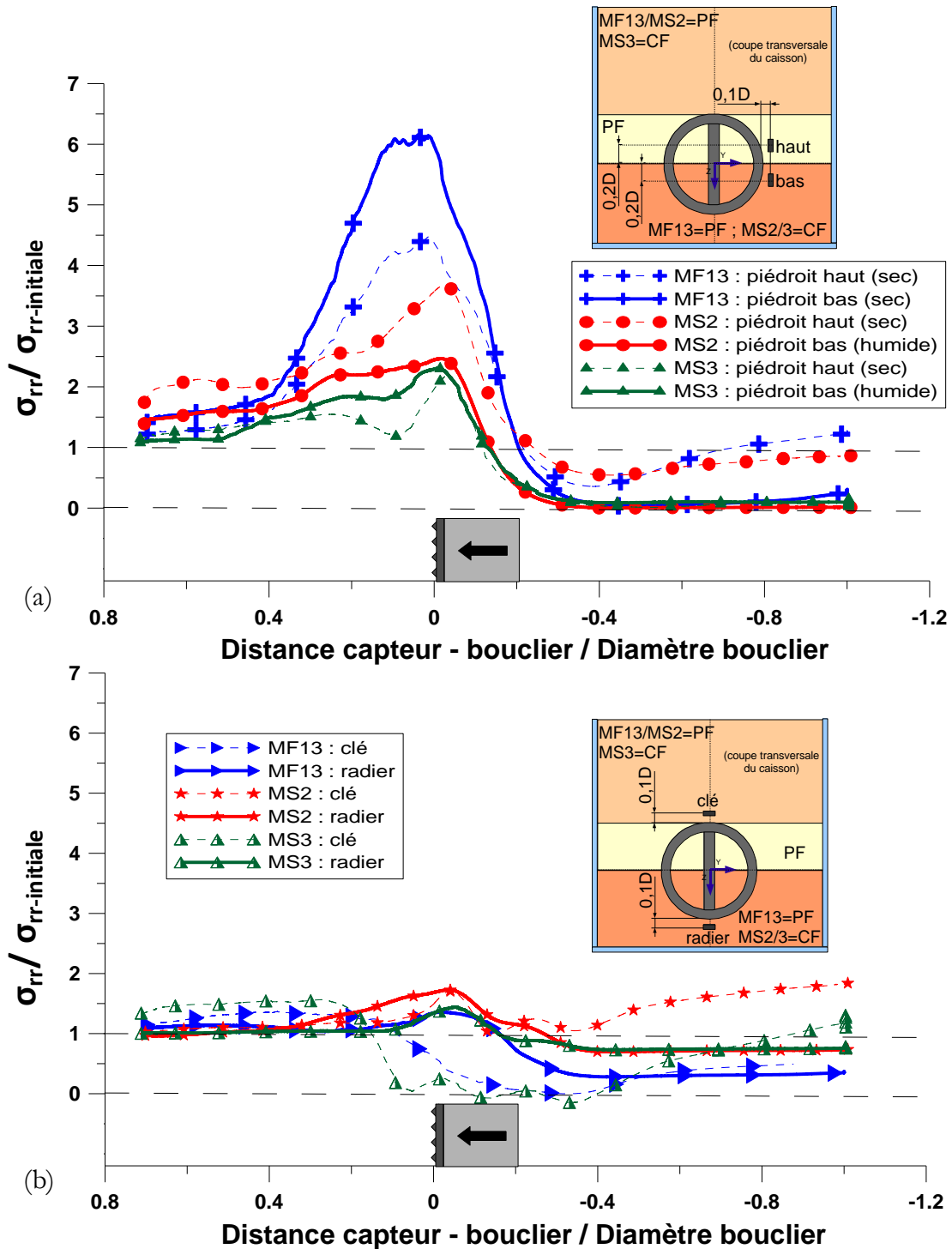


Figure 2-61 : Contraintes radiales en piédroits (a), clé et radier (b) : observées lors des essais en massifs stratifiés.

Par ailleurs, les essais en massifs stratifiés montrent que l'évolution des contraintes radiales dans les couches sèches et humides sont sensiblement identiques (essais MS2 et MS3). On rappelle par contre que les déplacements radiaux sont plus faibles dans la couche humide que dans la couche sèche (Cf. §4.2.2). Ce constat, cohérent avec la plus forte rigidité du matériau humide (Tableau 2-3), sera à prendre en compte lors du choix des conditions aux limites des modèles numériques.

4.3 Comportement au front de taille

4.3.1 Déplacements horizontaux frontaux

L'évolution des déplacements horizontaux frontaux mesurés dans le plan vertical passant par l'axe du tunnel au cours de trois essais de creusement réalisés en régime d'équilibre est présentée en Figure 2-62 et Figure 2-63. Afin de produire une analyse synthétique des déplacements horizontaux frontaux observés sur modèle réduit, la Figure 2-64 présente par ailleurs les courbes maîtresses de déplacement horizontal frontal au dessus de l'axe, à une distance d de celui-ci dans la direction verticale, déduites de l'ensemble de nos essais.

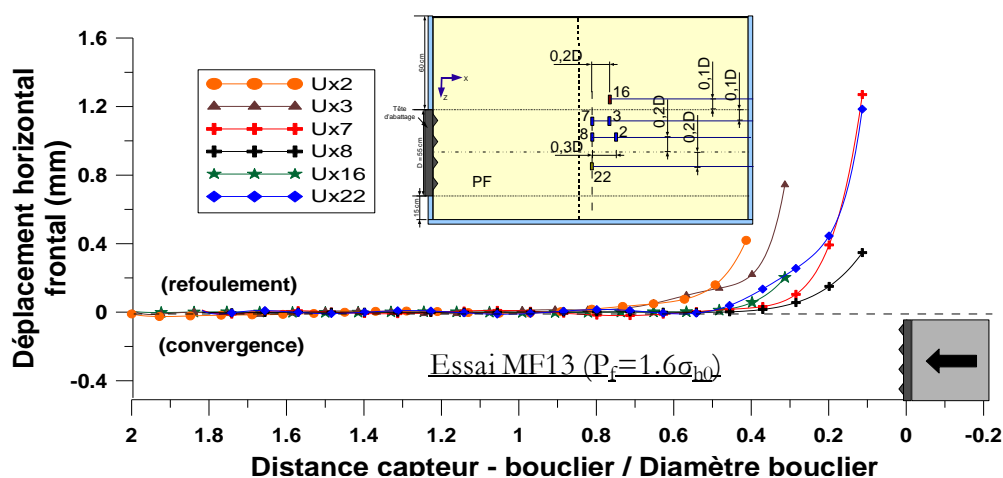


Figure 2-62 : Déplacements horizontaux frontaux mesurés en régime d'équilibre en massif homogène.

Notons tout d'abord que l'amplitude de ces déplacements horizontaux est globalement très faible, de l'ordre du millimètre, ce qui correspond à des déplacements horizontaux frontaux de l'ordre du centimètre sur chantier, rapport d'échelle effectué. Ceux-ci restent relativement localisés à proximité du front de taille, généralement à moins de 0.5 à 0.6D de celui-ci, voire 1D dans le cas de conditions de pilotage peu favorables. L'amplitude de ces déplacements (extrusion ou refoulement) est croissante à l'approche du tunnelier de par l'effet de diffusion de la pression frontale dans le massif.

De plus, les déplacements observés peuvent être directement reliés à la valeur de la pression frontale imposée, cette bonne correspondance confirmant la qualité des mesures de déplacements internes et de poussée frontale effectuées. En effet, lorsque celle-ci est supérieure à la poussée des terres, des mouvements de refoulement sont observés dont l'amplitude est croissante avec la valeur de la pression frontale. Notons que ce refoulement est dans ce cas du même ordre de grandeur sur toute la hauteur du front (amplitudes au plus multipliées par 3). Ce constat est vrai en massif homogène (essai MF13 en Figure 2-62) comme stratifié (essai MS2 en Figure 2-63(a)). Dans le cas d'une pression frontale inférieure à la poussée des terres, on observe une extrusion en partie haute du front de taille (essais MS3, MC4 et MC7 sur la Figure 2-64). Notons que dans ce cas, les déplacements horizontaux frontaux peuvent être beaucoup plus faibles en partie basse du front de taille qu'en partie haute (exemple de l'essai MS3 en Figure 2-63(b)).

Notons enfin que l'influence de la cohésion et de la stratification du massif sur l'amplitude des déplacements horizontaux frontaux en régime d'équilibre semble secondaire lors de nos essais, les différences entre les différentes courbes maîtresses de la Figure 2-64 pouvant entièrement s'expliquer par les différences de pressions frontales imposées.

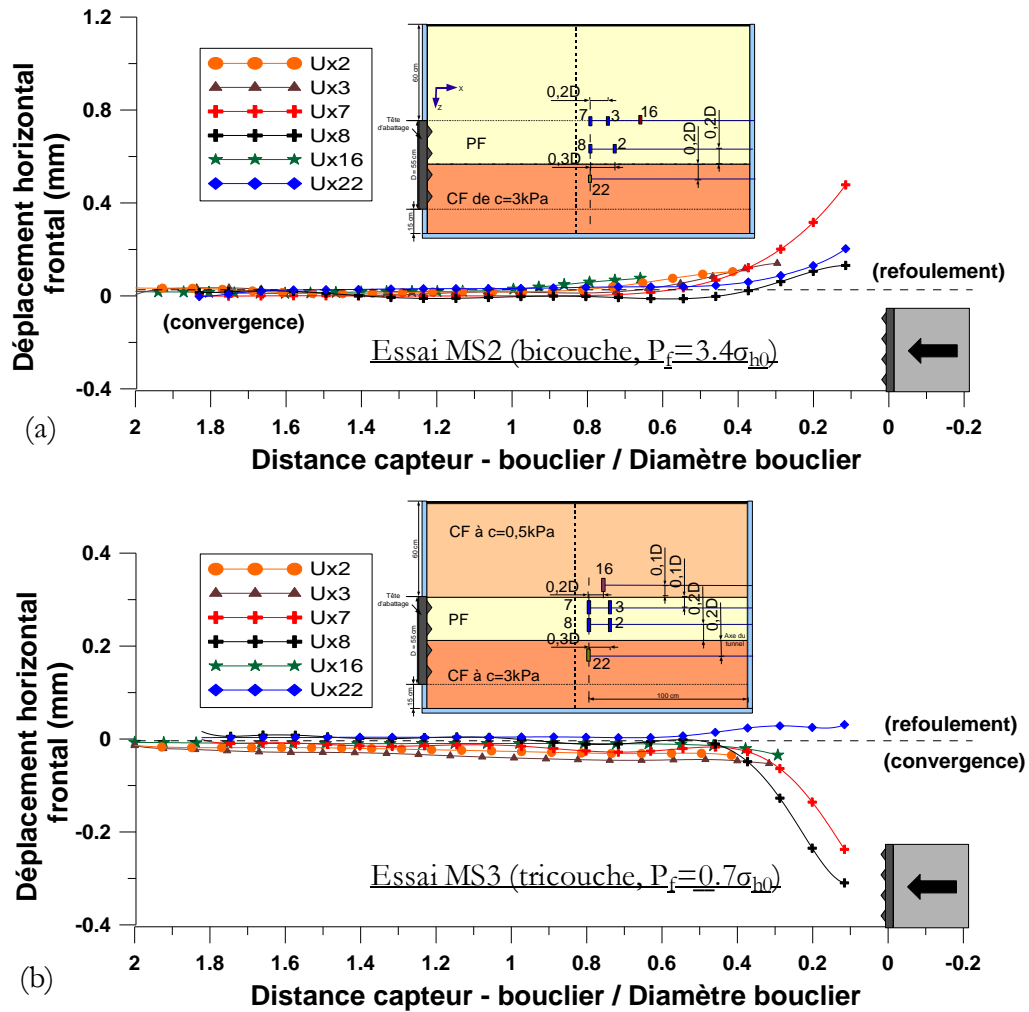


Figure 2-63 : Déplacements horizontaux frontaux mesurés en régime d'équilibre en massifs stratifiés.

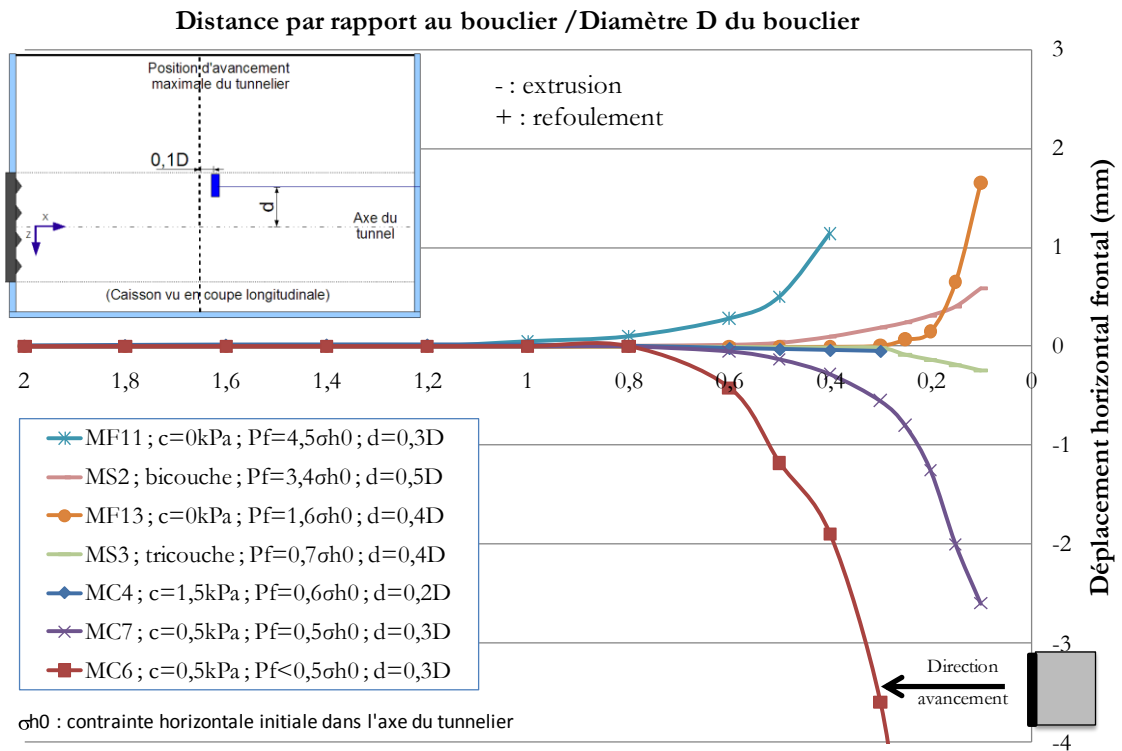


Figure 2-64 : Synthèse des déplacements horizontaux frontaux mesurés en régime d'équilibre.

4.3.2 Contraintes horizontales frontales dans l'axe du tunnel

L'analyse des déplacements horizontaux frontaux peut être complétée par celle des contraintes horizontales frontales mesurées dans le terrain à proximité de l'axe du tunnel, à l'avant du bouclier (capteurs 35 et 37 de la Figure 2-65).

Nos essais mettent en évidence un comportement stationnaire de ces contraintes comme en atteste la Figure 2-65, permettant la détermination de courbes maîtresses de contraintes horizontales frontales, synthétisées en Figure 2-66. Notons que les contraintes horizontales frontales présentent des profils oscillatoires dont l'amplitude est croissante à l'approche du tunnelier. Ces oscillations sont liées à l'action compressive de la roue de coupe sur le matériau qui l'entoure.

Le comportement en contrainte observé est plus complexe que celui en déplacement. En effet, quel que soit la valeur de la pression frontale (inférieure ou supérieure à la poussée des terres au repos), nos essais mettent en évidence une croissance de la contrainte horizontale loin à l'avant jusqu'à une valeur supérieure à la poussée des terre suivie d'une diminution de cette contrainte (Figure 2-66).

Ce constat peut en partie s'expliquer par la diffusion de l'effort de poussée du tunnelier dans le terrain. Notons au passage le bon accord, à 0.5D à l'avant du bouclier, entre les valeurs de contraintes horizontales frontales et la pression frontale exercée par le tunnelier (car $\sigma_{xx\text{-initiale}} \approx \sigma_{h0}$). Celui-ci est la preuve de la qualité des mesures de contraintes effectuées ainsi que de la fiabilité de la méthode utilisée pour estimer la pression frontale.

La diffusion de l'effort de poussée n'explique cependant pas la totalité du comportement observé, notamment l'augmentation de contrainte à plus de 1D à l'avant du bouclier lors des essais MC6 et MC7 alors que la pression frontale est inférieure à la poussée initiale des terres, ou la diminution de contrainte à moins de 0.5D lors des essais MC5 et MF11 alors que la pression frontale y est supérieure. Un second phénomène, l'existence d'un effet de voûte au dessus de la clé du tunnelier, doit être pris en compte. Celui-ci sera présenté au paragraphe 4.4.

Les contraintes horizontales frontales ayant été mesurées en des positions voisines (0,1D à l'avant de la position finale d'avancement) de celles utilisées pour les déplacements frontaux (partie 4.3), elles permettent de caractériser la relation contrainte/déplacement suivie par le front de taille et offrent une information complémentaire à la Figure 2-64. La Figure 2-67 illustre le bon accord entre ces deux grandeurs à partir desquelles on retrouve le comportement élastoplastique du massif de sol. En effet, on voit sur cette figure un intervalle de variation de la contrainte horizontale frontale source de faibles déplacements (zone «élastique») au-delà duquel des déplacements horizontaux importants apparaissent (seuils de plasticité).

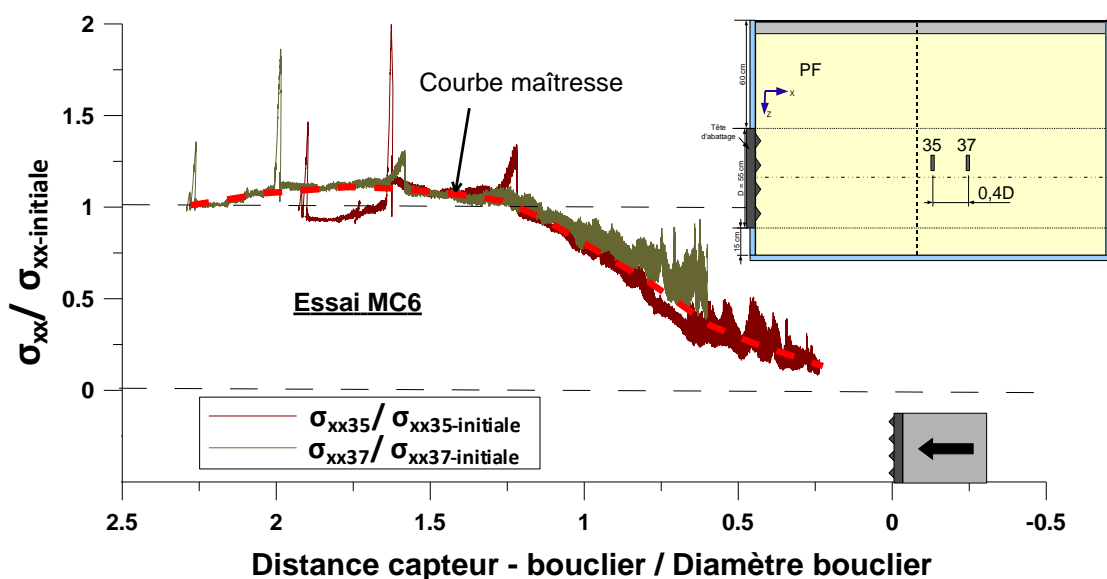


Figure 2-65 : Evolution des contraintes horizontales frontales à proximité de l'axe du tunnel au cours du creusement.

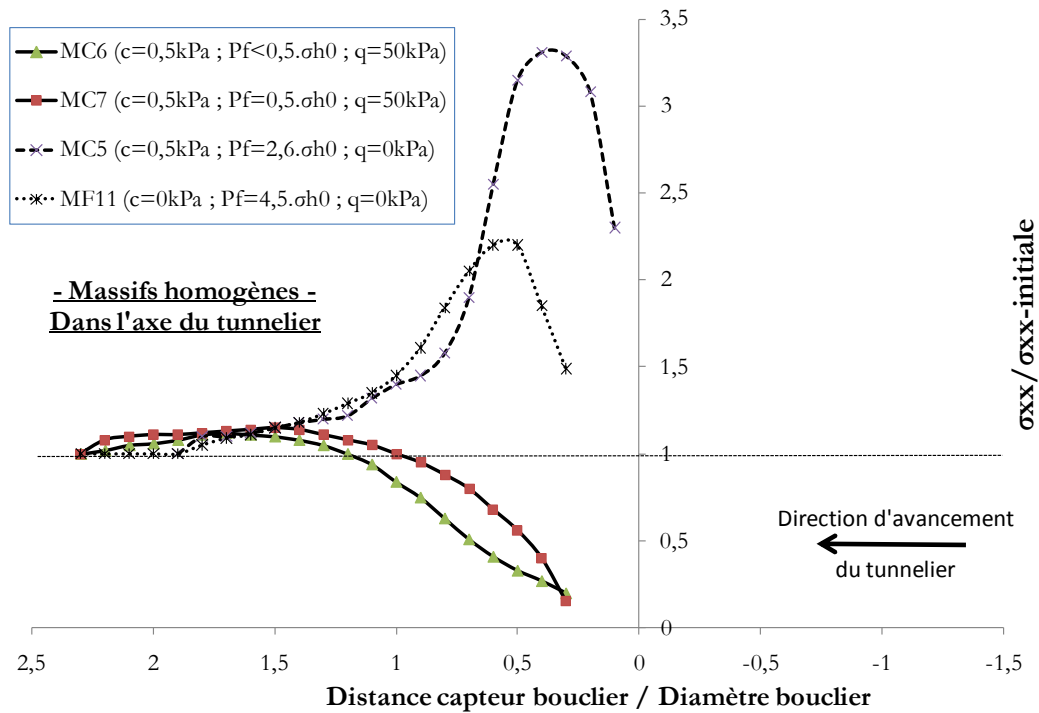


Figure 2-66 : Synthèse des courbes maîtresses de contraintes horizontales frontales à proximité de l'axe du tunnel au cours de phases de creusement en régime d'équilibre.

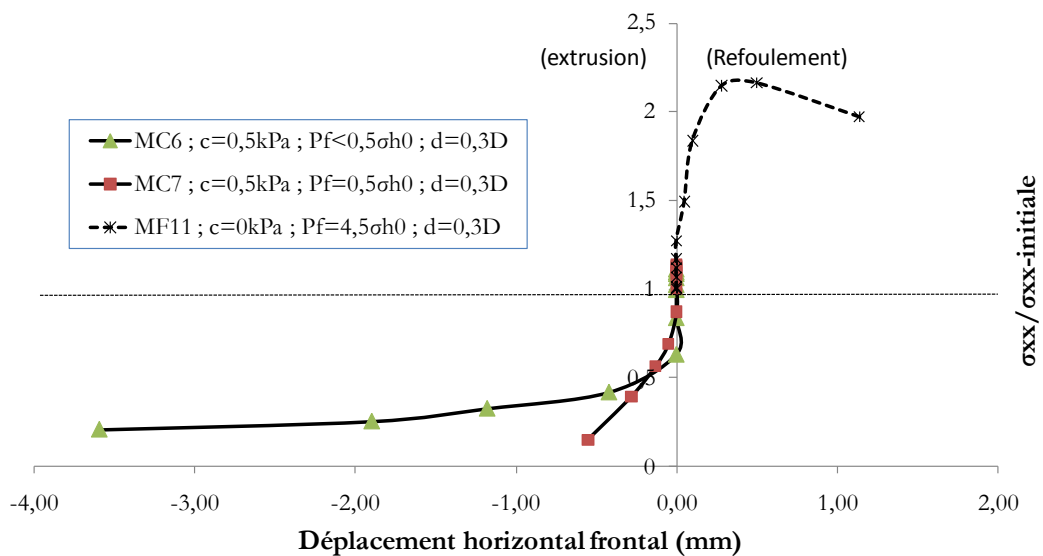


Figure 2-67 : Relation entre contraintes et déplacements horizontaux frontaux en régime d'équilibre.

La pression frontale ayant une influence prépondérante sur l'évolution des contraintes horizontales frontales, les différents essais réalisés en massifs homogènes ne permettent pas de juger de l'influence d'autres paramètres tels que la cohésion de la couche considérée. Pour cela, on peut s'appuyer sur les essais réalisés en massifs stratifiés puisque l'évolution des contraintes dans deux couches de natures différentes, situées de part et d'autre de l'axe du tunnelier, peut être analysée lors d'un même essai, i.e. à pression frontale identique. La Figure 2-68 présente l'évolution de ces contraintes, moyennées pour faciliter la lecture, lors des essais MS2 et MS3.

On observe que dans le cas d'une pression frontale supérieure à la poussée des terres (essai MS2), la contrainte horizontale frontale croît plus fortement dans la couche humide que dans la couche sèche à l'approche du bouclier (capteur 39 par rapport au capteur 35 de la Figure 2-68). Les refoulements horizontaux frontaux dans ces deux couches ont par contre été similaires (capteurs 8 et 22 de la Figure 2-63). Cela peut s'expliquer par le fait que le matériau humide ait un module de déformation supérieur à celui du sable sec (Cf. Tableau 2-3). Dans le cas d'une pression frontale inférieure à la poussée initiale des terres (essai MS3), on observe que la contrainte

horizontale frontale croît dans la couche humide (capteur 39 de la Figure 2-68) mais décroît fortement dans la couche purement frottante située en partie haute du front. Cette évolution des contraintes horizontales est en adéquation avec le comportement en déplacement illustré en Figure 2-63(b).

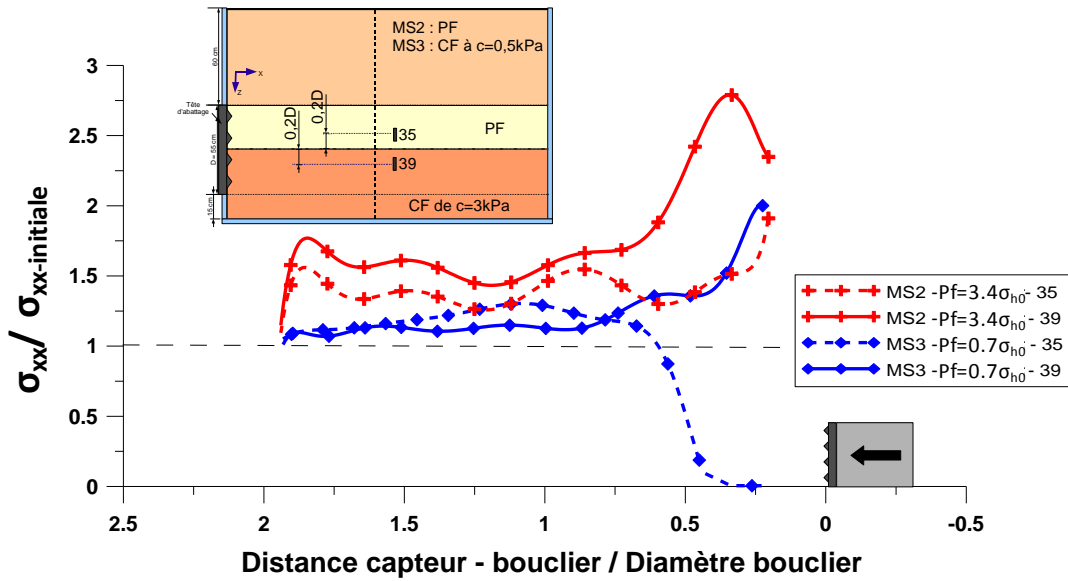


Figure 2-68 : Contraintes horizontales frontales en régime d'équilibre : influence de la cohésion observée en massifs stratifiés.

4.3.3 Contraintes verticales au voisinage de l'axe du tunnel

De même que les contraintes horizontales, les contraintes verticales mesurées au voisinage de l'axe du tunnel (Figure 2-69) ont une évolution stationnaire composée d'une phase de croissance jusqu'à une valeur supérieure au poids des terres puis une phase de décroissance à l'approche du bouclier. Notons que ces contraintes ont un profil oscillatoire mais que seules des courbes moyennes ont été présentées pour faciliter la lecture de cette figure.

De même que pour les contraintes horizontales frontales, les courbes maîtresses de contrainte verticale (Figure 2-70) issues de différents essais en massifs homogènes confirment l'existence d'un comportement complexe influencé en partie par la diffusion de l'effort de poussée (augmentation de la contrainte à l'approche du bouclier) et par l'existence d'effets de voûte autour de la machine (existence d'une zone allégée à proximité du bouclier). Une meilleure compréhension de ces phénomènes et une quantification de leur dépendance à l'égard de la pression frontale ou de la cohésion du massif sera effectuée au paragraphe suivant.

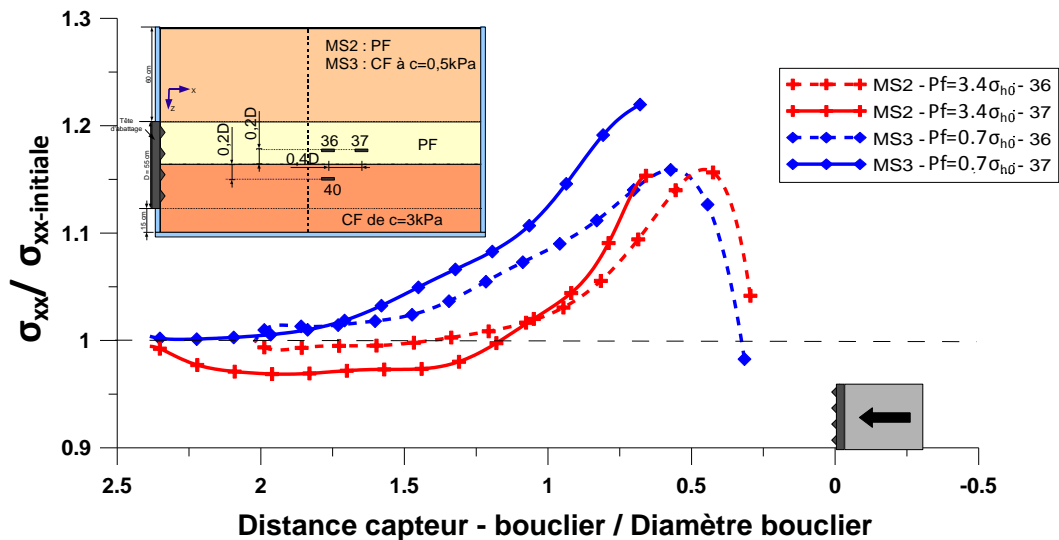


Figure 2-69 : Evolution des contraintes verticales frontales en creusement en régime d'équilibre.

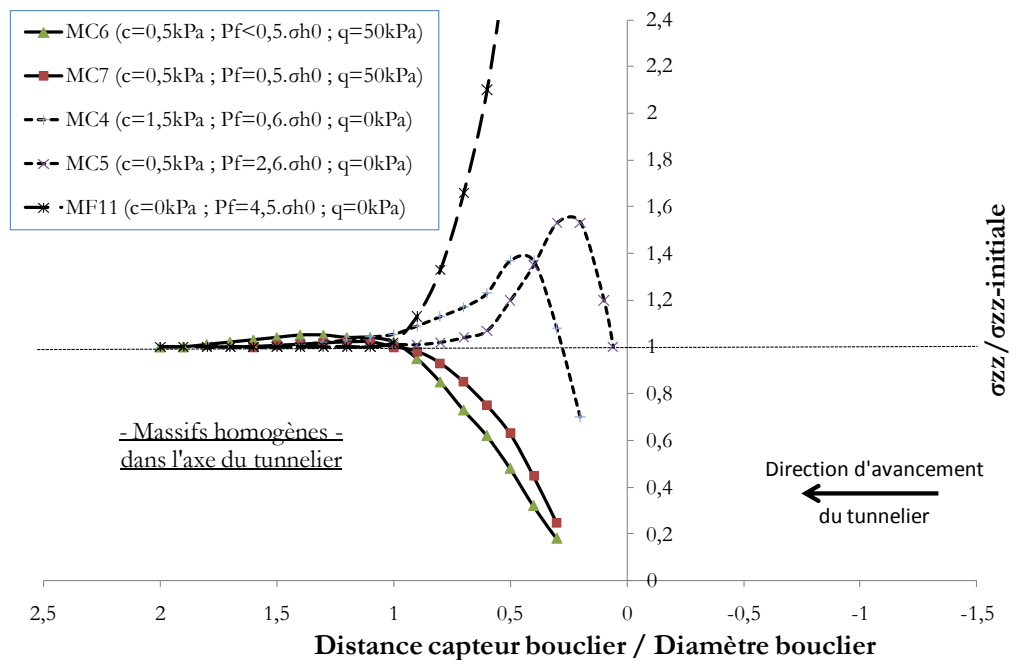


Figure 2-70 : Courbes maîtresses de l'évolution de la contrainte verticale frontale au voisinage de l'axe.

4.4 Effets de voûte tridimensionnels autour de la machine

4.4.1 Un phénomène stationnaire dans la direction longitudinale

Afin d'expliquer le comportement en contrainte observé dans l'axe du tunnel (accroissement des contraintes horizontales et verticales jusqu'à $0.5D$ devant le front et décroissance à une distance plus faible), une large instrumentation en capteurs de contrainte verticale a été mise en place à $0.2D$ au dessus de la clé du tunnelier au cours des différents essais réalisés sur modèle réduit. La Figure 2-71 présente les résultats obtenus dans la direction longitudinale lors de deux essais réalisés en massif cohérent frottant de cohésion 0.5kPa avec une pression de surface de 50kPa (essais MC6 et MC7). Notons tout d'abord que la forte similarité entre les courbes obtenues lors de ces deux essais de caractéristiques identiques est preuve de la répétabilité de nos mesures.

La stationnarité de l'évolution de la contrainte verticale au dessus de la clé du tunnel apparaît de façon indéniable lors de ces deux essais puisque les réponses des six capteurs disposés le long de l'axe se superposent de façon quasi parfaite en fonction de la distance au bouclier. On observe qu'avant le passage de la roue de coupe, les contraintes verticales au dessus de l'axe du tunnel croissent (positions situées entre 1 et $2D$ à l'avant du bouclier) puis qu'elles diminuent jusqu'à s'annuler lors du passage du bouclier. Elles réaugmentent ensuite jusqu'à une distance d'environ $1,2$ diamètres à l'arrière du bouclier, où la contrainte verticale semble à nouveau se stabiliser.

Cette évolution des contraintes au cours du creusement peut s'expliquer par l'existence d'un effet de voûte longitudinal déjà partiellement observé expérimentalement sur le modèle réduit de l'ENTPE (Doan, 2007) et sur modèle réduit centrifugé (Nomoto et al, 1999). Dans la pratique, ces effets de voûte peuvent avoir un rôle significatif tant sur la stabilité du front que sur le guidage de la machine.

Cet effet de voûte, et plus particulièrement l'existence d'une zone de sol dans laquelle la contrainte verticale est inférieure au poids des terres, s'explique à l'échelle macroscopique par l'existence de déformations locales liées au creusement, entraînant l'apparition de contraintes de cisaillement à l'intérieur du massif, d'où une rotation des axes principaux de contrainte et le report du poids des terres de part et d'autre du tunnelier. A l'échelle microscopique, l'effet de voûte est permis grâce à l'existence d'un réseau fragile de chaînes de forces au sein des matériaux granulaires. Plusieurs auteurs ont mis en évidence ces chaînes de force expérimentalement grâce à la photoélasticimétrie. Citons par exemple les expériences d'Howell et Behringer à Durham (USA) (Behringer et al, 1999) réalisées dans une cellule annulaire de cisaillement qui ont permis d'aboutir à la Figure 2-72(a).

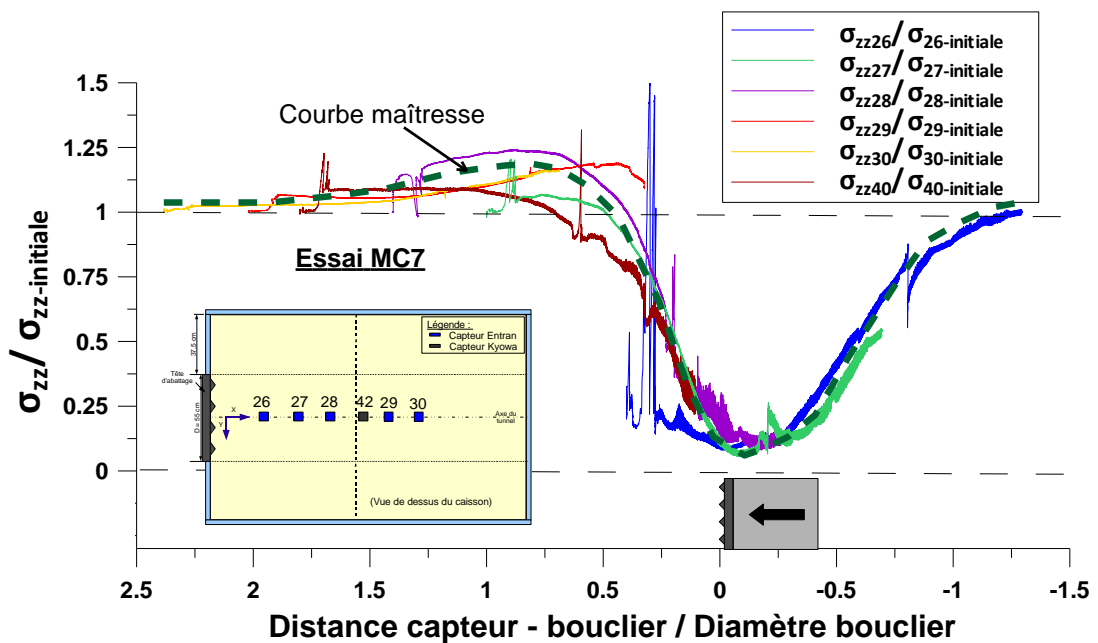
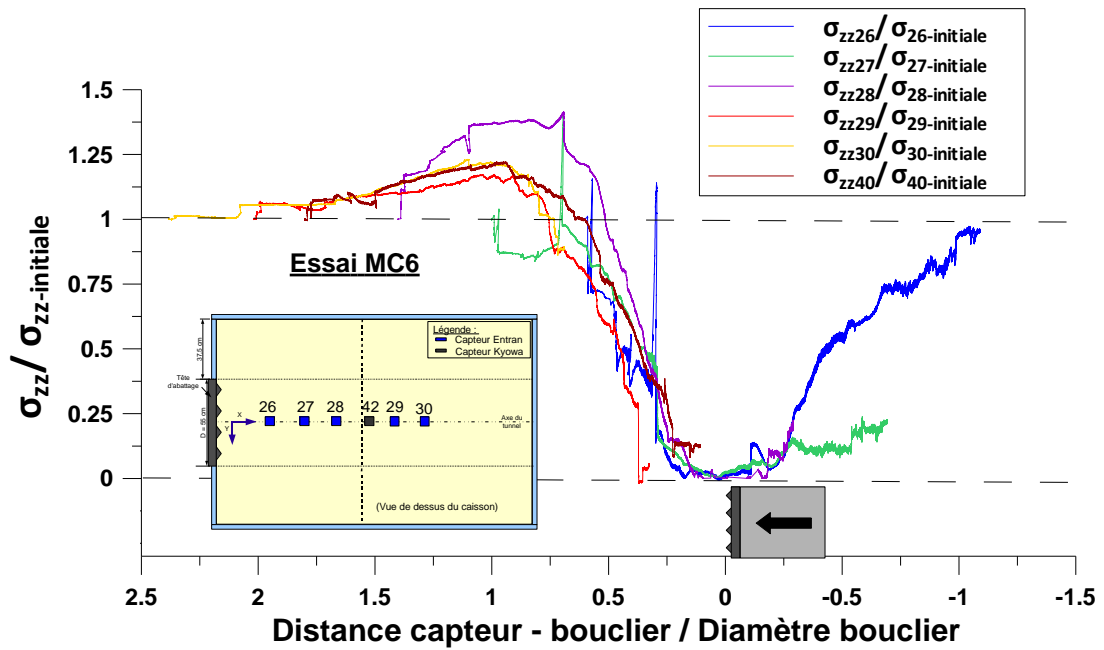


Figure 2-71 : Evolution stationnaire des contraintes verticales dans l'axe, à 0.2D au dessus de la clé du tunnelier, en creusement en régime d'équilibre (essais MC6 et MC7).

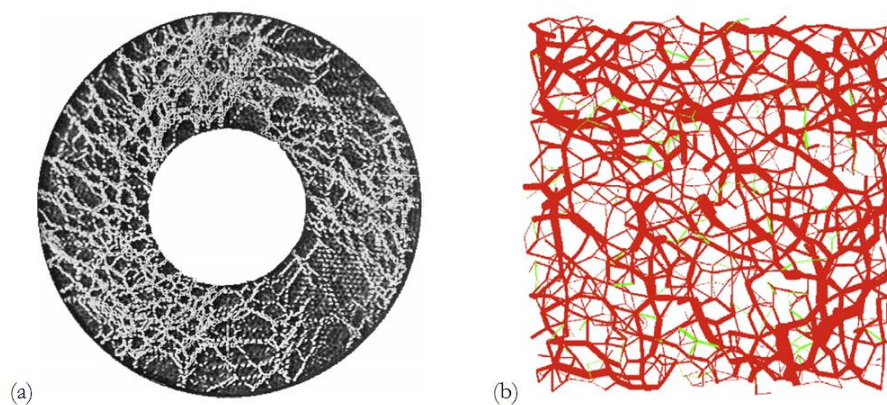


Figure 2-72 : Mise en évidence expérimentales ((a) Behringer et al, 1999) et numériques ((b) Richefeu et al, 2009) d'un réseau de chaînes de force dans les matériaux granulaires.

De nombreuses simulations numériques ont également été entreprises pour modéliser la statique et la dynamique des matériaux granulaires et ainsi aboutir à de nombreuses informations microscopiques, i.e. à l'échelle du grain, difficile à acquérir expérimentalement. Citons par exemple celles de Richefeu et al (2009), utilisant la *Contact Dynamics Method*, et permettant d'obtenir des figures telles que celle représentée sur la Figure 2-72(b). De nombreuses références bibliographiques concernant les mises en évidence expérimentales et numériques de ces chaînes de force pourront être trouvées dans Claudin (1999) et de nombreux détails sur les avancées effectuées en termes de modélisation numérique pourront être obtenus dans Richefeu et al (2008, 2009).

4.4.2 Etude paramétrique dans la direction longitudinale

Tous les essais sur modèle réduit ayant mis en œuvre l'instrumentation nécessaire ont mis en évidence lors des régimes d'équilibre le profil de contraintes verticales présenté précédemment. Les courbes maîtresses de contraintes verticales issues de ceux-ci sont présentées au travers des différents graphiques de la Figure 2-73. Une analyse de l'influence des paramètres pression frontale et cohésion du massif sur ces profils est proposée ci-après.

On observe tout d'abord que quelles que soient les conditions de l'essai, le minimum de contrainte verticale se situe toujours légèrement à l'arrière du front de taille (à une distance d'environ $-0.2D$), en accord avec le fait que les déplacements verticaux en clé soient de vitesse la plus importante en cette position (Figure 2-55).

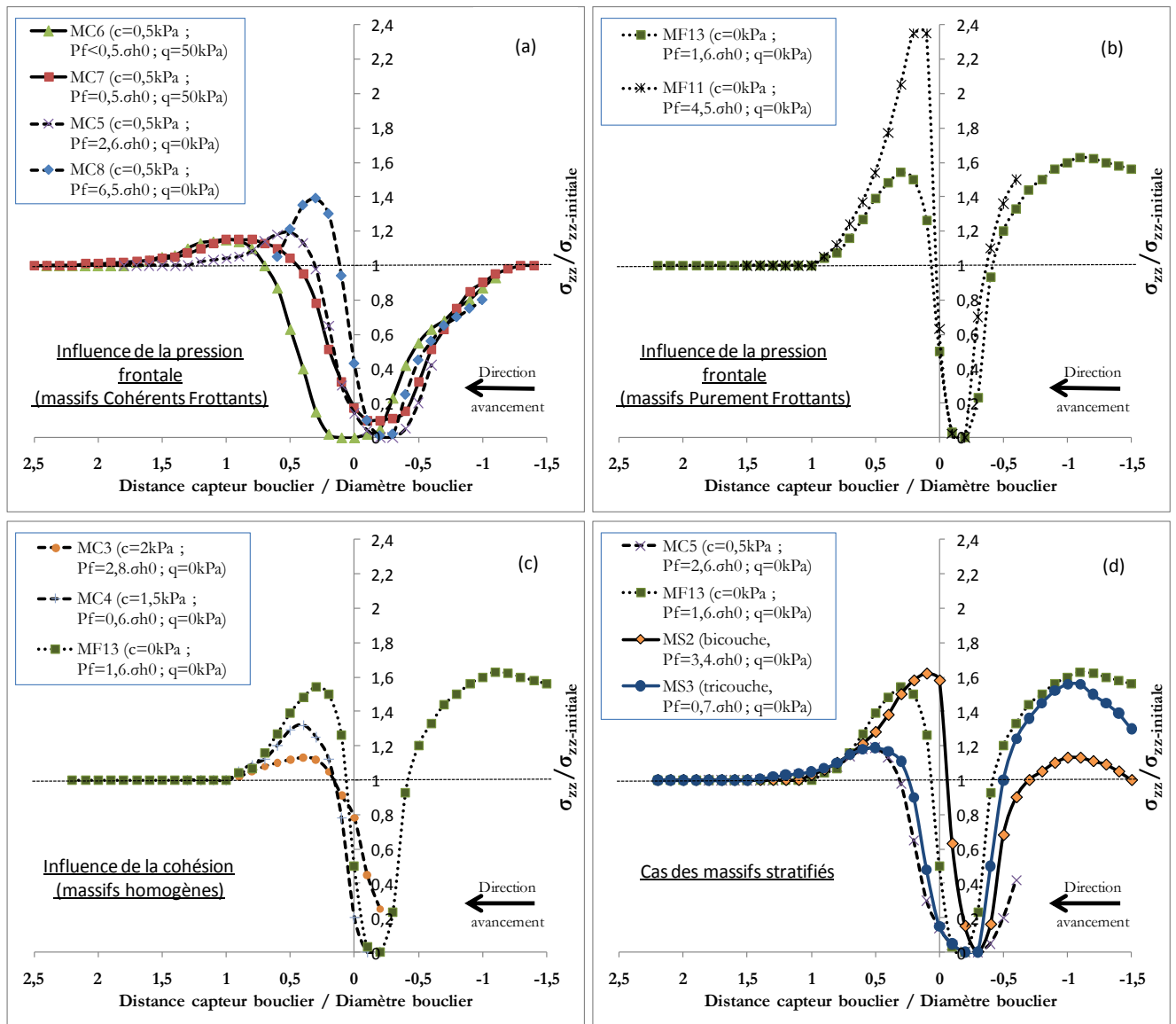


Figure 2-73 : Etude paramétrique de l'évolution de l'effet de voûte longitudinale à partir des essais de creusement en régime d'équilibre sur modèle réduit.

De plus, les figures (a) et (b) montrent qu'une diminution de la pression frontale entraîne une extension longitudinale de la zone allégée et une diminution de l'amplitude du report de part et d'autre de la zone allégée. Ce phénomène est vrai en massif purement frottant comme cohérent frottant et peut s'expliquer par l'extension de la zone de sol affectée par les déplacements, d'où une mobilisation de contraintes de cisaillement dans une zone de massif plus étendue lorsque la pression frontale décroît (d'où le plus faible report).

La comparaison entre les arcs de voûte en massif cohérent frottant (a) et purement frottant (b) révèle des zones allégées moins étendues longitudinalement et des amplitudes de report supérieures en massif purement frottant. Les essais réalisés à différentes valeurs de cohésion (c) confirment cette tendance. Ainsi, il apparaît qu'une augmentation des contraintes de cisaillement admissibles dans le terrain lorsque la cohésion du massif croît favorise la reprise du poids des terres (par cisaillement) et autorise un plus grand étalement horizontal de l'arc de voûte.

Ces tendances sont en partie confirmées par les essais réalisés en massifs stratifiés (d) puisqu'à l'avant du bouclier, on observe que le cas du massif bicouche (de couverture purement frottante) est proche du cas homogène purement frottant et que celui du massif tricouche (de couverture cohérente frottante de cohésion 0.5kPa) est proche du cas homogène cohérent frottant de même cohésion (MC5).

4.4.3 Observations dans la direction transversale

En complément de l'effet de voûte longitudinal présenté précédemment, les mesures de contraintes verticales effectuées à 0.2D au dessus de la clé du tunnelier, témoignent de l'existence d'un effet de voûte transversal à la direction d'avancement du tunnelier. Il se caractérise par l'existence d'une zone allégée s'étendant dans la direction transversale (capteurs 28 et 25 de la Figure 2-74) avec une reprise du poids des terres de part et d'autre de celle-ci, en pieds de tunnel (capteurs 24 et 40). Cet effet de voûte transverse a déjà été partiellement étudié sur des modèles de trappe (Nakai et al, 1997) ou de tube pressurisé (Lee et al, 2006).

On peut s'interroger sur l'évolution des dimensions de la zone allégée dans la direction transversale en fonction de la cohésion du massif ou de la pression frontale. La Figure 2-75 présente les valeurs de contrainte verticale à différentes distances de l'axe dans la section transversale d'allègement maximum (représentée en pointillés sur la Figure 2-74) pour cinq essais ayant mis en œuvre l'instrumentation adéquate.

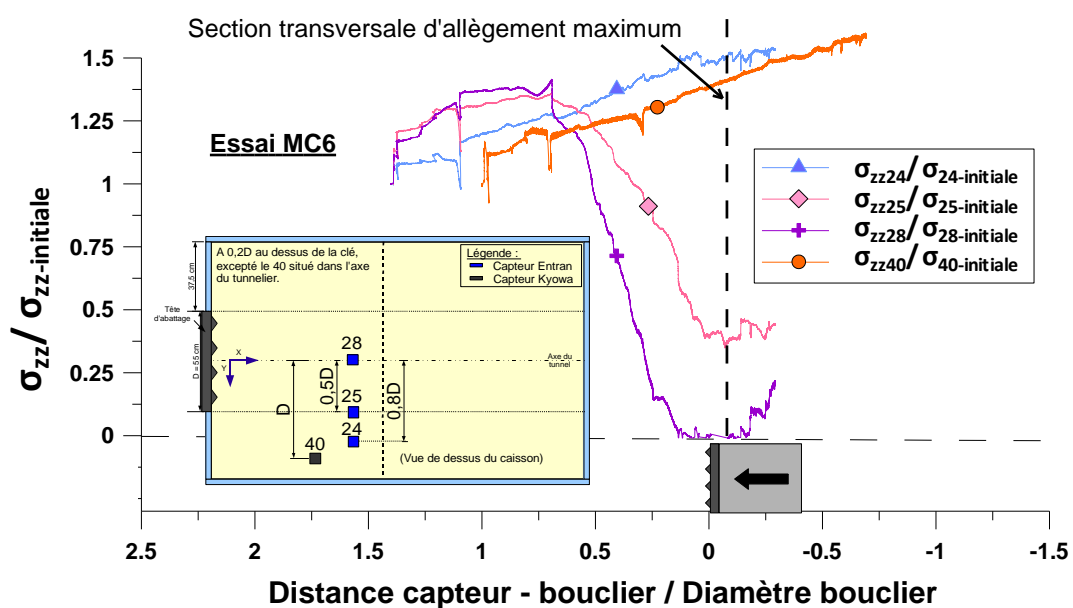


Figure 2-74 : Evolution transversale de la contrainte verticale à 0.2D au dessus de la clé du tunnel.

On observe que dans toutes les conditions testées, la zone déconfinée s'étend jusqu'à au moins 0.5D de l'axe du tunnelier dans la direction transversale. Par ailleurs, une reprise de poids des terres à partir de 0.7D a été observée pour des essais de caractéristiques différentes (MC6, MC7 et MF11), essais pour lesquels les arcs de voûte longitudinaux étaient d'extensions très différentes (Figure 2-73). Ceci pourrait mettre en évidence une plus faible influence de la pression frontale (et éventuellement de la cohésion du massif) sur les effets de voûte dans la direction transversale que longitudinale. Cette tendance devrait cependant être confortée grâce à de nouveaux essais sur modèle réduit ou grâce à des modélisations numériques.

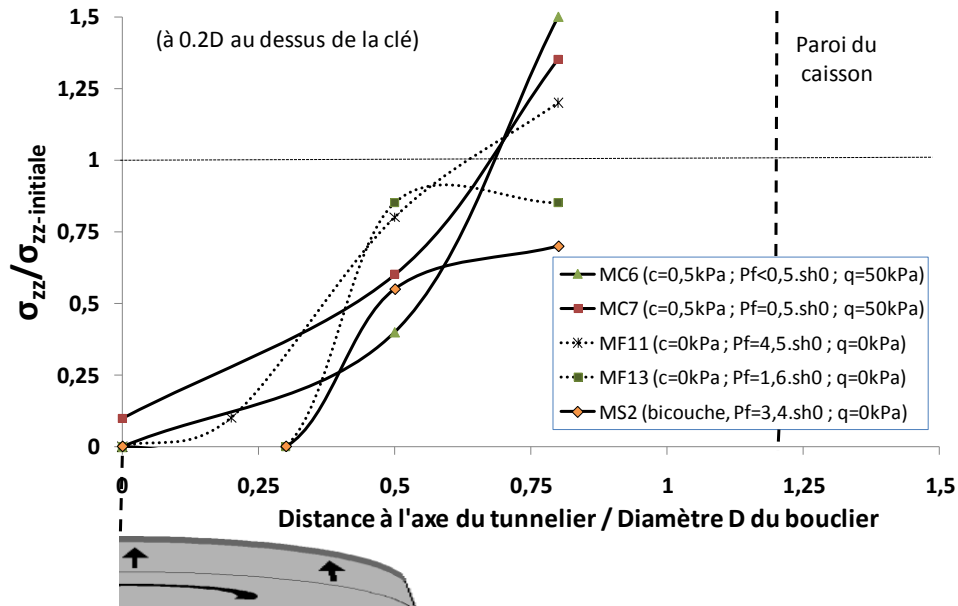


Figure 2-75 : Synthèse des dimensions de la zone allégée dans la direction transversale lors de différents essais de creusement en régime d'équilibre.

4.4.4 Evolution du phénomène de voûte dans la hauteur de la couverture

En complément des mesures précédentes, des mesures de contraintes verticales lors des essais en massif purement frottant (MF11, MF13) et cohérent frottant (MC6 et MC7) ont mis en évidence l'existence d'une zone allégée jusqu'à au moins 0.8D au dessus de la clé du tunnelier (Figure 2-76). Rappelons que lors de nos essais, la hauteur de couverture est 1.1D. Nos mesures montrent que l'amplitude de l'allègement, l'amplitude des reports et la longueur de la zone allégée dans la direction longitudinale décroît lorsqu'on se rapproche de la surface.

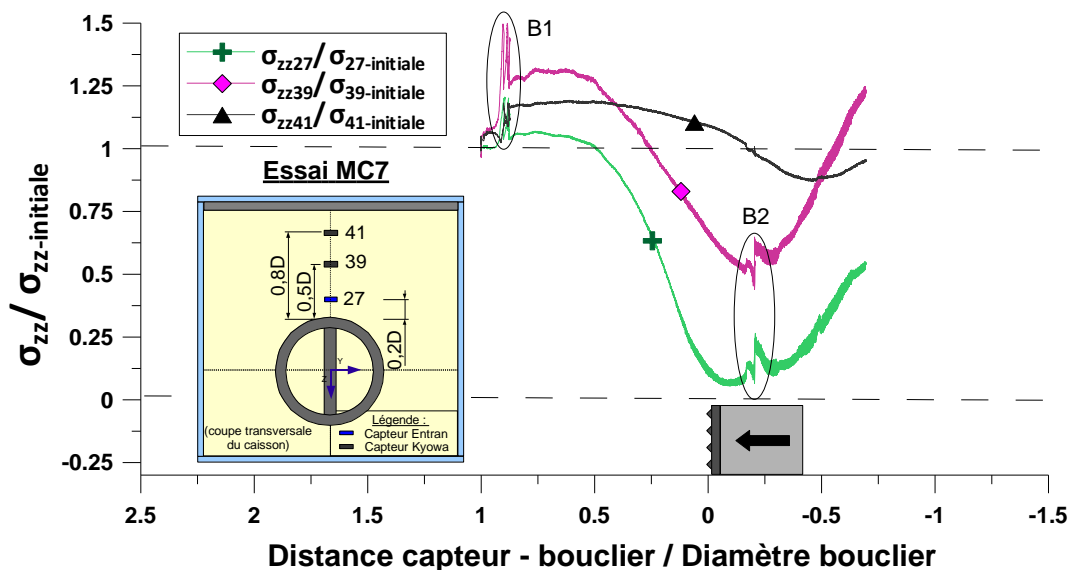


Figure 2-76 : Evolution de la contrainte verticale dans l'axe à différentes hauteurs au dessus de la clé du tunnelier.

4.4.5 Bilan concernant la géométrie tridimensionnelle de la zone allégée

L'instrumentation en contrainte mise en œuvre lors des essais réalisés en massif cohérent frottant avec une pression de surface (MC6 et MC7) a visé une identification complète de la géométrie tridimensionnelle de la zone allégée. Cette dernière est présentée en Figure 2-77.

Pour ces essais, les dimensions de la zone allégée dans le plan longitudinal ont pu être bien cernées, en particulier grâce aux résultats des Figure 2-73 et Figure 2-76 comme l'illustrent les graphes situés dans la légende ci-dessous. Des observations ont également pu être effectuées concernant l'arc de voûte dans la direction transversale (Figure 2-75).

On retiendra que, dans les conditions de ces essais, l'instrumentation en place a mis en évidence une zone allégée s'étendant jusqu'à 1D à l'avant du bouclier dans l'axe, environ 1,5D derrière le bouclier, 0,7D environ dans la direction transversale, et s'étendant quasiment jusqu'à la surface. On rappelle que la forme de cette zone allégée et l'amplitude des reports de contraintes de part et d'autre dépend des caractéristiques du terrain et des conditions de pilotage, notamment la pression frontale imposée (Cf. §4.4.2). On rappelle également que la présence de cette zone allégée et les reports de contraintes qui y sont inhérents pourront avoir un impact non négligeable sur les infrastructures et réseaux existants ainsi que sur le cabrage de la machine.

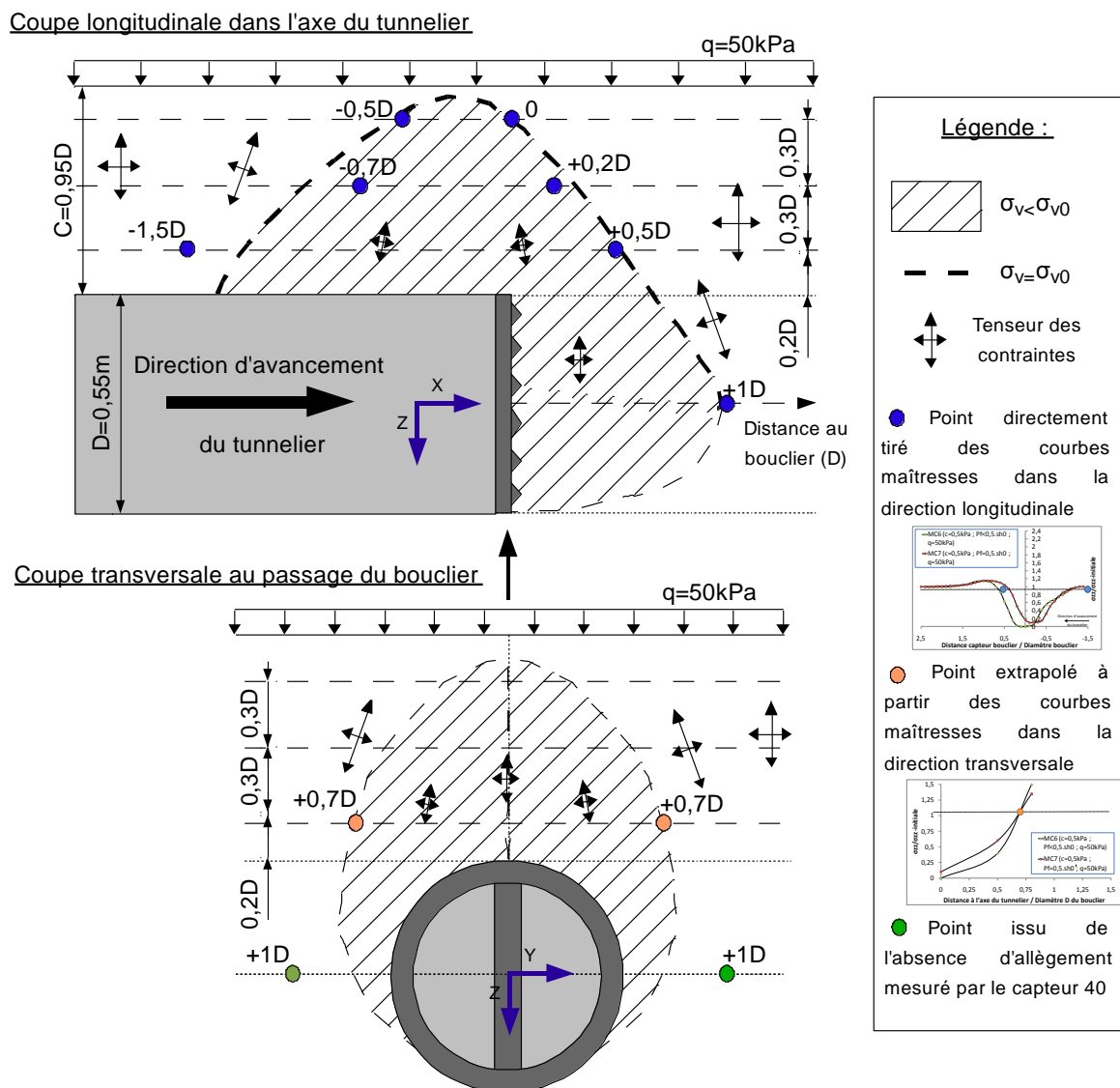


Figure 2-77 : Schéma de synthèse de l'effet de voûte tridimensionnel observé en régime d'équilibre lors des essais réalisés avec une pression de surface.

5 CORRELATIONS ENTRE GRANDEURS MACHINE EN CREUSEMENT EN REGIME D'EQUILIBRE

5.1 Objectifs et supports des analyses réalisées

5.1.1 Objectifs

Cette partie a pour objectif l'analyse des relations entre les différentes grandeurs machines afin d'en dégager des relations pouvant être utiles au pilotage ou au dimensionnement des tunneliers réels. On rappelle que l'on suppose que l'effort de poussée frontale ($F_{\text{poussée_frontal}}$) et le couple sur la roue de coupe (C_{roue}) peuvent s'exprimer sous la forme des deux équations suivantes (explicitées au paragraphe 3.4). Les études réalisées visent plus particulièrement à déterminer la dépendance de ces deux grandeurs à l'égard des paramètres notés en gras.

$$(2-22) \quad F_{\text{poussée_frontal}} = F_{\text{poussée_frontal}}(v_{\text{avct}}, \omega_{\text{roue}}, P_{\text{rein}}, c, \varphi, \psi, e, q, TR)$$

$$(2-23) \quad C_{\text{roue}} = + C_{\text{rotation_à_vide}}(\omega_{\text{roue}}) + C_{\text{excavation}}(v_{\text{avct}}, \omega_{\text{roue}}, P_{\text{rein}}, c, \varphi, \psi, e, q, TR) + C_{\text{brassage}}(\omega_{\text{roue}}, P_{\text{rein}}, c, \varphi, \psi, e, q, TR)$$

5.1.2 Supports des analyses

L'analyse réalisée sur le couple sur la roue de coupe a été construite à partir de la phase s'étendant de l'instant $t=14000\text{s}$ à $t=17800\text{s}$ lors de l'essai MC8 ($c=0.5\text{kPa}$, $q=0\text{kPa}$, roue de coupe à fort taux d'ouverture) illustrée en Figure 2-78. Pendant cette phase, les vitesses d'avancement du tunnelier et d'extraction sont nulles. Un massif de sol de cette cohésion étant quasi-autostable (Cf. §6.1.2), on peut considérer dans ce cas que le couple exercé sur la roue de coupe durant cette phase est directement le couple de brassage ajouté au couple de rotation à vide. Quatre vitesses de rotation de la roue de coupe et deux niveaux de remplissage de la chambre d'abattage ont été imposés comme en atteste la Figure 2-78. Un essai de brassage, baptisé MF0, utilisant la même procédure a également été réalisé en massif purement frottant afin de permettre l'extension des analyses à ce type de massif. Il faudra cependant prendre en compte l'absence d'autostabilité de ce type de massif dans notre analyse.

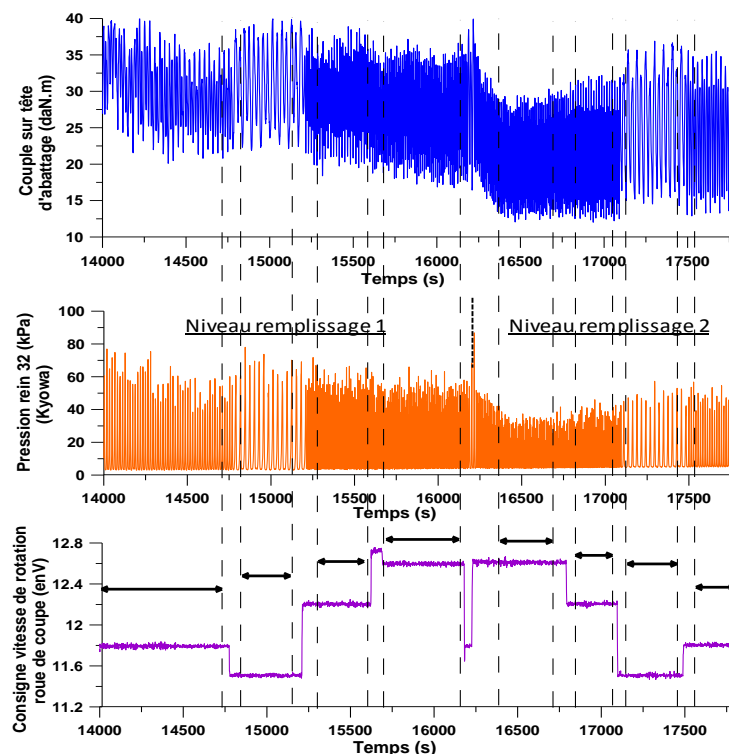


Figure 2-78 : Phases de l'essai MC8 ayant permis l'étude du couple sur la roue de coupe.

L'analyse réalisée sur l'effort de poussée frontal s'est quant à elle en partie appuyée sur les différentes phases de creusement réalisées entre les positions d'avancement $x=55$ et $x=86$ cm lors de ce même essai MC8. On rappelle que différentes vitesses de creusement à quantité de matière constante dans la chambre d'abattage ont été imposées entre ces deux positions tout en conservant une même pression dans la chambre d'abattage.

L'analyse de ces corrélations en régime d'équilibre a enfin été complétée par la totalité des essais réalisés en massifs homogènes et stratifiés présentés au paragraphe 3.10. Les valeurs des différentes grandeurs machines utilisées sont synthétisées dans le Tableau 2-10.

Tableau 2-10 : Synthèse des différentes phases de creusement en régime d'équilibre considérées lors de l'étude des grandeurs machine et valeurs correspondantes.

Nom Essai	Phase	TR ¹³ (%)	c (kPa)	V _{avct} (mm/mn)	F _{poussée frontal} ¹⁴ (daN)	ω_{roue} (tr/min)	C _{roue} (daN.m)	P _{reins} (kPa)	σ_{h0} (kPa)
MC8	1	80	0,5	2,5	550	1,92	33,5	24,1	3,6
	2-1-a à d	80	0,5	0,0	*15	1,99;1,08; 3,62;5,37	29,63;31,03; 28,90;27,06	17,0	3,6
	2-1-e à h	80	0,5	0,0	*	5,73;3,86; 1,17;2,19	20,91;22,04; 25,52;24,69	9,7	3,6
	2-2-a à d	80	0,5	2,5;4,3; 6,0;1,1	332;426; 428;300	2,19	26,25;28,32; 28,58;27,21	13,7;14,1; 12,1;15,6	3,6
MC2	1	80	2	1,8	30	1,92	21,0	12,0	3,6
MC4	1	80	1,5	3,2	50	2,80	17,0	5,0	3,6
MC5	1 à 3	80	0,5	2,2;3,0; 3,7	324;223;?	1,92	15,7;13,70; 25,50	7,0;4,7; 12,2	3,6
MC7	1 ; 2	80	0,5	5,2;4,6	233;?	2,80	21,3;32,1	9,1;21,2	18,3
PF9	1 à 3	35	0	2,6;3,4; 2,8	737;585; 483	1,30	30,4;23,7; 21,2	7,3;3,0;2,2	9,0
PF10	1;2	35	0	2,1;2,8	430;277	1,30	27,5;22,3	7,4;5,0	9,0
MF11	1	35	0	2,8	415	?	26,1	3,5	3,9
MF13	1	35	0	5,0	134	?	18,3	3,5	3,6
MF0	1-a à f	35	0	0,0	*	1,92;2,80; 3,86;5,73; 5,73;3,86	18,4;17,5; 17,1;16,9; 15,8;18,3	8,9;7,8; 7,9; 7,4;6,9;8,4	*
	2- a à d	35	0	0,0	*	5,73;3,86; 1,92;1,08	24,1;25,2; 28,4;33,3	14,7;14,4; 16,2;19,4	*
MS2	1	35	Bic.	3,0	294	*	20,0	5,9	3,6
MS3	1	35	Tric.	3,8	58	*	14,6	2,6	3,6

5.2 Identification du couple de brassage

5.2.1 Couple de rotation à vide

Les essais de rotation de la roue de coupe sans matériau à l'intérieur de la chambre d'abattage ont révélé la quasi-indépendance du couple de rotation à vide de la roue de coupe à l'égard de sa vitesse de rotation, excepté pour les très faibles vitesses de rotation (1tr/min) où il croît au maximum de 1daN.m (Figure 2-79). Une valeur constante de 10daN.m a été retenue pour la suite des analyses.

¹³ On rappelle que TR est le type de roue de coupe utilisée caractérisée par son taux d'ouverture.

¹⁴ Les valeurs d'effort de poussée frontal sont celles utilisées pour déterminer la pression frontale utilisée dans les parties 4 et 5 (en les divisant par la surface du bouclier). La méthode d'évaluation de cet effort sera détaillée au paragraphe 5.4.1.

¹⁵ Cette notation est utilisée lorsque la valeur recherchée n'a pas de sens ou pas d'intérêt pour les analyses réalisées.

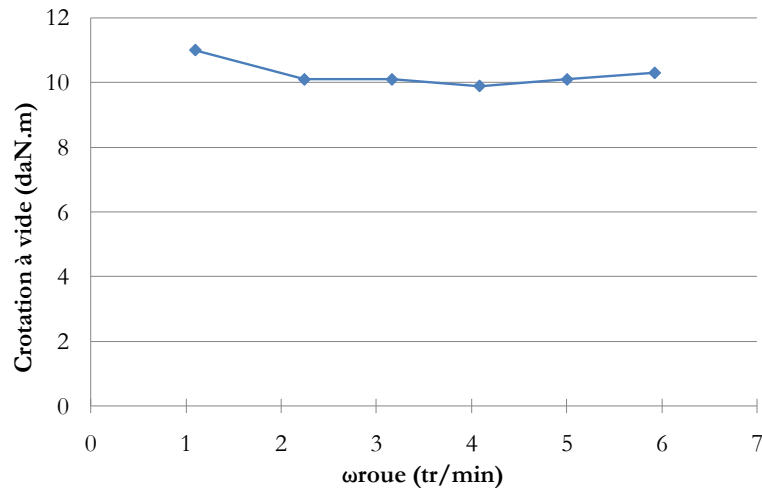


Figure 2-79 : Evolution du couple de rotation à vide de la roue de coupe en fonction de sa vitesse de rotation.

5.2.2 Calcul de la vitesse de rotation de la roue de coupe par analyse de Fourier

La relation entre la vitesse de rotation de la roue de coupe et la tension de consigne imposée est facilement déterminable à vide (lorsque le caisson du tunnelier n'est pas rempli). Cependant, rien ne prouve l'invariance de cette relation lorsque le matériau est mis en place dans le caisson. Le seul moyen de s'en assurer est de réaliser une analyse de Fourier sur les contraintes mesurées sur les parois de la chambre d'abattage, celles-ci ayant un profil oscillatoire provoqué par le passage alterné des parties fermées et ouvertes du bras de coupe. L'analyse de Fourier de ces contraintes lors d'une phase de l'essai MC8 (matériau cohérent frottant) donne des spectres de la forme suivante (Figure 2-80). La vitesse de rotation réelle de la roue de coupe, en tours par minute, s'obtient alors en multipliant la fréquence propre du signal par 30 (60/2 du fait de la symétrie binaire de la roue de coupe utilisée).

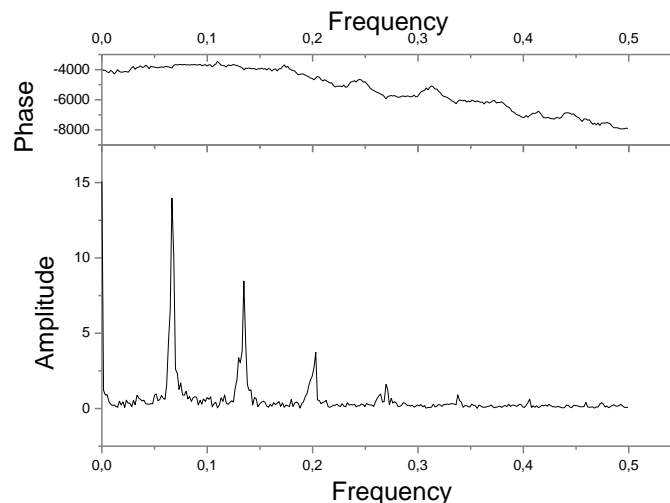


Figure 2-80 : Exemple d'analyse de Fourier réalisée (phase 2-1-a de l'essai MC8)

Plusieurs phases de brassage de l'essai MC8 ont été ainsi analysées. La Figure 2-81 compare les vitesses de rotation obtenue à partir des étalonnages « à vide » avec les vitesses de rotation réelles. On remarque que l'erreur commise sur la vitesse de rotation en la calculant à partir de la courbe d'étalonnage « à vide » atteint 20%. Par ailleurs, la vitesse de rotation réelle semble sensiblement diminuer lorsque le niveau de remplissage de la chambre d'abattage augmente. Cette différence, cohérente avec l'augmentation du couple nécessaire, pourrait être corrigée grâce à un asservissement du dispositif. On peut supposer que d'autres paramètres influent sur la vitesse de rotation (cohésion du matériau par exemple), sans parler du fait que la tension de consigne puisse être légèrement influencée par d'autres éléments de la chaîne de mesure. Ainsi, dans la suite de l'analyse, on déterminera systématiquement les vitesses de rotation par une analyse de Fourier des pressions dans la chambre d'abattage.

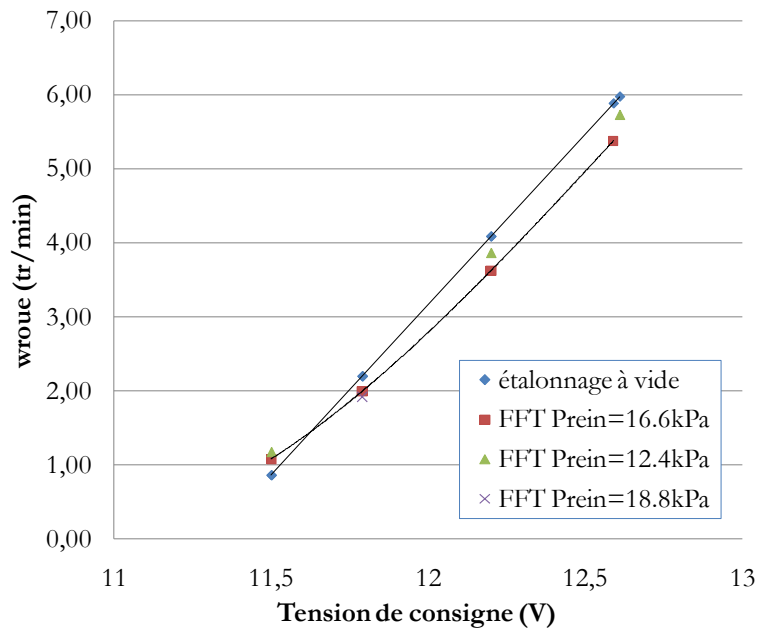


Figure 2-81 : Comparaison entre les vitesses de rotation à vide et les vitesses de rotation obtenue par analyse de Fourier pour différentes phases de l'essai MC8.

5.2.3 Influence de $P_{reïn}$ et w_{roue} sur le couple de brassage

La Figure 2-82 présente les résultats obtenus en milieux cohérent frottant avec la roue de coupe à fort taux d'ouverture (essai MC8 2-1 du Tableau 2-10), et purement frottant avec la roue de coupe à faible taux d'ouverture (essai MF0) lors de phases de brassage à vitesse d'avancement nulle. On rappelle que, dans le cas du massif purement frottant, la grandeur appelée « couple de brassage » sur la Figure 2-82 est en fait la somme du couple de brassage et d'une part du couple d'excavation de par l'absence d'autostabilité de ce type de massif, contrairement au cas cohérent frottant.

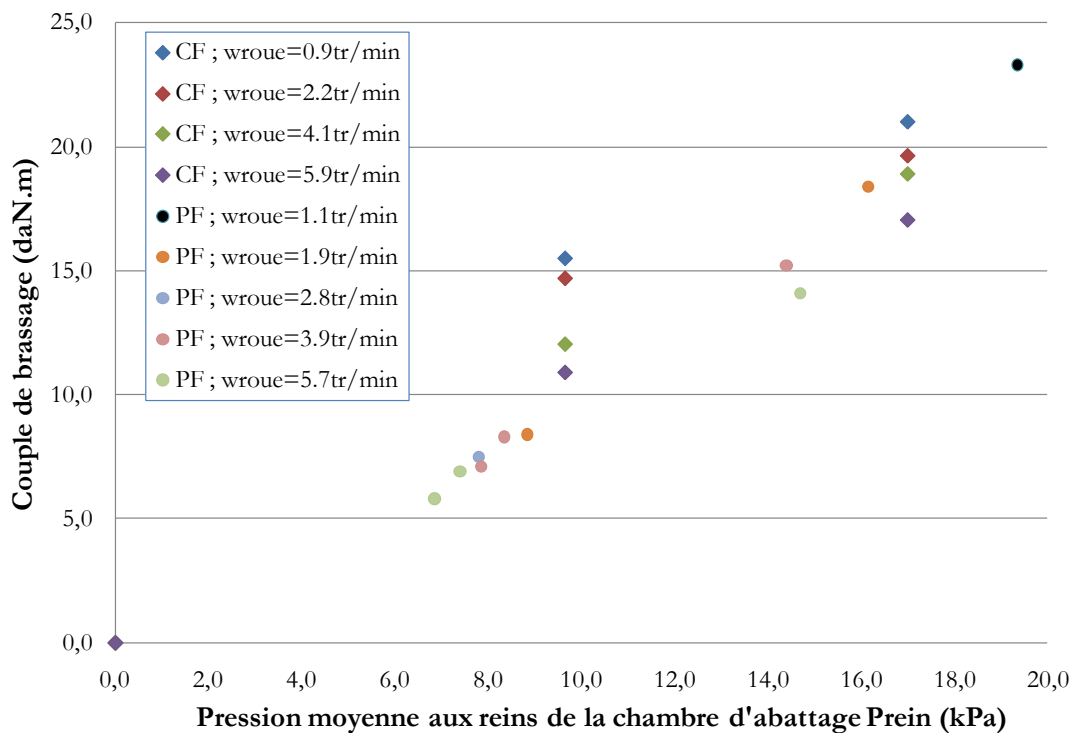


Figure 2-82 : Influence de la pression aux reins de la chambre d'abattage et de la vitesse de rotation de la roue de coupe sur le couple de brassage.

On observe tout d'abord que le couple de brassage exercé sur la roue de coupe à vitesse d'avancement nulle dans le cas purement frottant (roue de faible taux d'ouverture) est du même ordre de grandeur que celui du cas cohérent frottant (roue plus ouverte). Ce constat qui peut paraître étonnant à première vue est sans doute lié uniquement à la compensation de deux effets opposés : l'augmentation du couple de brassage provoquée par le taux d'ouverture plus important de la roue de coupe utilisée en milieu cohérent frottant, et sa diminution liée au fait qu'on réussisse à annuler totalement le couple d'excavation dans ce type de milieu (front autostable).

Par ailleurs, dans les deux cas étudiés (cohérent frottant avec roue de coupe à fort taux d'ouverture, et purement frottant avec roue de coupe à faible taux d'ouverture), le couple de brassage diminue lorsque la pression dans la chambre d'abattage diminue, ce qui est cohérent avec l'intuition puisque la quantité de matériau à brasser diminue. Notons cependant que l'influence de ce paramètre (P_{rein}) sur le couple de brassage est très importante : doubler la pression dans la chambre d'abattage entraîne plus qu'un doublement du couple exercé sur la roue de coupe.

Enfin, la vitesse de rotation de la roue de coupe ne semble pas avoir d'influence sur le couple de brassage dans le cas purement frottant contrairement au cas cohérent frottant. On observe en effet dans ce dernier cas une diminution de l'ordre de 20% du couple de brassage lorsque la vitesse de rotation de la roue de coupe est multipliée par 6. L'explication de ce comportement complexe a nécessité des analyses complémentaires détaillées dans le paragraphe ci-dessous.

5.2.4 Analyses complémentaires concernant la dépendance de couple sur la roue de coupe à sa vitesse de rotation

Des essais au rhéomètre (Figure 2-83 (a)) ont été réalisés afin de s'affranchir d'un certain nombre d'effets sur le couple de brassage qui seraient propres au modèle réduit (proximité du front de taille, forme de la roue de coupe, forme de la chambre d'abattage, action non négligeable de la pesanteur...). L'outil de brassage utilisé a été la pale que l'on peut voir sur la Figure 2-83 (b). Celle-ci a été retenue car semblant assez apte à reproduire l'effet de la roue de coupe à fort taux d'ouverture. Différentes valeurs de vitesses de rotation ont ensuite été imposées et le couple nécessaire au brassage, en régime permanent, a été mesuré. Cet essai a été réalisé en milieu cohérent frottant (S28 à $w=0.5\%$ comme lors de l'essai MC8) et purement frottant (S28 sec).

Notons qu'au vu des évidentes difficultés à évaluer les facteurs d'échelle entre le rhéomètre et le modèle réduit, on se limitera à des résultats qualitatifs. Il convient toutefois de noter que les vitesses linéiques de cisaillement imposés sur le rhéomètre sont comparables à celles qui ont été imposées sur le modèle réduit (rapport de 10 entre les vitesses de rotations sur modèle réduit et celles sur le rhéomètre en accord avec le rapport des diamètres de la roue de coupe et de la pale du rhéomètre).

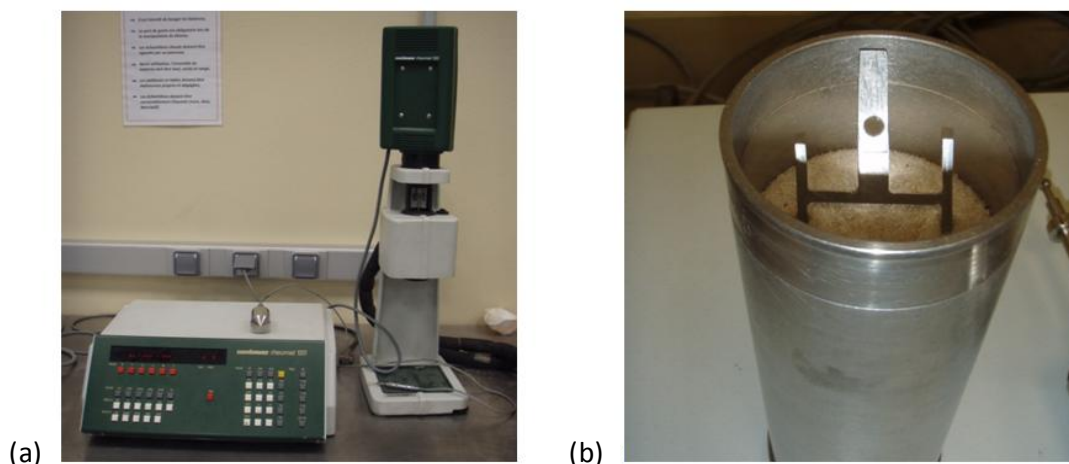


Figure 2-83 : Photographie du rhéomètre (a) et de la pale utilisée pour nos analyses (b).

De même que sur le modèle réduit, les essais au rhéomètre montrent qu'une augmentation de la vitesse de rotation entraîne une diminution du couple exercé sur la pale, comme en atteste la Figure 2-84. En milieu cohérent frottant, ce phénomène est particulièrement important pour des faibles vitesses (diminution de l'ordre de $1(\text{mN.m})/(\text{tr}/\text{min})$) mais persiste jusqu'à au moins $40\text{tr}/\text{min}$. Ce résultat est la preuve que la diminution du couple sur la roue de coupe lorsque sa vitesse de rotation augmente est intrinsèque au matériau.

Ce phénomène est également présent avec le sable sec, contrairement à ce qui a été observé sur le modèle réduit. La même pale ayant été utilisée avec les sols secs et humides pour les essais au rhéomètre contrairement aux essais sur modèle réduit où deux roues de coupe différentes sont utilisées, on peut supposer que celle-ci est la cause de cette différence de comportement. En effet, on peut supposer que c'est le faible taux d'ouverture de la roue de coupe utilisée en milieu purement frottant qui fait que l'on ait un « malaxage » très superficiel et donc que l'on soit assez loin des conditions de malaxage imposées sur le rhéomètre. Le fait que le couple de brassage en milieu purement frottant sur le modèle réduit ne soit pas plus important qu'en milieu cohérent frottant (contrairement à ce qu'on observe au rhéomètre) va également dans le sens de ce brassage « superficiel ».

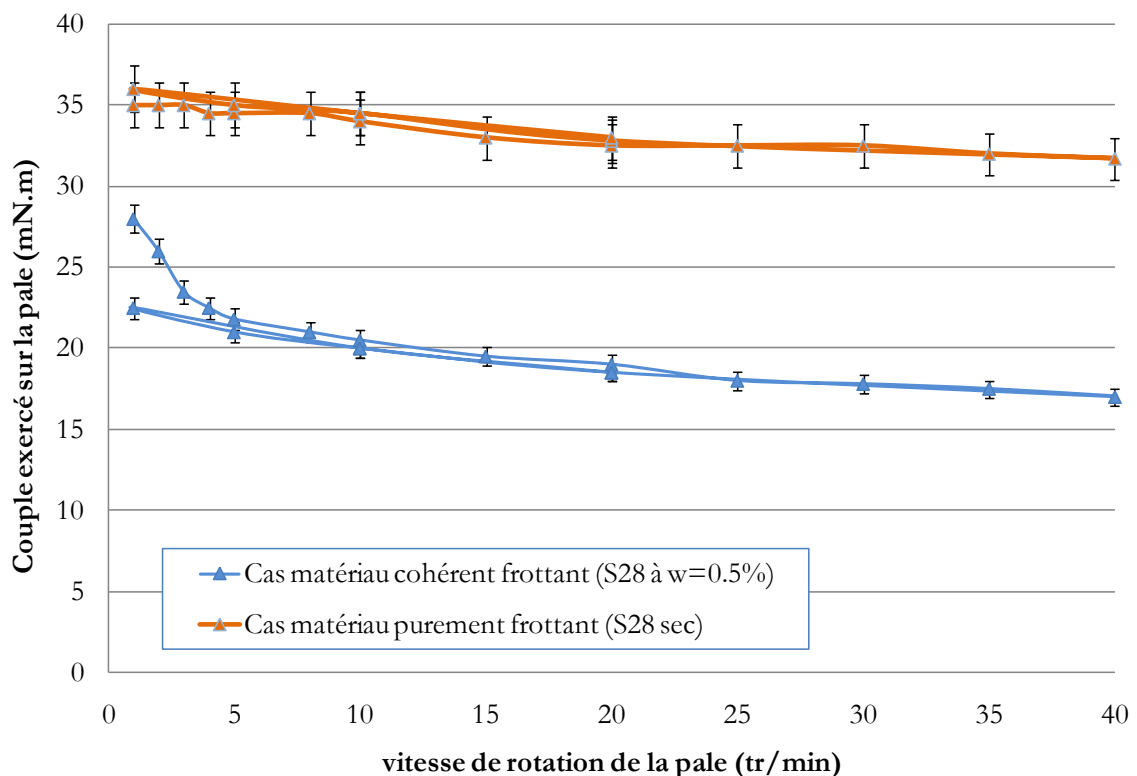


Figure 2-84 : Relation entre couple sur la pale et vitesse de rotation issue d'essais au rhéomètre.

5.3 Identification du couple d'excavation

Cette analyse nécessite la connaissance de la part de couple sur la roue liée au brassage au cours de toutes les phases de creusement en régime d'équilibre. Toutes les phases de creusement analysées ont été réalisées dans des conditions très proches de celles de l'essai MC8 ($c=0,5\text{kPa}$, roue de coupe à fort taux d'ouverture...). Les seules différences résident dans les valeurs de vitesse de rotation de la roue de coupe et de pressions aux reins de la chambre d'abattage. Il nous est ainsi nécessaire de réussir à déterminer la valeur du couple de brassage pour n'importe quelles valeurs de ces paramètres. Les résultats de la partie précédente peuvent nous y aider dans la mesure où ils peuvent permettre de déterminer une relation empirique entre le couple de brassage, la vitesse de rotation de la roue et la pression aux reins de la chambre d'abattage.

Notons que cette analyse n'a pu être réalisée dans le cas purement frottant car il nous a été impossible de dissocier totalement les couples de brassage et d'excavation, de par l'absence d'autostabilité de ce type de massif.

5.3.1 Mise sous forme adimensionnelle du problème et évaluation empirique du couple de brassage

Avant de déterminer une relation empirique entre le couple de brassage, la vitesse de rotation de la roue de coupe et la pression aux reins de la chambre d'abattage, on souhaite mettre le problème sous forme adimensionnelle afin, d'une part, d'obtenir des coefficients sans dimension, et d'autre part, de permettre la transposition au problème en vraies grandeurs.

La construction de paramètres adimensionnels « physiques » nécessite le choix d'un certain nombre de paramètres censés régir entièrement le système considéré. On considère ici que la contrainte P_{rein} et le couple de brassage $C_{brassage}$ sont engendrés uniquement par la pesanteur g s'appliquant sur un disque de sol de diamètre D , de masse volumique ρ_{sol} et de vitesse de rotation ω_{roue} .

Dans ce cadre, notre problème dépend donc des 6 paramètres suivants, exprimés sous la forme du produit des unités fondamentales L , M et T : $C_{brassage}$ (ML^2T^{-2}), P_{rein} ($ML^{-1}T^{-2}$), ω_{roue} (T^{-1}), D (L), g (LT^{-2}) et ρ_{sol} (ML^{-3}).

D'après le théorème de Vaschy-Buckingham, une relation entre p paramètres dimensionnels dépendant de k unités fondamentales peut s'exprimer sous la forme d'une relation entre q ($=p-k$) paramètres adimensionnels. Il est donc possible ici de générer trois paramètres adimensionnels. Connaissant expérimentalement la relation entre $C_{brassage}$, ω_{roue} et P_{rein} , on va créer trois paramètres de la forme :

$$(2-24) \quad A_{dim1} = \frac{C_{brassage}}{\rho^\alpha \cdot g^\beta \cdot D^\gamma}; A_{dim2} = \frac{P_{rein}}{\rho^{\alpha'} \cdot g^{\beta'} \cdot D^{\gamma'}}; A_{dim3} = \frac{\omega_{roue}}{\rho^{\alpha''} \cdot g^{\beta''} \cdot D^{\gamma''}}$$

On fait ensuite une analyse dimensionnelle de chaque terme et on en déduit les valeurs des différents coefficients (exemple pour A_{dim1} : $ML^2T^{-2}M^{-\alpha}L^{3\alpha}L^{-\beta}T^{2\beta}L^{-\gamma}=1$ conduit à $\alpha=1$, $\beta=1$ et $\gamma=4$). Ainsi, on obtient ainsi les trois paramètres adimensionnels suivants :

$$(2-25) \quad A_{dim1} = \frac{C_{brassage}}{\rho \cdot g \cdot D^4}; A_{dim2} = \frac{P_{rein}}{\rho \cdot g \cdot D}; A_{dim3} = \frac{\omega_{roue}^2 \cdot D}{g}$$

Le sens physique des trois paramètres adimensionnels obtenus (respectivement le rapport entre le couple de brassage et un couple de référence, le rapport entre la contrainte mesurée et une contrainte verticale de référence, et celui entre l'accélération de la roue et la gravité) est lié au choix initial de paramètres effectués. Si on considère que le phénomène en jeu n'est pas lié à l'inertie mais plutôt à un phénomène visqueux par exemple, toute cette analyse est à recommencer avec d'autres paramètres (viscosité statique, dynamique...).

A partir du nuage du point dans l'espace (A_{dim1} , A_{dim2} , A_{dim3}), on détermine ensuite une relation empirique entre ces trois paramètres. Une régression tridimensionnelle effectuée avec le logiciel Origin nous a conduits à considérer la relation entre couple de brassage, vitesse de rotation de la roue de coupe et pression aux reins suivante pour la suite des analyses :

$$(2-26) \quad \frac{C_{brassage}}{\rho \cdot g \cdot D^4} = \frac{P_{rein}}{\rho \cdot g \cdot D} * \left(11.4 - 1.6 * \frac{P_{rein}}{\rho \cdot g \cdot D} - 1.3 * \frac{\omega_{roue}^2 \cdot D}{g} \right)$$

Le choix de ce type de régression a été motivé par la volonté d'avoir un couple de brassage nul pour une pression dans la chambre nulle, et de se limiter à un nombre faible de paramètres de par le nombre faible de points expérimentaux (8).

Cette expression simple conduit à des erreurs relatives raisonnables (inférieures à 9%) comme en atteste la Figure 2-85. Il sera intéressant de vérifier que ce type de relation, élaborée sur modèle réduit, est applicable en vraies grandeurs, à partir de données de retour de chantier.

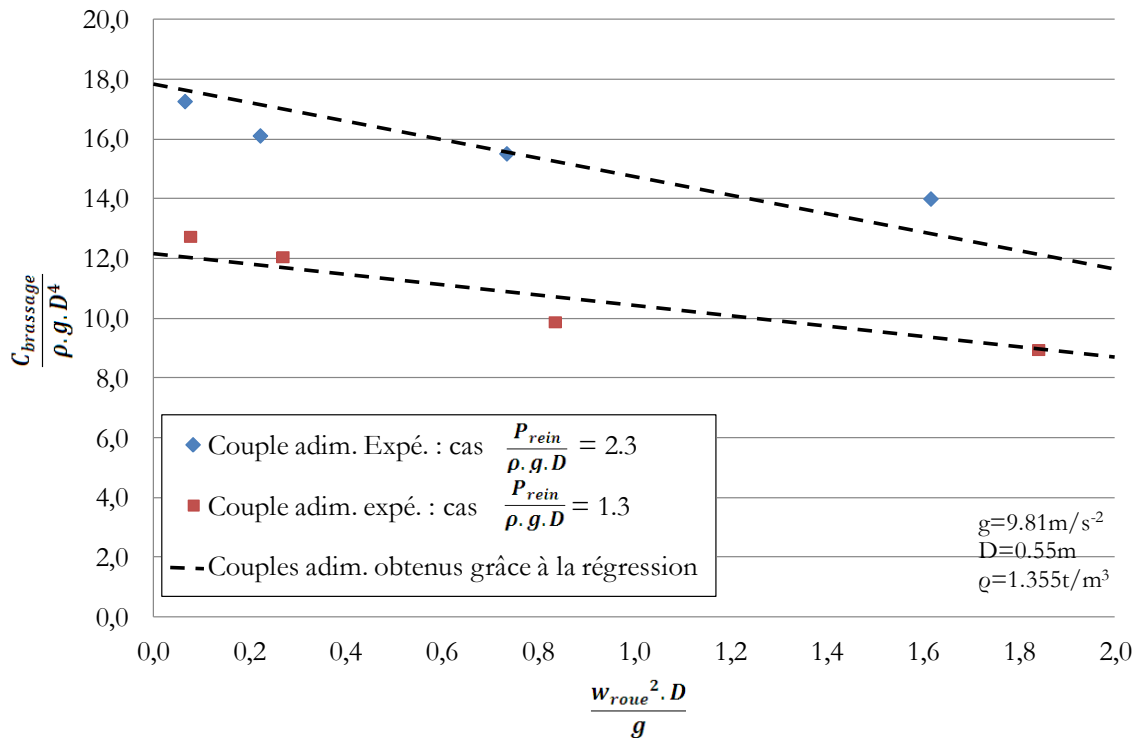


Figure 2-85 : Relation entre les trois grandeurs adimensionnelles issues du couple du brassage, de la vitesse de rotation de la roue de coupe et de la pression aux reins de la chambre d'abattage.

5.3.2 Couple d'excavation et dépendance vis-à-vis de différents paramètres

L'expression du couple de brassage en fonction de la pression aux reins de la chambre d'abattage et de la vitesse de rotation de la roue de coupe étant à présent connue, on peut calculer la part du couple sur la roue de coupe liée au brassage pour les différentes phases de creusement en régime d'équilibre réalisées et en déduire la part du couple liée à l'excavation. Il convient de noter que seuls les essais de même caractéristiques (massif cohérent frottant de cohésion 0,5kPa, roue de coupe à fort taux d'ouverture) peuvent être analysés puisque l'influence de ces paramètres sur le couple de brassage n'est pas connue.

La Figure 2-86 présente les valeurs de couple d'excavation obtenues pour les différentes phases de creusement en régime d'équilibre en fonction de la vitesse d'avancement, de la pression aux reins de la chambre d'abattage et de la vitesse de rotation de la roue de coupe. Une incertitude de $\pm 9\%$ a été prise en compte sur le couple de brassage et a été étendue arbitrairement à 25% pour le cas des faibles pressions dans la chambre (MC5) par manque de données de calage de la relation empirique dans ce domaine.

On remarque que le couple d'excavation reste très faible quel que soit la phase de creusement en régime d'équilibre considérée. En effet, celui-ci reste inférieur à 4daN.m, soit moins de 20% du couple total exercé sur la roue de coupe. Le fait que le couple d'excavation obtenu soit parfois négatif, malgré l'incertitude de mesure considérée, n'est pas physique et est la preuve d'une erreur plus importante sur le couple de brassage (notamment pour les faibles pressions dans la chambre d'abattage). Cette dernière ne remet cependant pas en cause le fait que le couple d'excavation soit très faible dans tous les cas étudiés.

Par ailleurs, l'incertitude régnant sur la détermination du couple de brassage, donc à fortiori sur le couple d'excavation, nous empêche de discerner une quelconque influence de la vitesse d'avancement, de la vitesse de rotation de la roue de coupe, de la pression aux reins de la chambre d'abattage et de la pression de surface (MC7) sur le couple d'excavation.

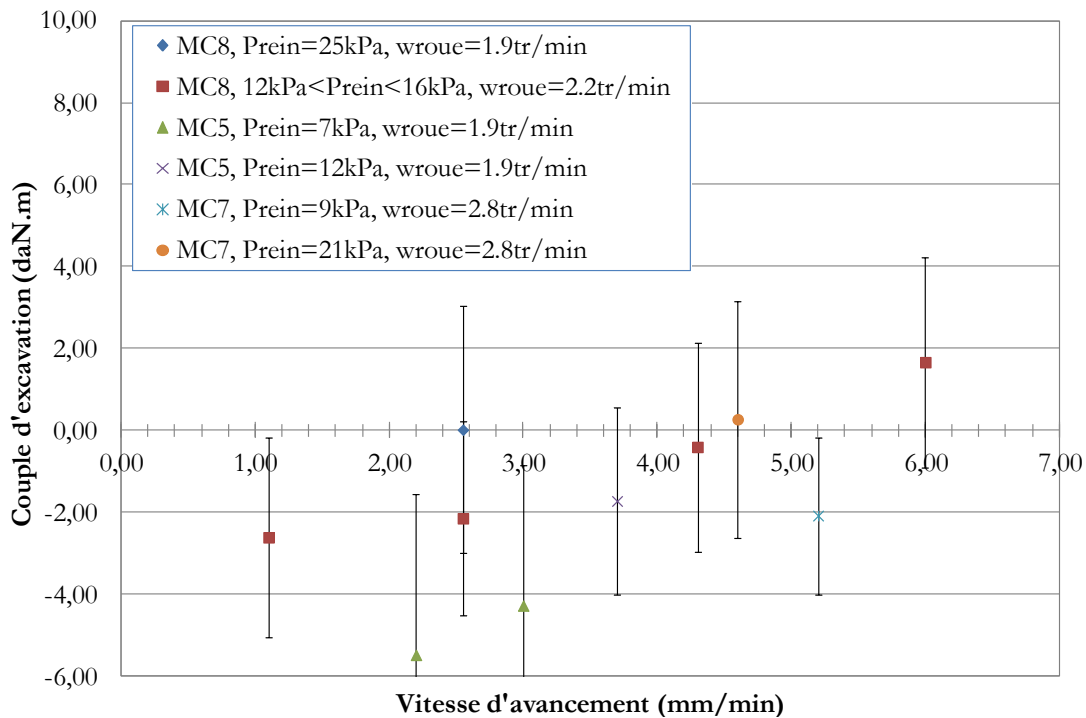


Figure 2-86 : Influence de divers paramètres sur le couple d'excavation en régime d'équilibre.

5.4 Analyse de l'effort de poussée frontal

5.4.1 Réflexion sur l'évaluation du frottement sol/juqe.

Comme présenté au paragraphe 1.2.3.2, l'effort de poussée frontal est déterminé en retranchant à l'effort de poussée total l'effort de guidage et l'effort de frottement sol/juqe. La pression frontale moyenne, utilisée comme paramètre dans toutes les analyses réalisées, est ensuite obtenue par division de celui-ci par la surface du front de taille.

La valeur de l'effort de guidage est obtenue à partir d'essais d'entrée du tunnelier dans le caisson vide (Figure 2-15). L'effort de frottement sol/juqe n'est par contre pas directement mesurable sur maquette. La première méthode d'évaluation de cet effort, qualifiée de « traditionnelle », est basée sur le fait que dans une phase de creusement à quantité de matière constante dans la chambre (condition C2 du paragraphe 1.3.1), la croissance linéaire de l'effort de poussée corrigé du guidage en fonction de l'avancement du tunnelier est supposée traduire directement l'évolution de cet effort (Branque & Boutin, 2002). Une autre méthode basée sur l'évolution des contraintes radiales au cours du creusement a été utilisée au cours de cette thèse.

En effet, les mesures de contraintes radiales effectuées lors de différents essais sur modèle réduit ont montré que celles-ci étaient proche de sa valeur initiale à partir d'une distance de $0,2D$ derrière la roue de coupe (Figure 2-61). Cette observation nous autorise, dans une approche simple, à considérer une contrainte radiale constante, géostatique, sur la totalité de la juqe. Ainsi, considérant un tunnel de rayon R et de couverture C , la contrainte radiale sur une facette de la juqe orientée de θ par rapport à l'horizontale s'exprime de la manière suivante :

$$(2-27) \quad \sigma_r(R, \theta) = (\cos^2(\theta).K_0 + \sin^2(\theta)).(\gamma.(C + R + R \sin(\theta)) + q)$$

Puis, considérant un critère de Mohr-Coulomb ($\tau = c + \sigma_r \cdot \tan(\varphi)$), l'intégration de la contrainte tangentielle conduit à une évaluation « théorique » de l'effort de frottement sol/juqe :

$$(2-28) \quad F_{sol/jupe} = \int_{\theta=0}^{2\pi} \tau(R, \theta) \cdot R d\theta = 2\pi R \cdot c + \int_{\theta=0}^{2\pi} \sigma_r(R, \theta) \cdot \tan(\varphi^*) \cdot R d\theta$$

Avec :

- γ : poids volumique du sol ;
- K_0 : coefficient des terres au repos. La valeur retenue ici est 0.3 (Cf. paragraphe 2.2.2) ;
- φ^* : angle de frottement sol/jupe ;
- c : cohésion du sol ;
- q : pression de surface.

L'angle de frottement sol/jupe φ^* a été déterminé à partir d'essais à la boîte de Casagrande. Un acier dont la rugosité est assez proche de celle de la jupe (constituée d'inox) a été utilisé pour modéliser la jupe. On a ensuite cisailé l'interface entre cette plaque d'acier et des matériaux sols de caractéristiques identiques à ceux utilisés lors des différents essais sur modèle réduit. Les cas extrêmes du S28 sec et celui du S28 à 4% de teneur en eau ($c=3\text{kPa}$) ont été testés et ont conduit à des angles de frottement d'interface sol/acier valant respectivement 21 et 13° (Figure 2-87). Par simplification, une valeur intermédiaire constante de 15° a été retenue pour la suite des analyses.

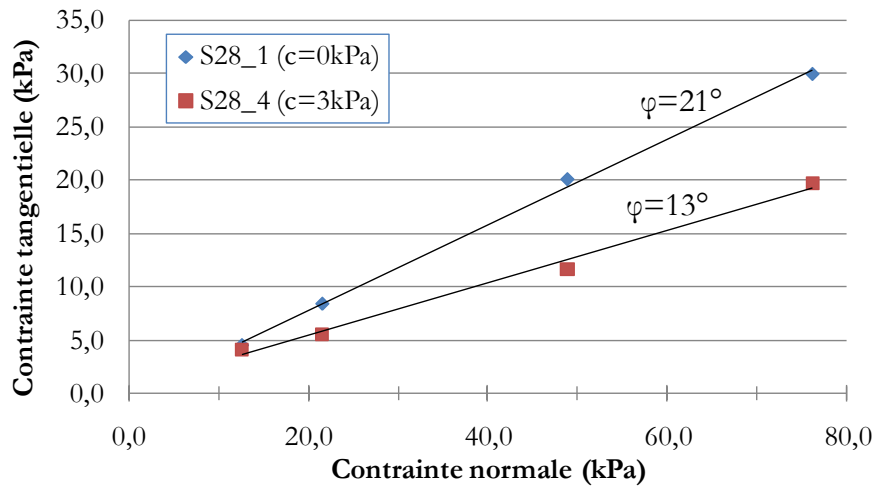


Figure 2-87 : Evaluation du frottement sol/jupe par des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande.

Tableau 2-11 : Valeurs de frottement sol/jupe et d'effort de poussée retenues dans la suite de ce chapitre.

Nom Essai	Phase	TR (%)	c (kPa)	$F_{sol/jupe}$ « théorique » (daN/ml)	$F_{poussée\ frontal}$ (daN)	P_f (kPa)	Incertitude sur P_f (kPa)
MC8	1	80	0,5	450	550	23	2
	2-2-a à d				332;426; 428;300	14;18;18;13	4;4;5;5
MC4	1	80	1,5	620	50	2	3
MC5	1;2	80	0,5	530	324;223	14;9	1;3
MC7	1	80	0,5	1950	233	12	2
PF9	1 à 3	35	0	900	737;585; 483	31;25;20	1;3;6
PF10	1;2	35	0	900	430;277	18;12	3;5
MF11	1	35	0	390	415	17	3
MF13	1	35	0	390	134	6	3
MS2	1	35	Bic.	610	294	8	3
MS3	1	35	Tric.	610	58	2	3

Les valeurs de frottement sol/jupe obtenues par la méthode « théorique » se sont révélées cohérentes avec celles pouvant être obtenues par la méthode « traditionnelle » lors des essais sur modèle réduit (530 contre 610daN/ml pour l'essai MS2 par exemple). Cette méthode étant cependant soumise à moins d'aléas, elle a été préférée pour la suite des analyses.

Une incertitude importante sur la valeur de frottement sol/jupe (20%) a toutefois été prise en compte dans les analyses afin de prendre en compte les simplifications effectuées sur la répartition des contraintes radiales ainsi que l'évolution de l'angle de frottement sol/jupe avec la nature du matériau. L'incertitude sur la valeur de la pression frontale en découlant est variable selon la phase de creusement en régime d'équilibre considérée (notamment si cette phase a lieu au début ou à la fin du creusement) mais reste inférieure à 6kPa (Tableau 2-11).

5.4.2 Influence de la vitesse d'avancement sur l'effort de poussée

La Figure 2-88 présente les valeurs d'effort de poussée frontale mesurées au cours de deux essais en massif cohérent frottant (MC8 et MC5). Compte-tenu de l'incertitude, cette figure montre la stationnarité de celui-ci en creusement en régime d'équilibre puisqu'à pression dans la chambre d'abattage sensiblement identique, l'effort de poussée frontale est relativement indépendant de la vitesse d'avancement.

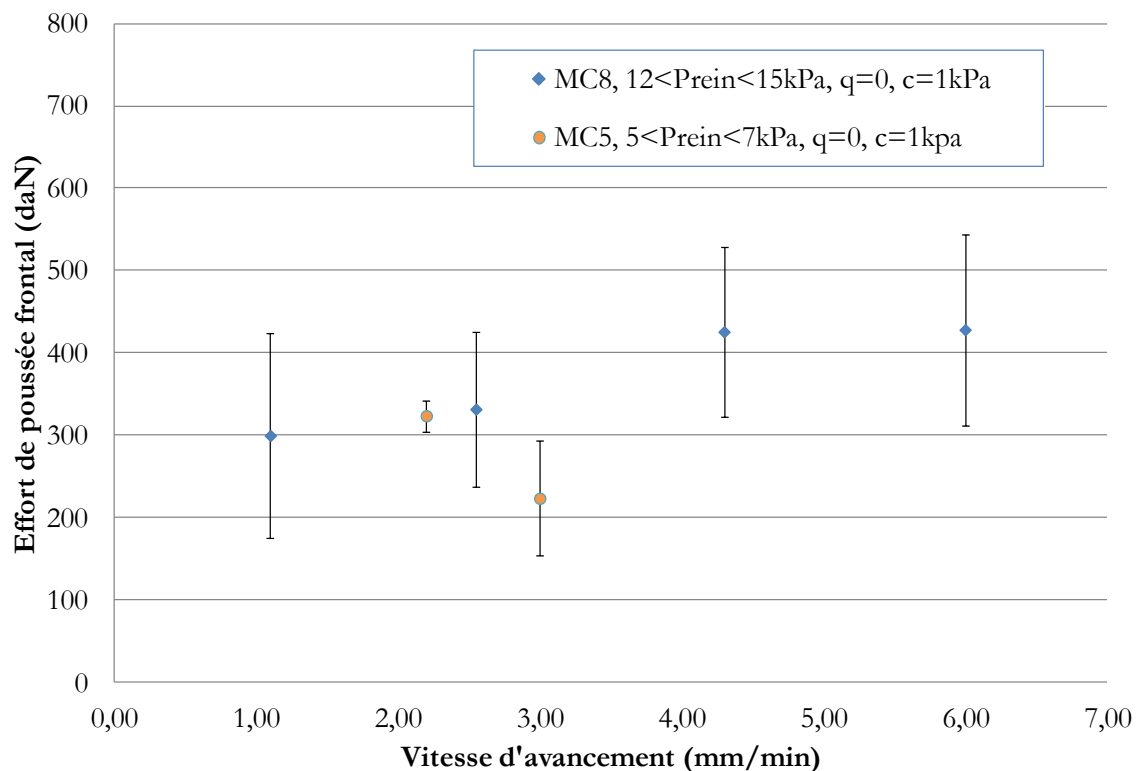


Figure 2-88 : Mise en évidence de la stationnarité de l'effort de poussée frontale.

5.4.3 Importance de l'effet d'écran joué par la roue de coupe

Les paragraphes précédents ont mis en évidence la dépendance (ou non) du couple sur la roue de coupe et de l'effort de poussée frontale à l'égard d'un certain nombre de paramètres. La dernière relation pouvant être obtenue à partir des essais réalisés sur le modèle réduit concerne le lien entre l'effort de poussée frontale et la pression aux reins de la chambre d'abattage. Nos essais nous permettent en effet de nous interroger sur la relation entre l'effort de poussée frontale et la pression aux reins de la chambre d'abattage, c'est-à-dire la part de l'effort de poussée frontale transmis aux parois de la chambre d'abattage. En d'autres termes, la possibilité nous est offerte de quantifier le rôle de soutènement mécanique de la roue de coupe, question posée dans la pratique.

Les différents essais réalisés mettent en évidence l'influence claire du taux d'ouverture de la roue de coupe sur son rôle de soutènement mécanique : la part de l'effort de poussée transmise aux parois de la chambre d'abattage étant directement égale à son taux d'ouverture. En effet, on peut voir sur la Figure 2-89 que dans le cas de la roue de coupe à fort taux d'ouverture (80%), la contrainte horizontale frontale exercée par le tunnelier sur le front de taille est quasiment égale à la pression moyenne aux reins de la chambre d'abattage, alors que dans le cas de la roue de coupe faiblement ouverte (35%), elle est trois fois supérieure (soit l'inverse du taux d'ouverture). Notons que la relation $P_f = P_{rein}$ observée avec la roue de coupe ouverte est également la preuve que l'état de contrainte est quasiment isotrope dans la chambre d'abattage. En effet, les capteurs de contrainte de la chambre étant orientés de 45° par rapport à l'horizontale, on a $P_{rein} = \frac{\sigma_{v_chamb.} + \sigma_{h_chamb.}}{2} = \frac{\sigma_{v_chamb.} + P_f}{2} = P_f$ et par suite $\sigma_{v_chamb.} = \sigma_{h_chamb.} = P_f$.

Il faut noter que cet effet d'écran de la roue de coupe semble propre à son taux d'ouverture et inchangé par l'existence ou non d'une pression de surface. Les caractéristiques mécaniques du terrain excavé semblent également avoir une influence assez faible à l'égard de cet effet d'écran comme en atteste les points de fonctionnement correspondant aux essais en massifs stratifiés. Notons que les deux points correspondant à l'essai MS1, de niveaux de pression importants, ont été inscrits sur ce graphique bien que ne correspondant pas à des points de fonctionnement en régime d'équilibre.

Notons toutefois que les caractéristiques mécaniques du terrain ne peuvent être totalement découplées du taux d'ouverture de la roue de coupe, et donc de son rôle de soutènement mécanique, dans la mesure où celle-ci doit être choisie en fonction de la nature du matériau à excaver. Les essais sur modèle réduit ont en effet montré qu'une roue de coupe trop fermée pouvait avoir tendance à se colmater en milieu cohérent frottant (Doan, 2007), et qu'une roue de coupe trop ouverte était source de difficultés d'obtention d'un régime d'équilibre en milieu purement frottant (Branque & Boutin, 2002).

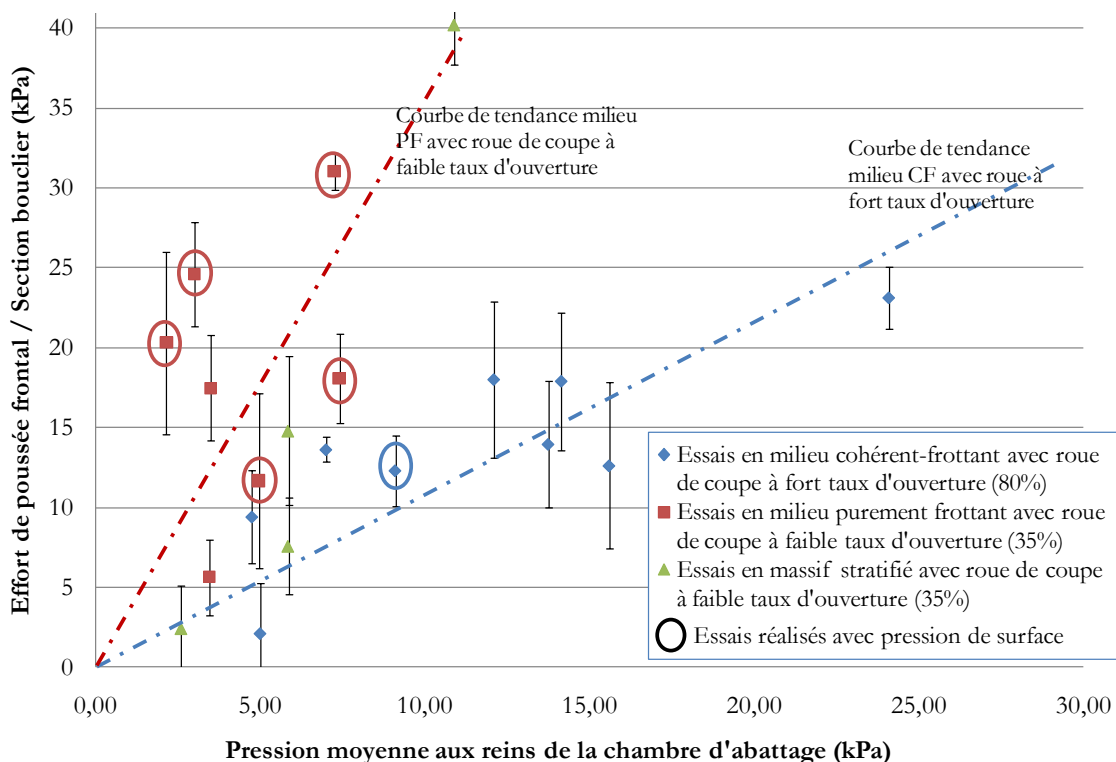


Figure 2-89 : Relation entre la pression frontale et la pression aux reins de la chambre d'abattage : évaluation de l'effet d'écran exercé par la roue de coupe.

6 MECANISMES DE RUPTURE DU FRONT DE TAILLE EN MASSIFS HOMOGENES ET STRATIFIES

Les mécanismes et pressions limites de rupture par effondrement ou refoulement du front de taille en massifs homogènes ou stratifiés exhibés sur le modèle réduit sont présentés dans cette partie. Ceux-ci seront confrontés aux modèles théoriques (analytiques et numériques) existants dans le quatrième chapitre de ce mémoire.

6.1 Cas de la rupture par effondrement du front de taille en massif homogène

6.1.1 Mécanisme de rupture

Expérimentalement, la rupture par effondrement est étudiée lors de la vidange de la chambre d'abattage, à tunnelier arrêté, après 95cm de creusement en régime idéal de creusement. Si nécessaire, une pression de surface q croissante est ensuite appliquée jusqu'à la rupture. La forme des mécanismes de rupture observés dépend de la nature des matériaux excavés.

Dans le cas des massifs homogènes cohérents frottants, on observe une rupture par bloc comme l'atteste le caractère subit et localisé des mouvements d'extrusion observés à proximité du front (Figure 2-90(a)). La découpe des massifs de sol après essai a permis de montrer que ce bloc en rupture interfère avec la totalité du front de

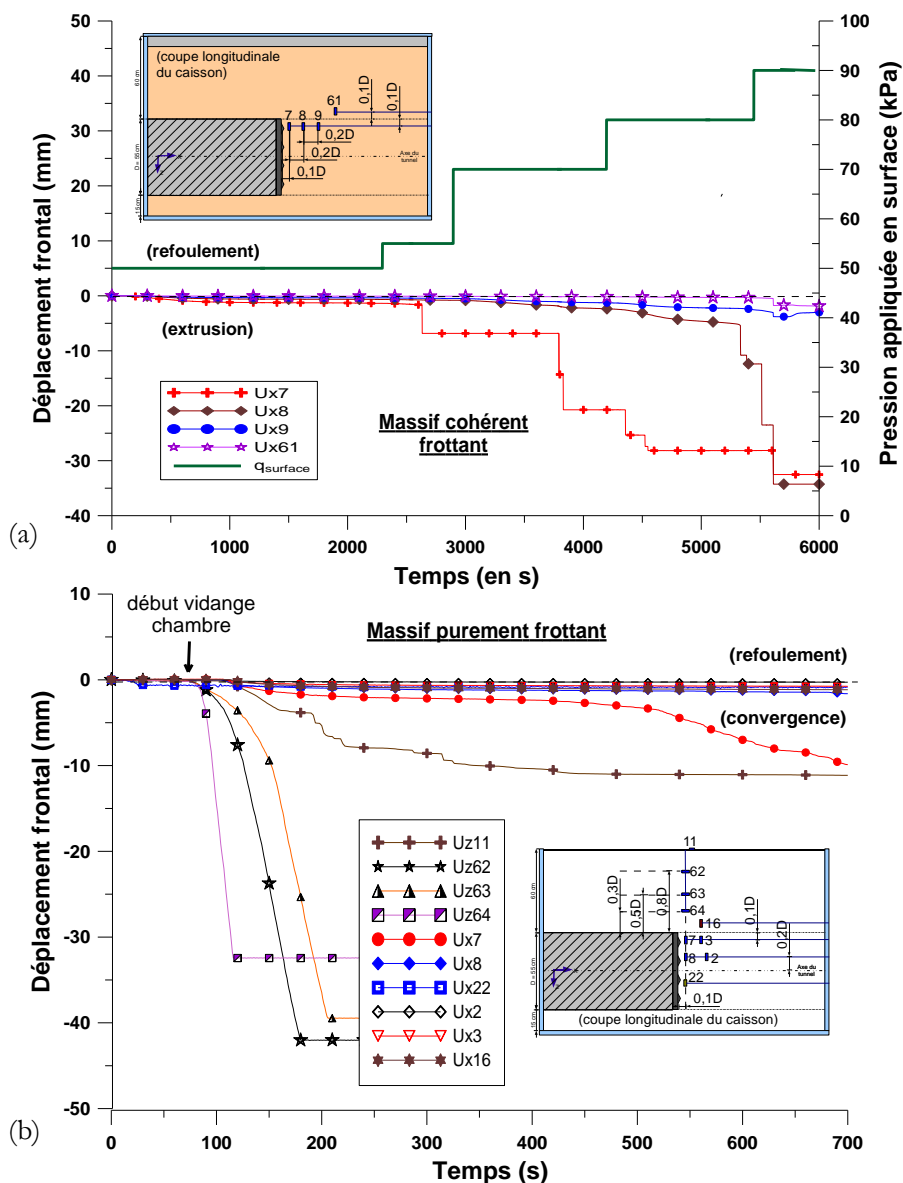


Figure 2-90 : Principaux déplacements mesurés dans le cas de la rupture par effondrement du front de taille.

taille, et s'étend jusqu'à $0.3D$ à l'avant du bouclier et $0.1D$ au dessus de la clé dans le cas des essais sur massifs de cohésion 0.5kPa (Figure 2-91(a-b)). Il convient toutefois de noter que ce mécanisme initial peut se propager par rupture progressive jusqu'à la surface (Figure 2-92).

En massif purement frottant, la vidange progressive de la chambre d'abattage entraîne l'apparition d'une cheminée d'écoulement à l'aplomb du bouclier caractérisé par des déplacements horizontaux et verticaux internes progressifs (Figure 2-90(b)), et générant un fontis circulaire en surface (Figure 2-91(d)). Notons que cet écoulement prend source en clé et reste très localisé comme en atteste l'absence de déplacements mesuré par les capteurs horizontaux frontaux (seul le capteur 7 situé au voisinage de la clé du tunnel traduit un léger mouvement d'extrusion). Notons également que la vitesse verticale d'écoulement décroît lorsqu'on se rapproche de la surface conformément à l'extension latérale du cône d'écoulement.

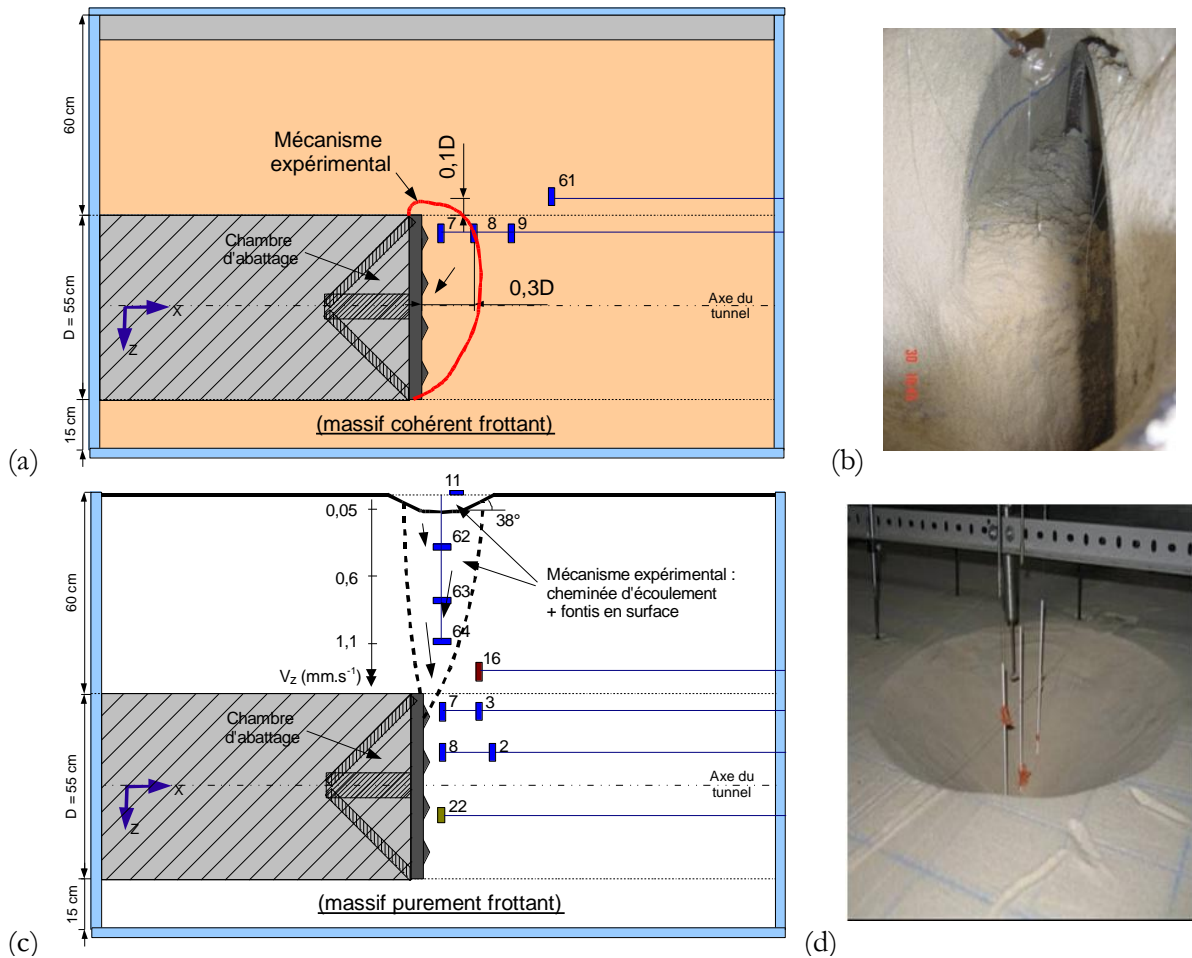


Figure 2-91 : Schémas et photographies des mécanismes de rupture en massifs homogènes cohérent frottant (a et b) et purement frottant (c et d).

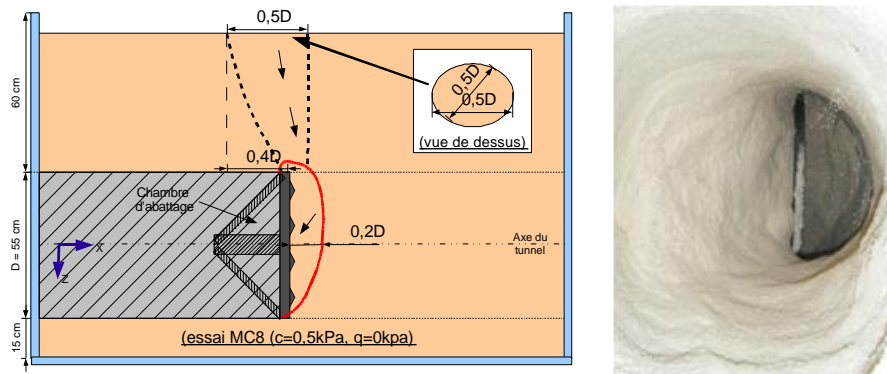


Figure 2-92 : Géométrie finale de la zone en rupture observée lors de l'essai MC8 ($c=0.5\text{kPa}$, $q=0\text{kPa}$).

6.1.2 Pressions frontales limites

Le type de rupture observé en massif purement frottant (cheminée d'écoulement) rend difficile la détermination expérimentale d'un critère de pression limite pour ce type de matériau. Les essais menés en massifs purement frottants ne seront donc pas considérés dans ce paragraphe.

La stabilité ou non du front a par contre pu être évaluée expérimentalement en massif cohérent frottant, pour différentes valeurs de cohésion, à chambre vide et après application d'une pression de surface q . Ces conditions de stabilité sont synthétisées dans le Tableau 2-12 et seront confrontées aux modèles théoriques existants dans le dernier chapitre de ce mémoire (Chapitre 4, §3.4.1.1).

Dans le cas des sols de cohésion supérieure ou égale à 1,5kPa (essais MC2, MC3 et MC4), le front de taille est stable à chambre d'abattage vide et reste stable après application d'une pression de 50kPa en surface du massif.

Pour une cohésion plus faible ($c=0.5\text{kPa}$), le front de taille semble en limite de stabilité sans pression de confinement, puisqu'à chambre d'abattage vide, il s'est révélé stable lors des essais MC5 et MC7 mais pas lors de l'essai MC8. Notons par ailleurs que l'augmentation de la pression de surface a mené le front de taille à la rupture lors des essais MC5 et MC7.

Tableau 2-12 : Observations expérimentales de la stabilité ou instabilité par effondrement du front de taille en massif cohérent frottant.

Essai	c (kPa)	q_{ini}^{16} (kPa)	Front stable à chambre vide ?	q_{max}^{17} (kPa)	Front stable pour q_{max} ?
MC2	2,5	0	OUI	0	OUI
MC3	2,5	0	OUI	50	OUI
MC4	1,5	0	OUI	50	OUI
MC5	0,5	0	OUI	45	NON
MC7	0,5	50	OUI	85	NON
MC8	0,5	0	NON	--	--

6.2 Cas de la rupture par effondrement du front de taille en massif stratifié

6.2.1 Cas du massif bicouches

Le mécanisme de rupture observé en massif stratifié bicouches (couche cohérente frottante auto-stable ($c=3\text{kPa}$) jusqu'à l'axe du tunnel, couche purement frottante au dessus de celui-ci) est très semblable à celui observé en massif purement frottant, comme en attestent les déplacements frontaux mesurés (Figure 2-93), à savoir des déplacements progressifs d'amplitude décroissante dans la hauteur de la couverture. L'existence de cohésion ou non sous l'axe du tunnel ne modifie donc pas la géométrie du mécanisme de rupture par effondrement du front de taille de manière significative (Figure 2-94). Ce constat est en accord avec le fait que la cheminée d'écoulement se développant dans la couche purement frottante prenne naissance en clé de chambre.

Cependant, il est intéressant de constater que les vitesses d'écoulement sont plus faibles en massif bicouche qu'en massif homogène purement frottant (Figure 2-91 (c)), les vitesses de rotation de la vis d'extraction et de la roue de coupe étant restées identiques. L'augmentation de la cohésion du matériau brassé dans la chambre d'abattage limite donc fortement sa capacité à être extrait en limitant les phénomènes d'écoulement dans la chambre.

¹⁶ Pression de surface imposée dès le début de l'essai.

¹⁷ Pression de surface maximale appliquée au massif pour le mener à la rupture, une fois la chambre d'abattage vidée.

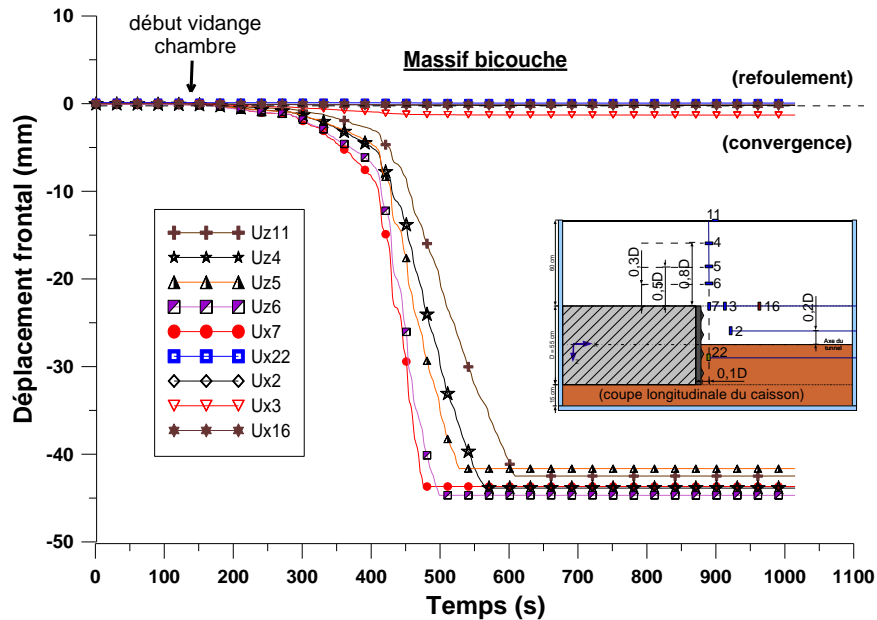


Figure 2-93 : Principaux déplacements mesurés lors de la rupture par effondrement du front en massif bicouches.

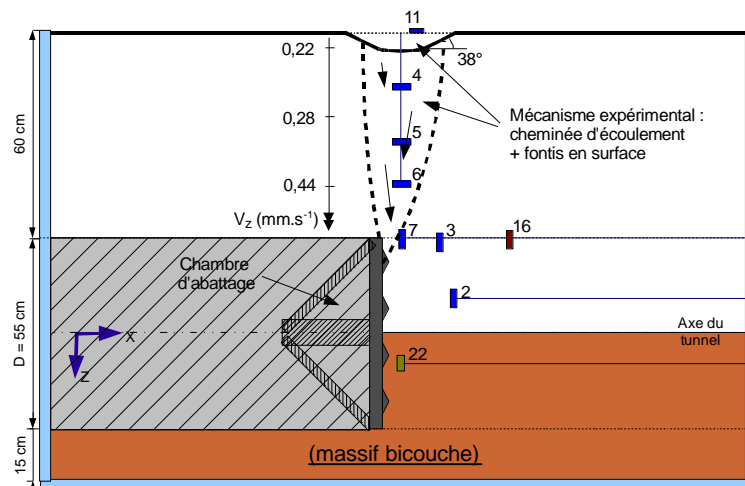


Figure 2-94 : Mécanisme de rupture par effondrement du front de taille en massif bicouche.

6.2.2 Cas du massif tricouches

L'essai réalisé en massif tricouches (couche cohérente frottante autostable ($c=3\text{kPa}$) jusqu'à l'axe du tunnel, couche purement frottante de l'axe à la clé, et couverture cohérente frottante en limite de stabilité ($c=0.5\text{kPa}$) illustré en Figure 2-96) a révélé un mécanisme de rupture par effondrement original, fortement différent des cas homogènes purement frottant et cohérent frottant. En effet, on peut voir sur la Figure 2-95 que la rupture par effondrement dans le cas du massif tricouches s'est déroulée en trois phases. Dans un premier temps, une extrusion (capteurs 7 et 8) de la couche purement frottante, situé en partie haute du front, a eu lieu, conformément aux mécanismes observés pour ce type de massif. Le déconfinement important généré au niveau de la clé du tunnelier a ensuite provoqué une rupture d'un premier bloc à la verticale du bouclier (capteur 6), puis d'une extension de la rupture jusqu'à la surface par la venue d'un second bloc (capteurs 11, 4 et 5) dans la couverture cohérente frottante en limite de stabilité.

La zone finale entrée en rupture est un cylindre de $0.4D$ de diamètre excentré de $0.1D$ à l'avant du bouclier. Ce mécanisme de rupture est différent de celui observé en massif homogène cohérent frottant. L'extrusion observée dans un premier temps dans la couche purement frottante génère l'apparition d'un vide à la base de la couche cohérente frottante de couverture. Celle-ci subit alors une sollicitation de type « trappe » qui conduit à la rupture d'une zone cylindrique.

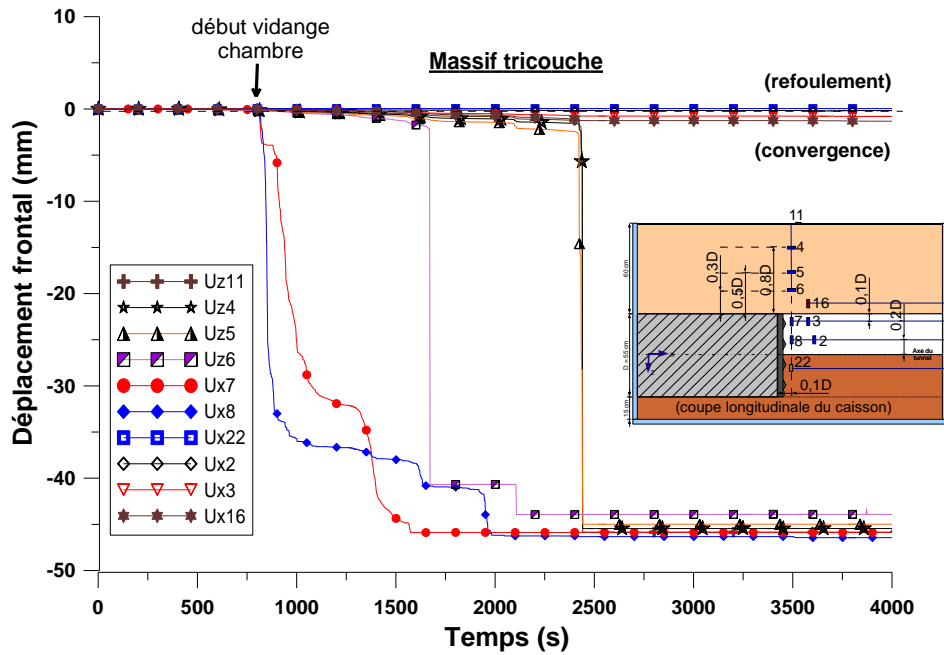
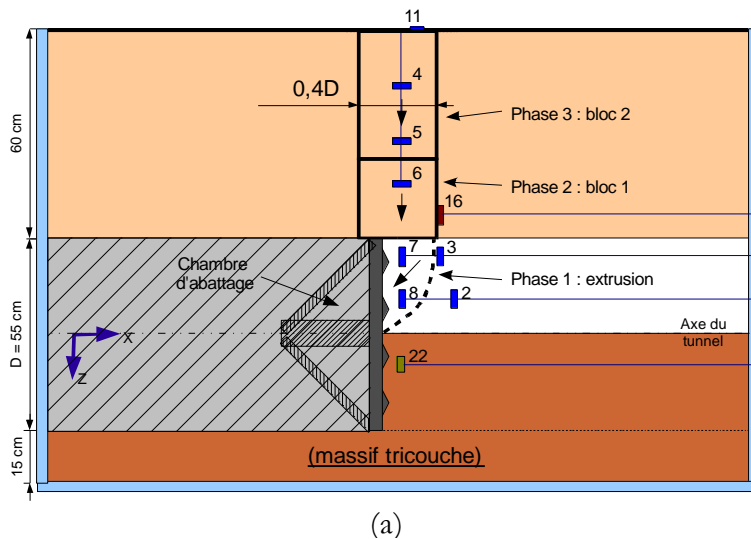


Figure 2-95 : Principaux déplacements mesurés dans le cas de la rupture par effondrement du front de taille en massif tricouche.



(b)

Figure 2-96 : Schéma (a) et photographie vue du dessus (b) du mécanisme de rupture par effondrement du front de taille en massif tricouche.

6.3 Cas de la rupture par refoulement du front de taille en massif homogène

6.3.1 Mécanisme de rupture

Expérimentalement, ce type de rupture est provoqué par une augmentation progressive de la quantité de matériau dans la chambre d'abattage (régime de sous-extraction).

En absence de pression de surface, lorsque la pression frontale devient « trop importante » (détails sur cette pression limite dans le §6.3.2), on observe le refoulement d'un bloc rigide à l'avant du front, bloc pouvant s'étendre jusqu'à plus de $2D$ à l'avant du bouclier, comme en atteste les graphes de la Figure 2-97 observés en massif cohérent frottant ($c=0.5\text{kPa}$). Sur le plan du comportement en contraintes, une mise en butée du massif est observée. Elle se traduit toujours dans l'axe du tunnel par une augmentation de la contrainte horizontale

frontale (σ_x), une diminution de la contrainte verticale axiale (σ_z) loin du bouclier (à plus de $0.65D$), et une augmentation de cette dernière pour des distances inférieures (Cf. Figure 2-98). L'évolution de la contrainte verticale (augmentant près du front de taille et diminuant au loin prouve d'un allègement), le comportement de corps rigide du bloc refoulé et son extension en surface présentés précédemment nous conduisent à proposer le mécanisme de rupture par refoulement de la Figure 2-99 en massif cohérent frottant ($c=0.5kPa$). Ce mécanisme sera confronté aux modèles théoriques existants dans le dernier chapitre de ce mémoire (Chapitre 4, §3.6.1). Noter qu'expérimentalement, le refoulement ascendant du matériau à l'avant de la machine peut s'accompagner d'un tassement de la surface libre du massif à l'arrière du tunnelier dans le cas d'un régime de sous-extraction sévère (Doan, 2007). L'explication de ce phénomène sera apportée grâce à la modélisation numérique dans le quatrième chapitre de ce mémoire (§3.6.1).

Nos essais montrent que la présence d'une pression en surface (modélisation d'un bâtiment par exemple) modifie le mécanisme de refoulement et la cinématique décrite précédemment. En effet, lors des essais réalisés avec surcharge en surface (MC6 et MC7), chaque mise en butée du massif a généré uniquement une accentuation des tassements en surface comme en atteste la Figure 2-100. En raison de la pression de surface importante imposée lors de ces essais, il semble en effet que les déplacements aient eu tendance à se développer le plus possible dans les directions horizontales frontales et radiales, comme ont pu le montrer les mesures de ces déplacements effectuées lors de ces essais.

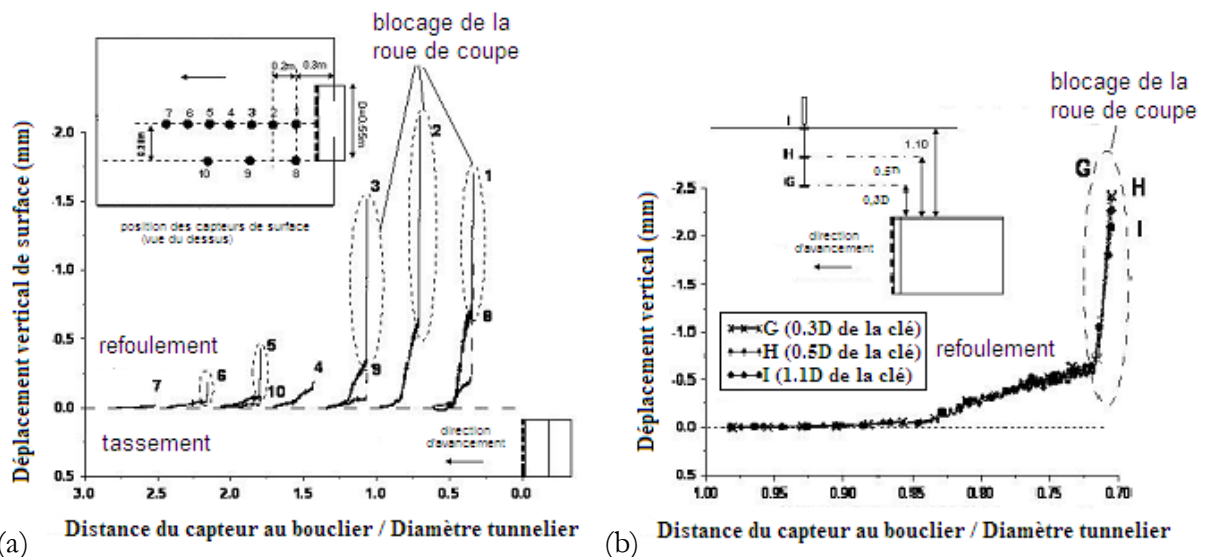


Figure 2-97 : Déplacements de surface (a) et internes (b) observés lors des phases de mise en butée d'un massif sans pression de surface.

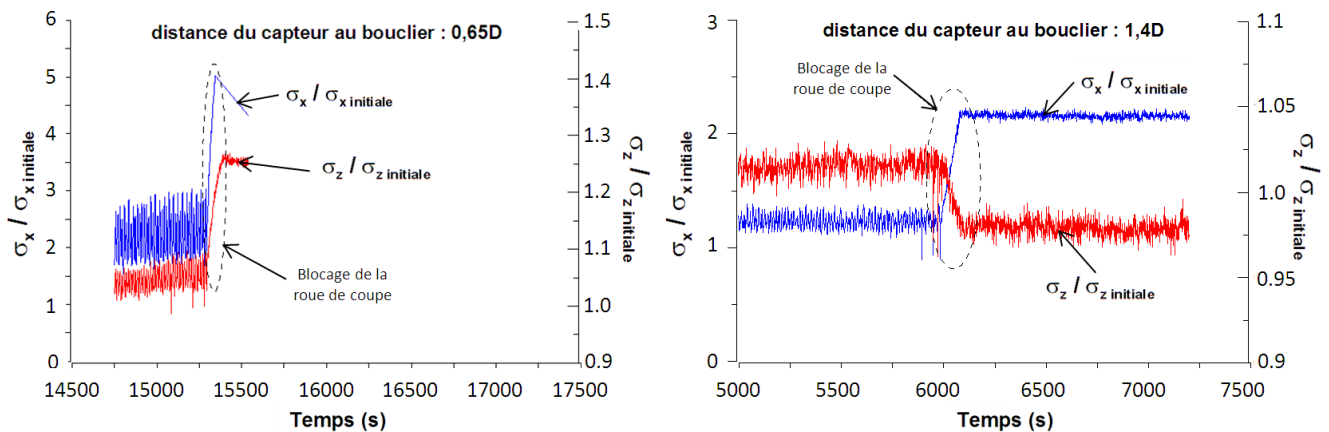


Figure 2-98 : Variations des contraintes horizontales frontales (σ_x) et verticales axiales (σ_z) lors des phases de mise en butée d'un massif sans pression de surface.

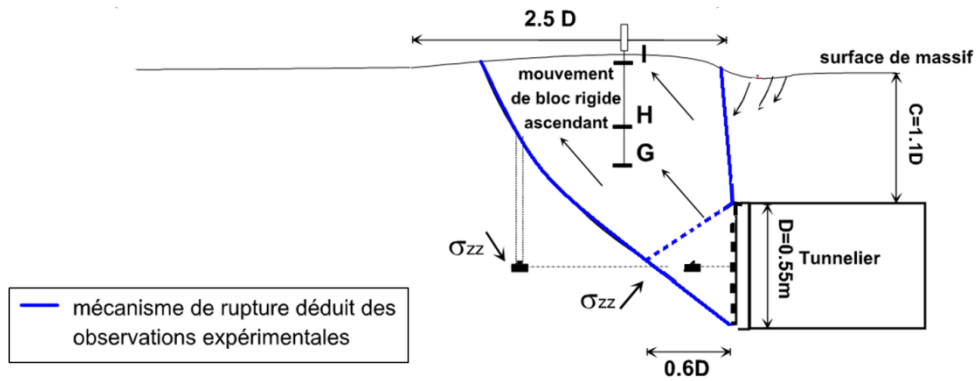


Figure 2-99 : Mécanismes théoriques et expérimentaux de rupture par refoulement du front de taille en massif cohérent-frottant.

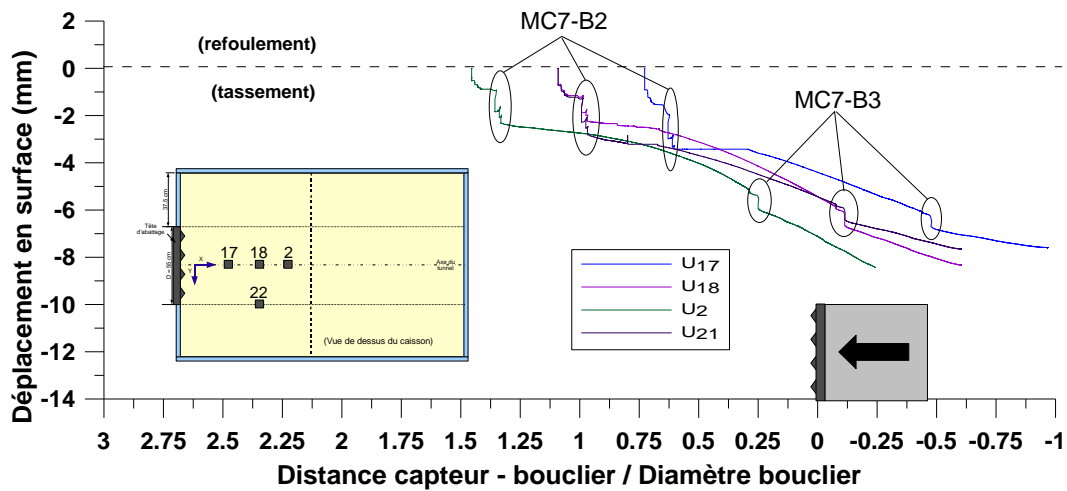


Figure 2-100 : Déplacements de surface observés lors des mises en butée d'un massif avec pression de surface.

6.3.2 Pressions frontales limites

Toutes les phases de creusement sur modèle réduit ayant été conduites avec une pression frontale trop importante, source de déplacements instantanés importants et anormaux en surface, ont été analysées. Pour chacune, la contrainte horizontale frontale moyenne (rapport de l'effort de poussée frontale par la section du bouclier) telle que le premier mouvement de refoulement apparaisse en surface a été déterminée (Cf. Figure 2-101). Pour les essais réalisés avec surcharge, le critère a été l'accélération brutale des tassements de surface.

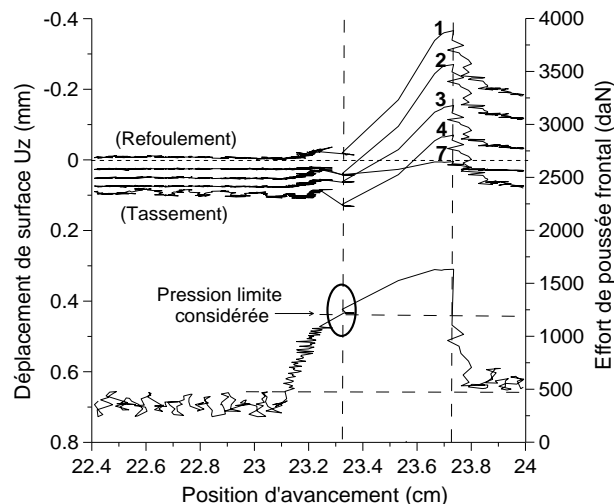


Figure 2-101 : Exemple de détermination de pression limite pour une phase de mise en butée (MC5-B1).

Le Tableau 2-13 fait la synthèse des contraintes frontales expérimentales moyennes σ_T^{exp} obtenues. Elles seront confrontées à celles issues des modèles théoriques actuels dans le quatrième chapitre de ce mémoire (§3.6).

On note tout d'abord que, quel que soit l'essai considéré, ces pressions frontales sont comprises entre 10 et 76kPa, soit 2 à 13 fois la contrainte horizontale initiale dans l'axe du tunnelier.

Par ailleurs, la pression de surface a une légère influence mais c'est surtout l'histoire de sollicitation qui influe sur la pression frontale limite de rupture par refoulement mesurée expérimentalement. Ainsi, lors de deux mises en butée successives, on observe que la pression frontale limite est toujours plus importante lors de la première mise en butée que lors de la seconde ($\sigma_T^{\text{exp}}_{\text{MC1-B2}} < \sigma_T^{\text{exp}}_{\text{MC1-B1}}$ par exemple). Ce phénomène peut s'expliquer par une accumulation de déformations plastiques au cours des différentes mises en butée.

Tableau 2-13 : Pressions frontales de rupture par refoulement du front de taille expérimentales et théoriques.

Rupture considérée	c (kPa)	q (kPa)	σ_T^{exp} (kPa)	$\sigma_T^{\text{exp}} / \sigma_{h0}$
MC1-B1	2,5	0	34	9
MC1-B2	2,5	0	10	3
MC3-B2	2,5	0	21	6
MC5-B1	0,5	0	47	13
MC5-B3	0,5	0	21	6
MC6-B2	0,5	50	70	3
MC7-B2	0,5	50	76	4
MC7-B3	0,5	50	43	2

7 CONCLUSION

Les expérimentations réalisées sur le modèle réduit de tunnelier à pression de terre de l'ENTPE au cours de ce travail de thèse ont été présentées dans ce chapitre. Ce dispositif expérimental original sur le plan international (Cf. chapitre 1), sa large instrumentation et son matériau modèle permettant le respect des lois de similitude ont été détaillés. Les conditions de pilotage permettant l'obtention d'un régime d'équilibre et les paramètres de contrôle qu'ils influencent, issus des travaux de Branque & Boutin (2002) et Doan (2007) ont également été rappelés.

Préalablement aux essais de creusement, une large étude consacrée à l'influence de divers paramètres caractéristiques du sol (indice des vides, granulométrie, teneur en eau...) sur la réponse des capteurs de contraintes noyés dans le massif de sol a été effectuée. Cette étude a exhibé plusieurs tendances publiées dans (Berthoz et al, 2012b) et a quantifié l'incertitude régnant sur les mesures effectuées sur modèle réduit ($\pm 20\%$, étendus à $\pm 30\%$ dans le cas des matériaux de teneur en eau $w=4\%$). Le coefficient de poussée des terres au repos des terrains reconstitués sur modèle réduit, information difficile à obtenir in situ, a par ailleurs pu être estimé avec fiabilité ($K_0=0.3$).

Au cours de ce travail de thèse, huit nouveaux essais de creusement ont été réalisés : trois en massif homogène cohérent frottant, deux en massif purement frottant et trois en massif stratifié (deux bicouches et un tricouche). Ces nouveaux essais ont efficacement complété la base de données existante et la synthèse de tous les essais effectués sur modèle réduit a permis de caractériser avec précision la phénoménologie du mode de creusement à pression de terre.

Concernant le comportement du massif de sol au cours d'un creusement en régime d'équilibre, les influences de la pression frontale et de la nature du massif (cohésion, stratification...) sur les profils longitudinaux et

transversaux de tassements de surface ont été quantifiées. Les champs de contraintes et de déplacement autour d'une section courante et au front de taille, et l'influence de la pression frontale et de la nature du massif sur ceux-ci, ont également été clairement exhibés. Enfin, les effets de voûte autour de la machine, partiellement observés sur modèle réduit centrifugé par Nomoto et al (1999), ont été quantifiés grâce à ce travail de synthèse. La géométrie tridimensionnelle de la zone allégée et les reports de contraintes qui y sont inhérents ont été exhibés, ainsi que les influences de la pression frontale et de la nature du massif sur ceux-ci. Ces effets de voûte peuvent dans la pratique avoir un impact non négligeable sur les infrastructures et réseaux existants ainsi que sur le pilotage de la machine (cabrage).

Par ailleurs, dans une optique d'aide au dimensionnement et au pilotage des tunneliers réels, une étude approfondie des corrélations entre les différentes grandeurs-machines en régime d'équilibre a également été effectuée. On retiendra en particulier que lors de nos essais, moins de 20% du couple exercé sur la roue de coupe est réellement consacré à l'excavation du terrain, la majeure partie servant au brassage du matériau contenu dans la chambre d'abattage. Nos essais ont également montré que la roue de coupe exerce un rôle de soutènement mécanique important du front de taille, directement égal à la surface de ses parties fermées : pour une roue à 50% de taux d'ouverture, seule la moitié de la pression frontale est exercée par le matériau confiné dans la chambre. Ces travaux en régime d'équilibre ont donné lieu à un article pour revue internationale (Berthoz et al, 2012a) et quatre présentations en conférence (Berthoz et al, 2010a, 2011a, 2011b, 2011c).

Des informations nouvelles sur les mécanismes et pressions limites de rupture par effondrement du front de taille ont également pu être obtenues au cours de cette thèse. En massif homogène cohérent frottant, une rupture par bloc du front a été mise en évidence alors qu'en massif purement frottant, une cheminée d'écoulement prenant naissance en clé du tunnelier a été exhibée. En massif stratifié bicouches (couche purement frottante au dessus de l'axe du tunnel recouvrant une couche cohérente frottante de cohésion importante), le mécanisme de rupture s'est révélé très proche de celui observé en massif homogène purement frottant. Un mécanisme original composé d'une extrusion dans la couche purement frottante source d'une rupture de type « trappe » dans la couverture cohérente frottante a par ailleurs été observée en massif stratifié tricouches. Les mesures de contraintes et de déplacements au sein du massif de sol ont enfin permis d'exhiber la cinématique de rupture par refoulement du front de taille. Les différentes cinématiques et pressions limites observées expérimentalement pourront être confrontées à des modèles théoriques dans le quatrième chapitre dans ce mémoire. Notons que ces travaux concernant l'étude de la stabilité du front de taille ont donné lieu à un article pour revue internationale (Berthoz et al, 2012a) et trois présentations en conférence (Subrin et al, 2009 ; Berthoz et al, 2010b, 2011a).

Chapitre 3. Confrontation de la modélisation physique effectuée avec des données de chantier

1	Présentation des chantiers étudiés	147
1.1	Collecteur d'eau Rio Bogota (Colombie)	147
1.2	Ligne 12 du Métro parisien	148
2	Etude des grandeurs machine	151
2.1	Confrontation de leurs valeurs moyennes avec le modèle réduit	151
2.2	Analyse de la répartition des pressions au sein de la chambre d'abattage	154
2.3	Recherche de corrélations entre les différentes grandeurs-machines	155
3	Etude des déplacements	157
3.1	Première zone instrumentée	157
3.2	Seconde zone instrumentée.....	159
4	Conclusion.....	162

1 PRESENTATION DES CHANTIERS ETUDIÉS

Ce troisième chapitre est consacré à l'analyse de données issues de deux chantiers de tunnels récents : le collecteur d'eau Rio Bogota (Colombie) et le prolongement de la ligne 12 du métro parisien. Le principal objectif visé, à l'échelle de ce travail de thèse, est d'apporter des éléments de validation de la modélisation physique effectuée sur modèle réduit et présentée au chapitre précédent. A plus long terme, ces données, complétées par celles issues d'autres chantiers de tunnels creusés au bouclier à front pressurisé, pourront être utilisées comme moyen de validation des outils de dimensionnement et de pilotage développés à partir des modèles théoriques, et calés sur la phénoménologie observée sur modèle réduit (Cf. Figure 0-3).

1.1 Collecteur d'eau Rio Bogota (Colombie)

La ville de Bogota a débuté de lourds travaux depuis 2007 visant à assurer à ses habitants un captage d'eaux usées performant ainsi que la préservation des rivières Fucha, Tunjuelo et Bogota. Le collecteur Fucha-Tunjuelo (Figure 3-1) en est un maillon. Cet ouvrage d'une longueur de 9.4km, d'un diamètre extérieur de 4.52m et creusé sous une couverture de 6 à 11m à l'aide d'un tunnelier à pression de terre, a été réalisé en 2008/2009 par les entreprises Solétanche Bachy Cimas et CSM Bessac, filiales de Solétanche Bachy.

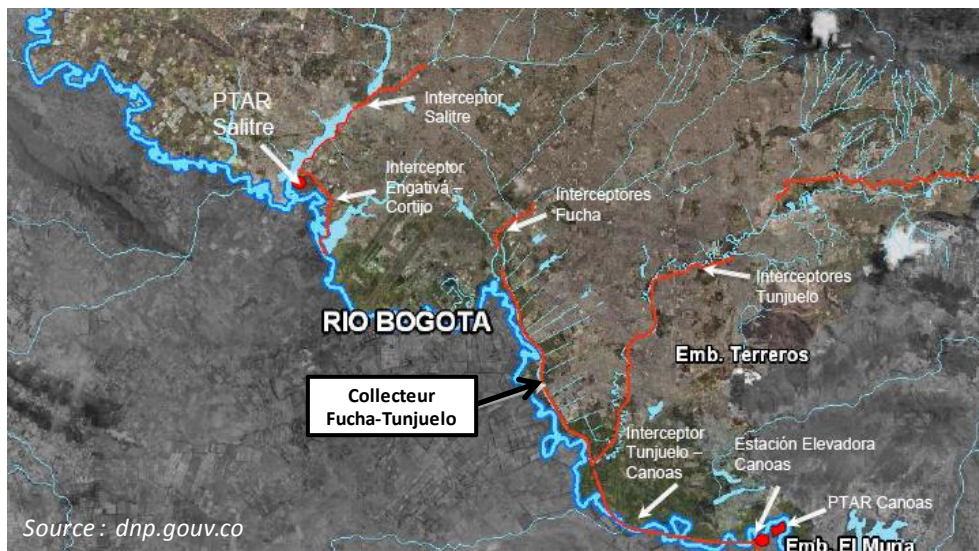


Figure 3-1 : Présentation générale du projet d'assainissement de la ville de Bogota (Colombie).

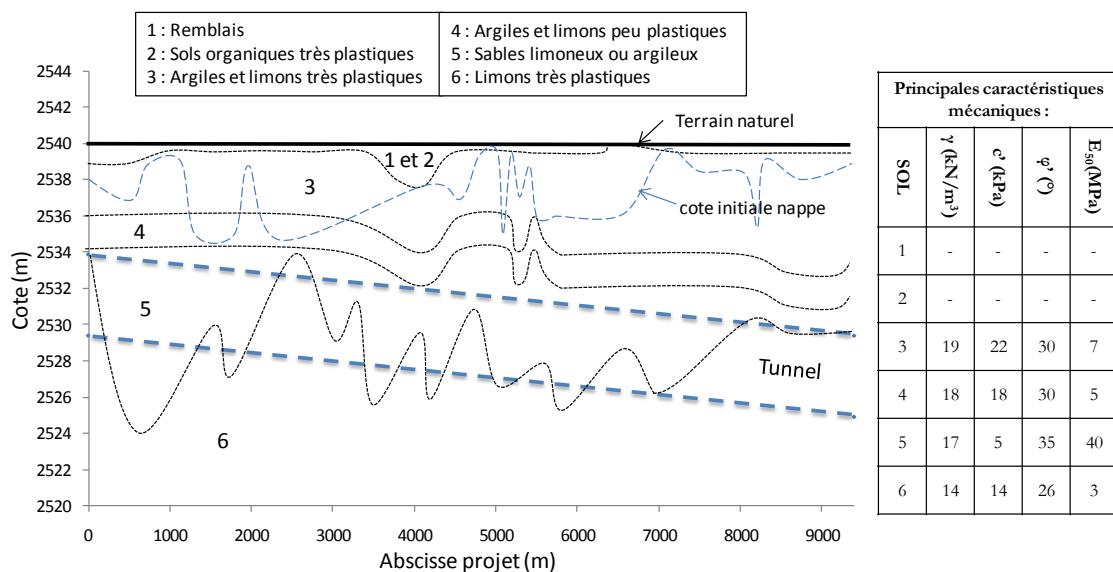


Figure 3-2 : Coupe géologique simplifiée et principales caractéristiques mécaniques des terrains rencontrés.

Les terrains traversés sont principalement des limons très plastiques et des sables argileux ou limoneux comme en atteste la coupe géologique simplifiée présentée en Figure 3-2. Quelques caractéristiques mécaniques (poids volumique humide, cohésion effective c' , angle de frottement interne φ' , module de déformation à 50% du déviateur maximal E_{50}) de ces différents terrains y sont également synthétisées.

L'entreprise CSM Bessac a mis à notre disposition les rapports d'anneaux de 3351 anneaux de voussoirs de 1.3m de large (soit plus de 4km de tunnel). Sur chacun de ceux-ci, ont pu être lues les valeurs moyennes de vitesse d'avancement v , d'effort de poussée total F_{pt} , de pressions dans la chambre d'abattage P_{ch} en clé/milieu/radier, de vitesse de rotation de la vis d'extraction w_{vis} et de pressions hydrauliques (directement proportionnelles aux couples) exercées sur la roue de coupe et la vis d'extraction. Par ailleurs, une évaluation de la nature du matériau excavé était effectuée à chaque anneau à partir des matériaux extraits.

1.2 Ligne 12 du Métro parisien

1.2.1 Contexte général projet

La ligne 12 du métro parisien commencée en 1907 est en cours de prolongement vers la mairie d'Aubervilliers depuis 2007. Le creusement du tunnel de 9.17m de diamètre et d'une longueur de 3.640km, sous une couverture de 13m en moyenne, a débuté fin 2009. Un tunnelier à pression de terre de marque Herrenknecht a été utilisé. Des données issues de ce chantier ont pu être analysées dans le cadre d'une collaboration avec la RATP (maître d'ouvrage), XELYS (maître d'œuvre) et le groupement d'entreprises titulaire du marché (mandataire : Chantiers Modernes BTP). Ces données sont principalement issues de la traversée de deux zones instrumentées situées en sortie des futures stations Proudhon-Gardinoux et Pont de Stains (Figure 3-3).



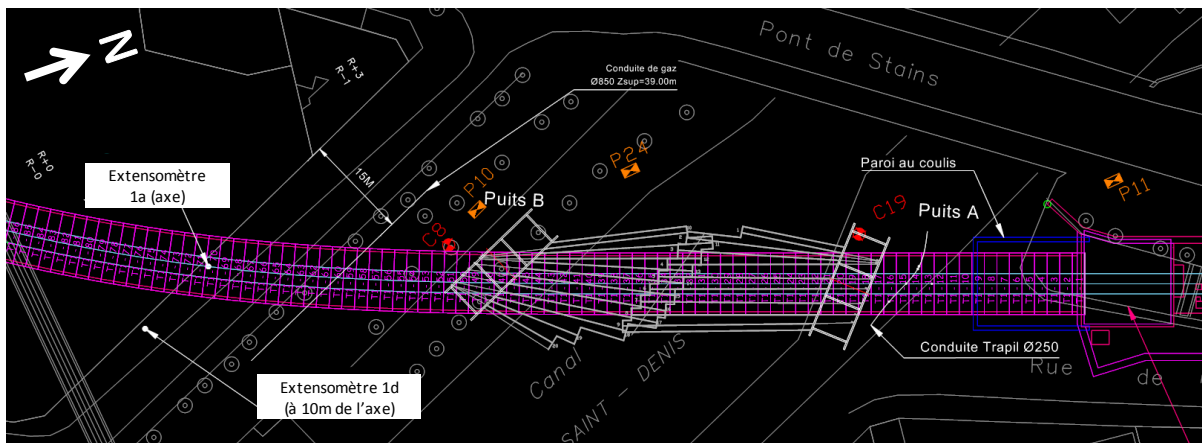
Figure 3-3 : Présentation générale du projet de prolongement de ligne 12 du métro parisien.

1.2.2 Données analysées

Les données analysées consistent tout d'abord en des mesures de déplacements verticaux issus de 4 extensomètres (deux par zones instrumentée), dans l'axe et à 10m de l'axe du tunnel. Des mesures de nivellements le long d'un axe longitudinal et de deux axes transversaux au tunnel ont également complété l'analyse des déplacements dans la seconde zone instrumentée. Les positions exactes de cette instrumentation sont présentées en Figure 3-4.

Par ailleurs, les valeurs moyennes des différentes grandeurs-machines (vitesse d'avancement, effort de poussée total, couple sur la roue de coupe, ...) au cours de la réalisation des anneaux n°60 à 85 (proximité de la zone instrumentée 1) et 545 à 570 (proximité de la zone instrumentée 2) ont pu être déterminées à partir des rapports d'anneaux. Noter que les pressions dans la chambre d'abattage étaient mesurées en 6 points différents de celle-ci, notés A à F sur la Figure 3-5.

Zone instrumentée 1 :



Zone instrumentée 2 :

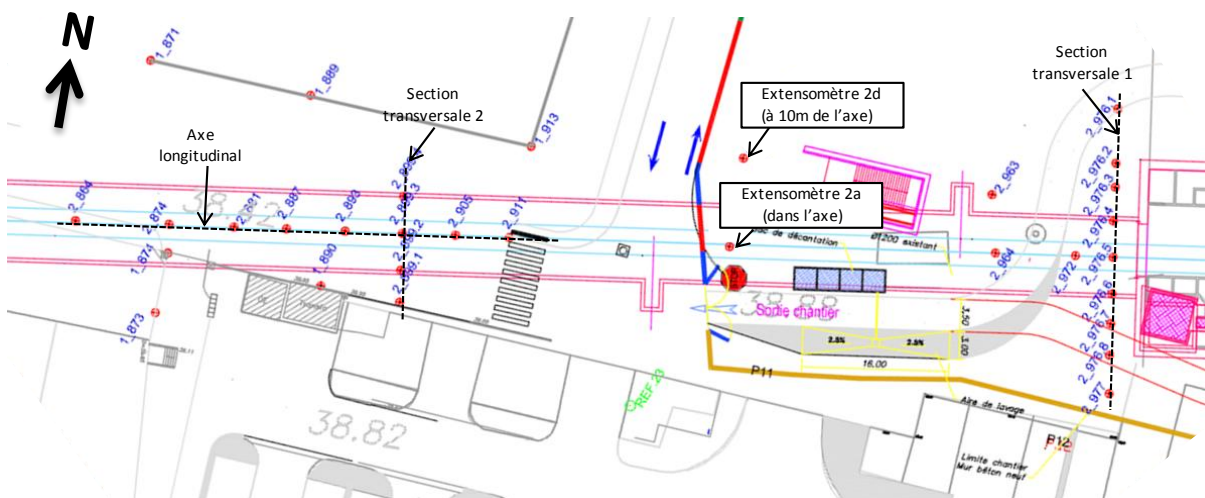


Figure 3-4 : Localisation précise de l'instrumentation mise en place dans les deux zones instrumentées.

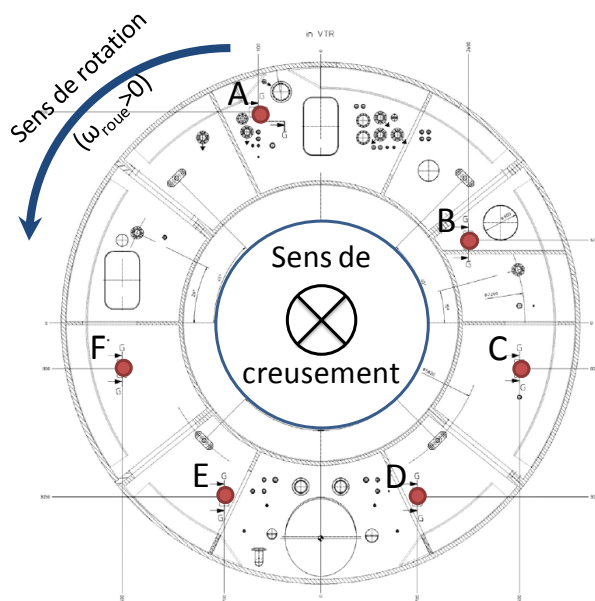


Figure 3-5 : Position des différents points de mesure des pressions dans la chambre d'abattage (Métro ligne 12).

1.2.3 Contexte géologique

A l'échelle du projet, la succession stratigraphique reste globalement inchangée et se compose de : remblais, marnes infragypseuses, sables de Monceau, calcaires de Saint Ouen, calcaires de Ducy, sables de Beauchamp supérieurs/médians/inférieurs, marnes et caillasses. Le tunnel est creusé dans les sables de Beauchamp supérieurs et les calcaires de Ducy et Saint Ouen. Les épaisseurs de ces différentes couches de sol ainsi que les positions des huit bagues des quatre extensomètres étudiés sont présentés en Figure 3-6.

Les caractéristiques mécaniques (poids volumique humide γ , coefficient de poussée des terres au repos K_0 , module d'Young E , coefficient de Poisson ν , cohésion effective c' et angle de frottement interne φ') de ces différentes couches sont synthétisées dans le Tableau 3-1.

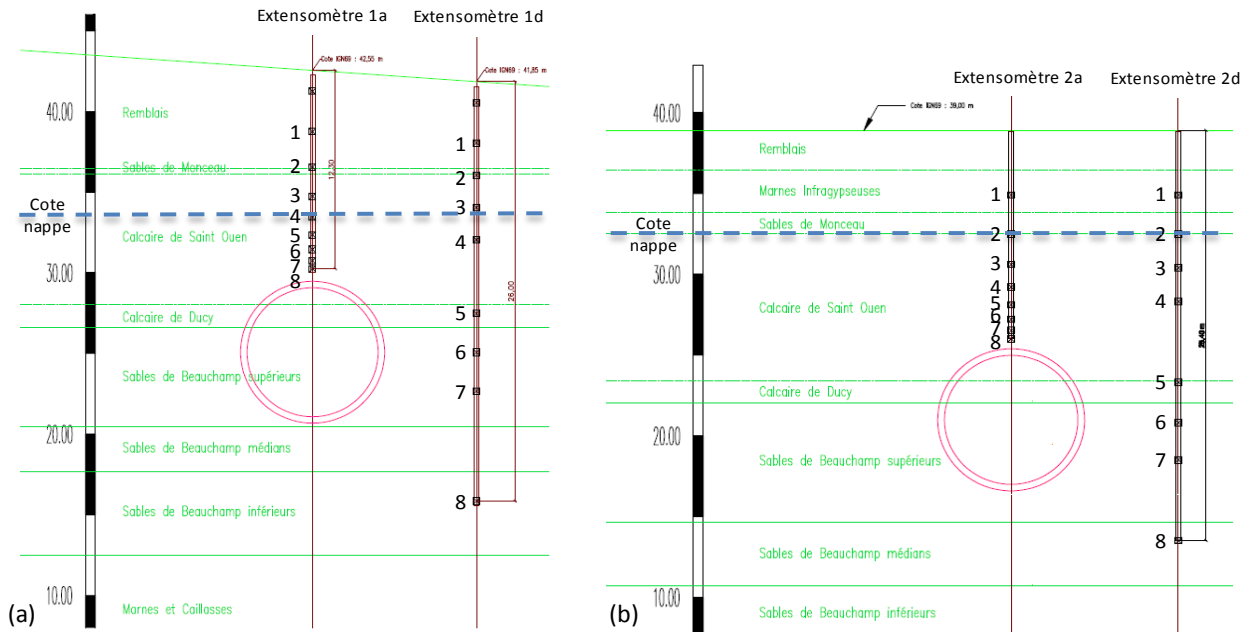


Figure 3-6 : Succession stratigraphique dans les sections instrumentées 1 (a) et 2 (b).

Tableau 3-1 : Caractéristiques mécaniques des différentes couches rencontrées lors du prolongement de la ligne 12 (d'après mémoire de synthèse géotechnique XELYS)

Sol	γ (kN/m ³)	ν ¹⁸	K_0 ¹⁹	COURT TERME			LONG TERME		
				E_{CT} (MPa)	c'_{CT} (kPa)	φ_{CT}' (°)	E_{LT} (MPa)	c'_{LT} (kPa)	φ_{LT}' (°)
Remblai de surface	20	0.35	0.5	10	0	25	10	0	25
Sables de Monceau	21	0.33	0.5	25	20	25	20	10	32
Calcaire de Saint Ouen	19	0.33	0.5	150(S1) ²⁰ 80(S2)	30	25	75(S1) 40(S2)	0	30
Calcaire de Ducy	Pas d'essais de caractérisation mécanique								
Sables Beauchamp supérieurs	21	0.30	0.5	190(S1) 120(S2)	20	30	95(S1) 60(S2)	0	35
Sables Beauchamp médians	20	0.33	0.5	140(S1) 100(S2)	60	15	70(S1) 50(S2)	30	24
Sables Beauchamp inférieurs	21	0.30	0.5	160(S1) 120(S2)	20	30	80(S1) 60(S2)	0	35
Marnes et caillasses	21	0.30	0.5	240	50	30	120	35	30

¹⁸ Valeurs empiriques (XELYS) : 0.35/0.4 pour les terrains peu compacts/argileux, 0.3/0.33 pour les terrains compacts/sableux.

¹⁹ Valeur empirique correspondant à des terrains sédimentaires globalement meubles (XELYS).

²⁰ Notation S1/S2 correspond respectivement à « zone instrumentée 1 »/ « zone instrumentée 2 ».

2 ETUDE DES GRANDEURS MACHINE

2.1 Confrontation de leurs valeurs moyennes avec le modèle réduit

2.1.1 Données

On cherche tout d'abord à comparer l'ordre de grandeur des différentes grandeurs machine avec ceux mesurés sur modèle réduit. Pour cela, on détermine leurs valeurs moyennes m et écart type σ sur la totalité des anneaux de voussoirs étudiés (50 anneaux pour le prolongement de la ligne 12, 3351 pour le collecteur Rio Bogota).

La Figure 3-7 permet de s'assurer de la dispersion raisonnable des nuages de points traités et justifie la pertinence de la détermination d'une valeur moyenne par grandeur machine dans le cas du prolongement de la ligne 12. Noter que la pression frontale moyenne considérée ici est la moyenne des pressions mesurées par les différents capteurs dans la chambre (exceptés D et E, perturbés par leur proximité de la vis d'extraction) auxquels sont ajoutés 0.13bars afin de se ramener à une pression dans l'axe du tunnelier (méthode utilisée sur chantier par l'entreprise concernée).

La Figure 3-8 (a) atteste de la grande quantité de données issues du collecteur Rio-Bogota et donne une première idée de la dispersion des mesures. Pour la quantifier, une représentation sous forme d'histogrammes a également été effectuée Figure 3-8 (b). Ces deux représentations complémentaires montrent que les valeurs moyennes m utilisées dans la suite de cette partie ont tout de même du sens.

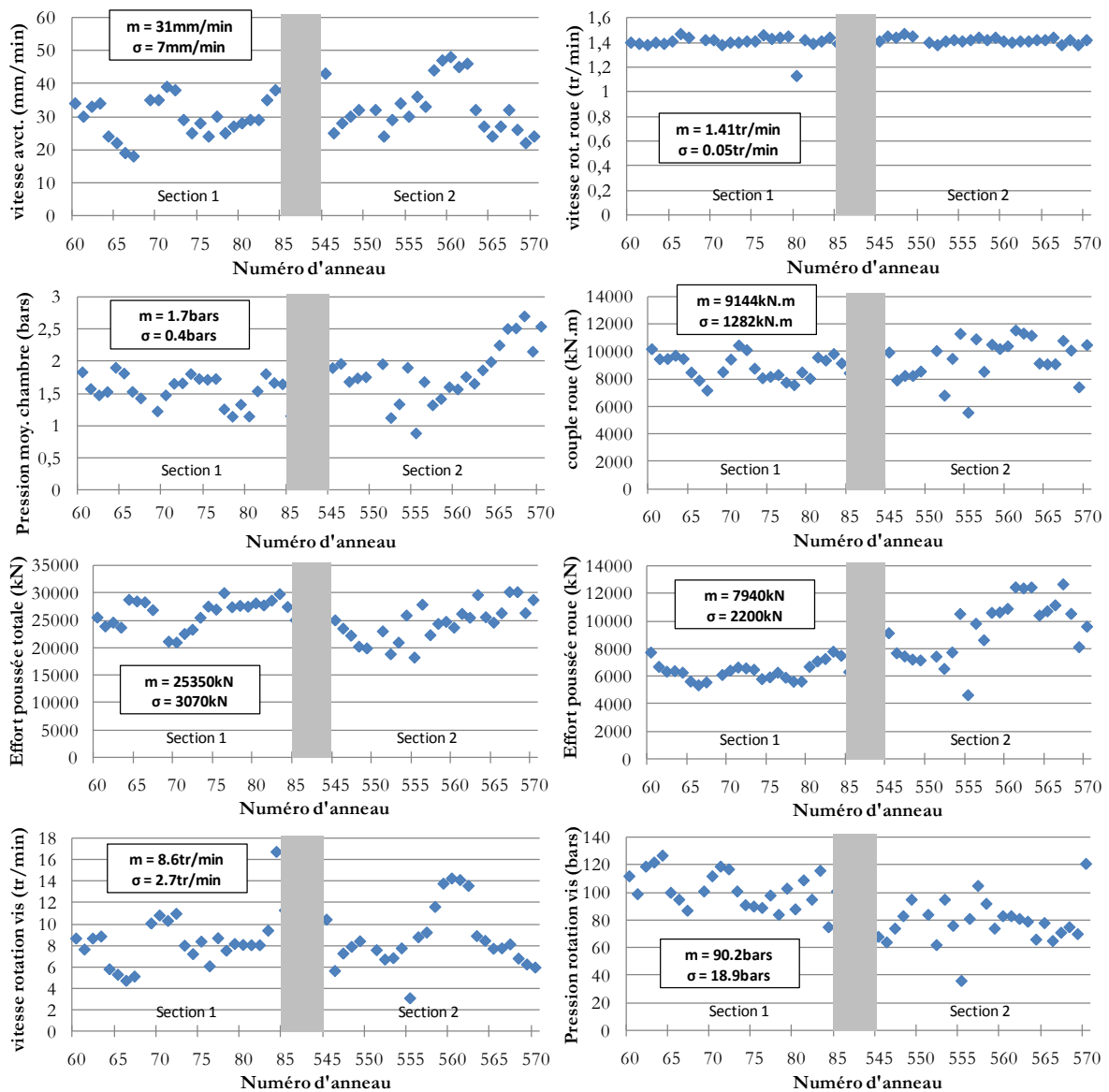


Figure 3-7 : Evolution des valeurs moyennes des différentes grandeurs-machine (ligne 12 du métro parisien).

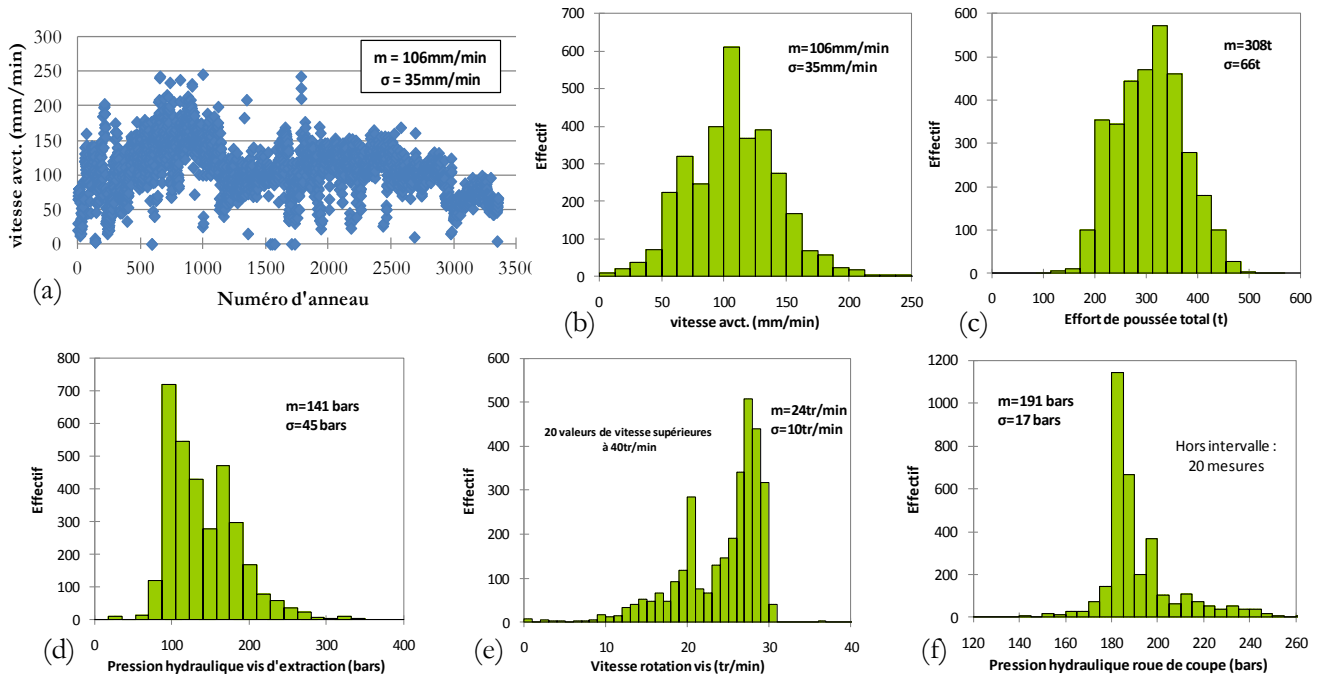


Figure 3-8 : Répartitions des valeurs des différentes grandeurs-machine au cours des 3351 anneaux étudiés du collecteur Rio-Bogota.

2.1.2 Synthèse

Les valeurs moyennes des différentes grandeurs-machines issues des graphes précédents sont synthétisées dans le Tableau 3-2 (colonnes 3 et 5). Elles sont confrontées à celles habituellement rencontrées sur modèle réduit (Cf. chapitre 2, §5.1), reportées dans la dernière colonne du Tableau 3-2. Différents rapports d'échelles issus des lois de similitude sont considérés : les grandeurs mesurées sur chantier sont ainsi multipliées par différents facteurs d'échelle U^* afin d'être converties aux dimensions du modèle réduit (colonnes 4 et 6 du Tableau 3-2). La démonstration des valeurs des facteurs d'échelle C^* , E^* et c^* a été effectuée dans le chapitre 1 au paragraphe 1.3.1.3 (Tableau 2.1). Par ailleurs, les facteurs d'échelle relatifs aux différentes grandeurs machines peuvent être obtenus par analyse dimensionnelle. On montre ainsi facilement que :

Le rapport d'échelle des vitesses vaut $v^* = \frac{\xi^*}{T^*} = \frac{L^*}{\sqrt{L^*}} = \sqrt{L^*}$. Le rapport d'échelle de temps T^* est issu de

l'équation indéfinie du mouvement ($T^* = \sqrt{L^*}$).

$$\omega_{roue}^* = \omega_{vis}^* = \frac{1}{T^*} \approx 1^*$$

$C_{roue}^* = \sigma^* \cdot L^{*3} \approx L^{*4}$. Le couple sur la roue de coupe s'exprime en effet comme le produit du niveau de contrainte régnant dans la chambre d'abattage (facteur d'échelle σ^*) par le cube de la longueur caractéristique de la taille de la chambre d'abattage (facteur d'échelle L^*).

$F_{poussée}^* = \sigma^* \cdot L^{*2} \approx L^{*3}$. De même, l'effort de poussée peut s'écrire comme l'intégrale de la contrainte horizontale dans la chambre d'abattage (facteur d'échelle σ^*) sur la surface du front de taille (facteur d'échelle L^{*2}).

$C_{vis}^* = \sigma^* \cdot L_{vis}^{*3} \approx L^* \cdot L_{vis}^{*3}$. Le couple sur la vis d'extraction peut s'exprimer de la même manière que le couple sur la roue de coupe, excepté le fait que la longueur caractéristique à considérer ici soit le diamètre de la vis d'extraction, et non celui de la roue de coupe (facteur d'échelle L_{vis}^*).

Tableau 3-2 : Confrontation des valeurs moyennes des différentes grandeurs machines mesurées lors des creusements du collecteur Rio Bogota et du prolongement de la ligne 12 avec celles mesurées sur modèle réduit.

Grandeur	Facteur d'échelle	Collecteur Rio Bogota	Equivalent mod. réduit	Méto ligne 12	Equivalent mod. réduit	Modèle réduit
Caractéristiques mécaniques et géométriques						
D (m)	=> L*	4.52	0.55 =>L*=0.12	9.17	0.55 => L*=0.06	0.55
D vis extr. (m)	=> L _{vis} *	0.6	0.08 => 0.13	0.9	0.08 => 0.09	0.08
C (m)	= L*	6 à 11	0.7 à 1.3	13	0.8	0.60
E (MPa)	= L*	3 à 40	0.4 à 4.8	120	7.2	5 à 10
c (kPa)	= L*	5 à 22	0.6 à 2.6	30	1.8	0 à 2kPa
Paramètres de pilotage						
v moyenne avct. (mm/min)	$=\sqrt{L^*}$	100	35	31	7.6	1.8 à 5mm/min
w roue (tr/min)	$=1/\sqrt{L^*}$	nc	Nc	1.4	5.7	1.3 à 5tr/min
w vis (tr/min)	$=1/\sqrt{L_{vis}^*}$	28	77	8.6	28.7	8 à 15
Paramètres de contrôle						
Couple roue (daN.m)	$= (L^*)^4$	185bars * X= ?	?	914000	12	12 à 33
Effort de poussée total (daN)	$= (L^*)^3$	320 000	550	2535000	550	300 à 700 ²¹
Pression moy. chambre (kPa)	= L*	120	14	175	10	3 à 20
Couple vis (daN.m)	$=L^*.(L_{vis}^*)^3$	100bars*X= ?	?	90bars*X= ?	?	5

Excellent accord avec Modèle réduit ²²	Limite accord avec modèle réduit ²³	Désaccord avec modèle réduit ²⁴	Ne sait pas
---	--	--	-------------

Plusieurs conclusions majeures peuvent être faites à la lumière du Tableau 3-2. Remarquons tout d'abord que les deux chantiers étudiés correspondent aux modélisations effectuées sur modèle réduit en termes de hauteur de couverture et caractéristiques mécaniques des terrains (avec un léger écart pour le collecteur Rio Bogota où les terrains traversés ont des rigidités légèrement plus faibles que sur modèle réduit). La « validation » des modélisations effectuées sur modèle réduit par ces données à donc un sens.

Par ailleurs, on observe que les valeurs des différents paramètres de pilotage (vitesse d'avancement, vitesse de rotation de la roue de coupe, vitesse de rotation de la vis d'extraction) sont plutôt en désaccord avec celles imposées sur les deux chantiers étudiés, notamment à cause de l'importante vitesse d'avancement imposée lors de ceux-ci. Ce constat ne semble a priori pas préjudiciable de par la stationnarité des phénomènes observés sur le modèle réduit et

²¹ Effort de poussée frontal ici car les efforts de guidage et de frottement sol/jupe ne sont pas exercés sur chantier.

²² Dans l'intervalle mesuré sur modèle réduit.

²³ A plus ou moins l'intervalle mesuré sur modèle réduit.

²⁴ Au-delà, i.e. à plus d'un intervalle à l'extérieur de l'intervalle mesuré sur modèle réduit.

il est nécessaire de garder en mémoire que nombre de tunnels sont creusés avec des cadences d'avancement plus faibles que celles tenues lors des deux chantiers analysés ici.

Dans ces conditions, il est intéressant de constater que les paramètres de contrôle (couple sur la roue de coupe, effort de poussée total et pressions dans la chambre d'abattage) ont des ordres de grandeurs similaires à ceux rencontrés sur modèle réduit. Ce constat est la preuve de l'absence d'effets d'échelles dans ce domaine et contribue à la validation des analyses effectuées à l'échelle du modèle réduit.

2.2 Analyse de la répartition des pressions au sein de la chambre d'abattage

La Figure 3-9 présente les évolutions en continu des mesures de pressions dans la chambre (capteurs A à F) ainsi que de la vitesse de rotation de la roue de coupe au cours du creusement de deux anneaux (n°60 et 570) du prolongement de la ligne 12 du métro parisien.

Ces deux exemples illustrent tout d'abord l'effet de la gravité sur les pressions dans la chambre d'abattage puisque les pressions au niveau du capteur A (clé) sont inférieures à celles mesurées au niveau des capteurs B, C et D (milieu de la chambre), elles-mêmes inférieures à celles mesurées en bas de la chambre (capteurs D et E).

Par ailleurs, l'influence du sens de rotation de la roue de coupe sur les mesures peut être analysée. On observe que lorsque le sens de rotation est inversé (passe de positif à négatif au bout d'environ 100cm ici), les pressions diminuent à hauteur des capteurs situés en partie droite de la chambre (B, C et D) et augmentent à hauteur des capteurs situés à gauche de la chambre (capteurs E et F). Cette tendance pourrait s'expliquer par la position du matériau contenu dans la chambre qui aurait tendance à être déporté du côté gauche (côté des capteurs E et F) lorsque la roue de coupe tourne dans le sens horaire comme illustré sur la Figure 3-9(a). Une incertitude sur les positions relatives des différents capteurs situés dans la chambre d'abattage a cependant été soulevée et non résolue par l'entreprise pilote du tunnelier utilisé. Notons par ailleurs qu'une tendance opposée a été mise en évidence par Branque & Boutin (2002) sur le modèle réduit de l'ENTPE et expliquée par l'effet compressif de la roue de coupe (qui comprime le matériau entraîné du haut vers le bas sur le capteur). D'autres analyses de données de chantier seront par conséquent nécessaires à la confirmation de l'une ou l'autre de ces tendances.

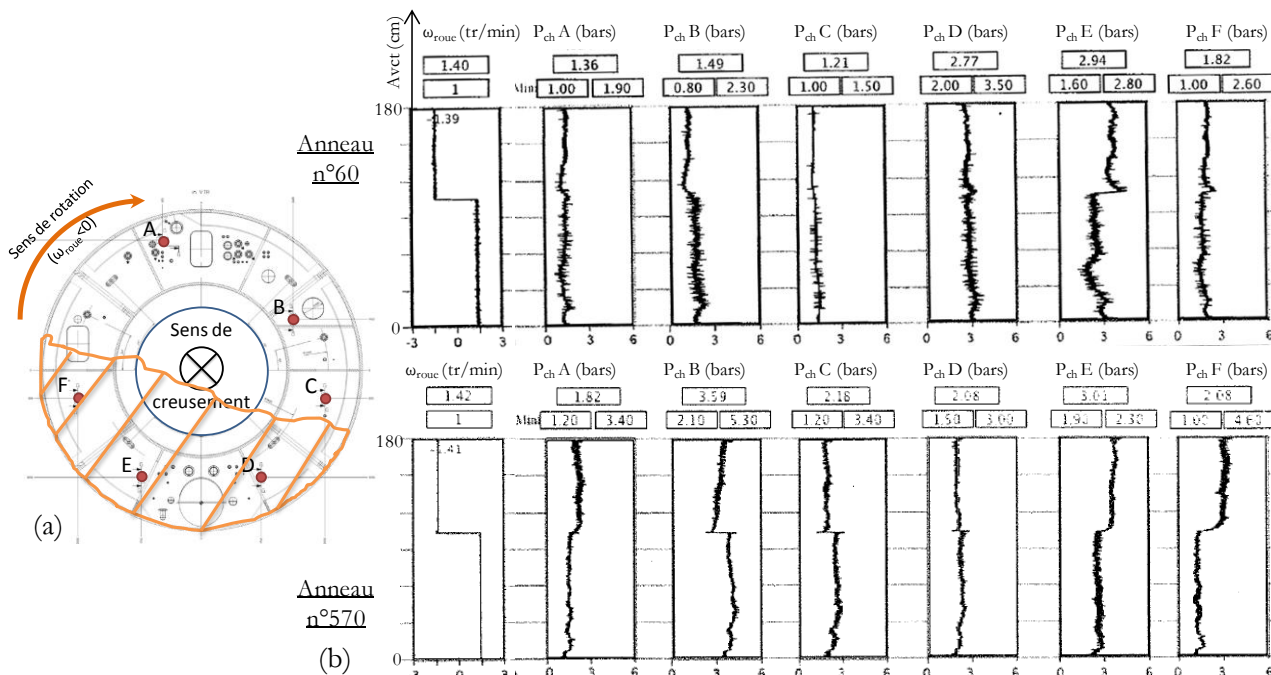


Figure 3-9 : Evolution des pressions dans la chambre d'abattage lors du creusement de deux anneaux du prolongement de la ligne 12 du métro parisien.

2.3 Recherche de corrélations entre les différentes grandeurs-machines

Ce paragraphe est consacré à la recherche de corrélations entre les différentes grandeurs machine mesurées sur chantier, l'objectif visé étant toujours d'en déduire des éléments d'aide au pilotage. De même que sur modèle réduit (Cf. chapitre 2, paragraphe 5.1), on suppose que l'effort de poussée total, le couple sur la roue de coupe et le couple sur la vis d'extraction peuvent s'exprimer de la manière suivante :

$$(3-1) \quad \begin{cases} F_{poussée_total} = f(v_{avct}, P_{moy_chambre}) \\ C_{roue} = f(v_{avct}, P_{moy_chambre}) \\ C_{vis} = f(\omega_{vis}, P_{moy_chambre}) \end{cases}$$

Noter que ces relations ont été simplifiées ici par rapport au cas « général » présenté au chapitre 2 afin d'être en adéquation avec les données de chantier dont nous disposons actuellement : couple de rotation à vide de la roue inconnu, matériaux traversés et vitesse de rotation de la roue de coupe constants...

Les développements suivants sont issus de l'analyse des données de la ligne 12 du métro parisien. Afin d'ôter le biais généré par le changement de sens de rotation de la roue de coupe à mi-anneau, nous avons décidé de ne conserver que les valeurs moyennes des différentes grandeurs-machine lorsque la roue de coupe tourne dans le sens direct. Pour fiabiliser l'analyse, seules les phases durables de creusement à conditions constantes (grandeurs machines stables pendant au moins 30cm d'avancement) sont conservées, et les points de fonctionnement issus de la réalisation d'anneaux à proximité des sections instrumentées 1 et 2 sont représentés différemment sur les graphes suivants. Notons enfin qu'on peut évaluer l'incertitude générée par la détermination graphique de ces mesures (liée à la qualité des impressions d'écran disponibles) : 0.1bars sur la pression frontale, 2mm/min sur la vitesse d'avancement, 500kN.m sur le couple sur la roue de coupe, 1500kN sur l'effort de poussée total, 0.75tr/min sur la vitesse de rotation de la vis d'extraction et 10bars sur la pression du moteur hydraulique de la vis d'extraction.

Les nuages de points obtenus (Figure 3-10) restent assez dispersés et ces analyses ne peuvent à ce titre suffire à tirer des conclusions majeures concernant les relations entre grandeurs machines, dans une optique de développement d'outils d'aide au pilotage des tunneliers réels. Elles devront être complétées par l'analyse d'autres données de chantier. Néanmoins, certaines tendances (ou absence de tendances) apparaissent assez clairement et sont en bon accord avec les observations effectuées sur modèle réduit (Cf. chapitre 2).

On observe tout d'abord une relation nette entre vitesse d'avancement et vitesse de rotation de la vis d'extraction (Figure 3-10 (a)), preuve de la volonté du pilote du tunnelier de conserver une quantité de matière constante dans la chambre d'abattage : « notion de ratio proche de 1 en régime d'équilibre » sur le modèle réduit (chapitre 2). La « constance » de la pression moyenne indépendamment de la vitesse d'avancement (Figure 3-10 (b)) va également dans ce sens.

Dans ces conditions de creusement (i.e. à quantité de matière quasi-constante dans la chambre d'abattage), on note que l'effort de poussée frontale semble relativement indépendant de la vitesse d'avancement (Figure 3-10 (c)), conformément à la stationnarité du régime d'équilibre exhibée sur modèle réduit (Cf. chapitre 1, §1.2.4). La légère croissance du couple sur la roue de coupe avec la vitesse d'avancement est contradictoire avec cette stationnarité (Figure 3-10 (d)). Elle peut peut-être s'expliquer par l'augmentation du couple d'excavation avec la vitesse d'avancement liée au fait que, la vitesse de rotation de la roue restant constante, la distance de pénétration des dents de la roue de coupe dans le terrain croît avec la vitesse d'avancement. Cet effet n'a pu être exhibé sur le modèle réduit de par la faible part du couple d'excavation (<20%) dans le couple total. Il pourrait d'ailleurs être intéressant de vérifier l'ordre de grandeur du rapport entre couple de brassage et couple d'excavation sur chantier. Pour cela, il serait nécessaire d'analyser des phases de brassage à vitesse d'avancement nulle pour identifier clairement le couple de brassage (ces données n'étaient pas disponibles sur les deux chantiers étudiés).

Les Figure 3-10 (e) et (f) montrent la croissance du couple sur la roue de coupe et de l'effort de poussée total avec la pression moyenne dans la chambre d'abattage. Cette première tendance a été mise en évidence sur modèle réduit et s'explique notamment par l'augmentation du couple nécessaire au brassage du matériau contenu dans la chambre (Cf. Chapitre 2, §5.2). La seconde s'explique par l'équilibre du bouclier : lorsque la pression de confinement augmente, les vérins de poussée doivent exercer un effort croissant pour s'opposer au recul du tunnelier.

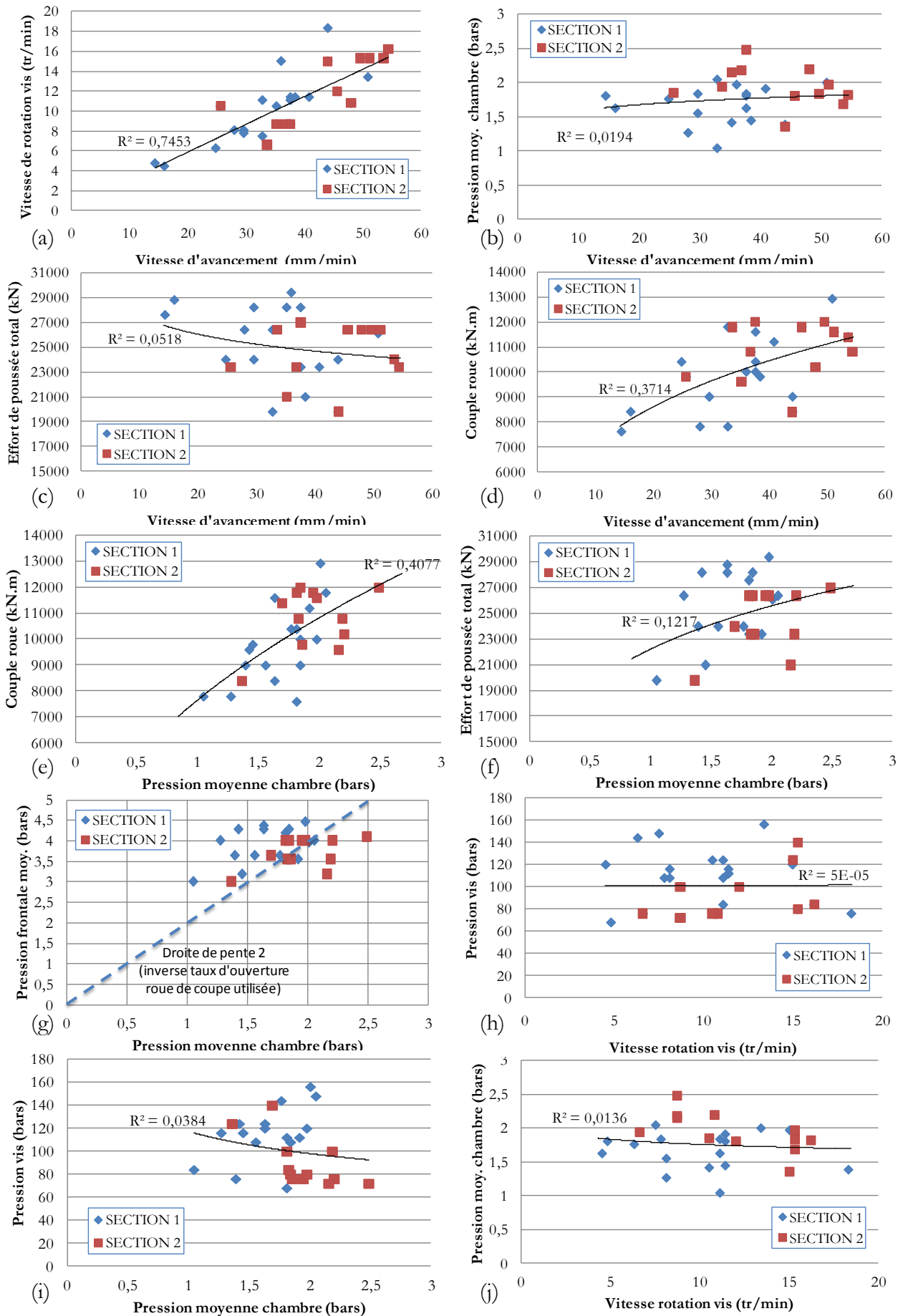


Figure 3-10 : Recherche de corrélations entre les différentes grandeurs machines (Prolongement de la ligne 12 du métro parisien).

Par ailleurs, la relation entre la pression frontale moyenne (quotient de l'effort de poussée frontal par la surface du bouclier) et la pression moyenne régnant dans la chambre d'abattage exhibée sur modèle réduit (Figure 2-87) est confirmée (Figure 3-10(g)). En effet, ce rapport est proche de 2, i.e. l'inverse du taux d'ouverture de la roue de coupe utilisée lors de ce chantier (50%). En d'autres termes, comme sur modèle réduit, seule une part de la pression frontale égale au taux d'ouverture de la roue de coupe est transmise à l'intérieur de la chambre d'abattage.

Aucun lien entre le couple sur la vis d'extraction, la vitesse de rotation de la vis d'extraction et la pression moyenne dans la chambre d'abattage (Figure 3-10 (h, i, j)) ne sont visibles ici. Ces absences de corrélations semblent assez conformes à l'intuition dans la mesure où la vis débouche assez peu dans la chambre d'abattage mais devront être complétées par l'analyse d'autres données de chantier afin de s'en assurer.

Noter que le même type d'analyse a été réalisé avec les données du collecteur Rio-Bogota mais n'a pu mettre en évidence de tendances claires, notamment par manque d'informations en continu nous ayant obligé à travailler à partir des valeurs moyennes par anneau des différentes grandeurs machine. Celle-ci aurait pu être très intéressante dans la mesure où elle aurait pu notamment apporter des informations sur l'influence des caractéristiques mécaniques des terrains traversés sur les différentes grandeurs machine.

3 ETUDE DES DEPLACEMENTS

Les données traitées ici sont exclusivement issues du prolongement de la ligne 12 du métro parisien. Les deux zones instrumentées (en tout 4 extensomètres et des mesures de nivellement dans les directions longitudinales et transversales par rapport à l'axe du tunnel) sont successivement présentées.

3.1 Première zone instrumentée

3.1.1 Extensomètre 1a : dans l'axe

La Figure 3-11 présente l'évolution des déplacements verticaux dans l'axe du tunnelier au niveau de l'extensomètre 1a (une mesure en tête puis au niveau de 8 bagues de profondeurs différentes).

Pour cette section instrumentée, on observe que les déplacements apparaissent environ 1 diamètre à l'avant du bouclier, qu'environ 30% du tassement final de surface est généré à l'avant de celui-ci et que les déplacements se stabilisent environ 2.5D à l'arrière du bouclier.

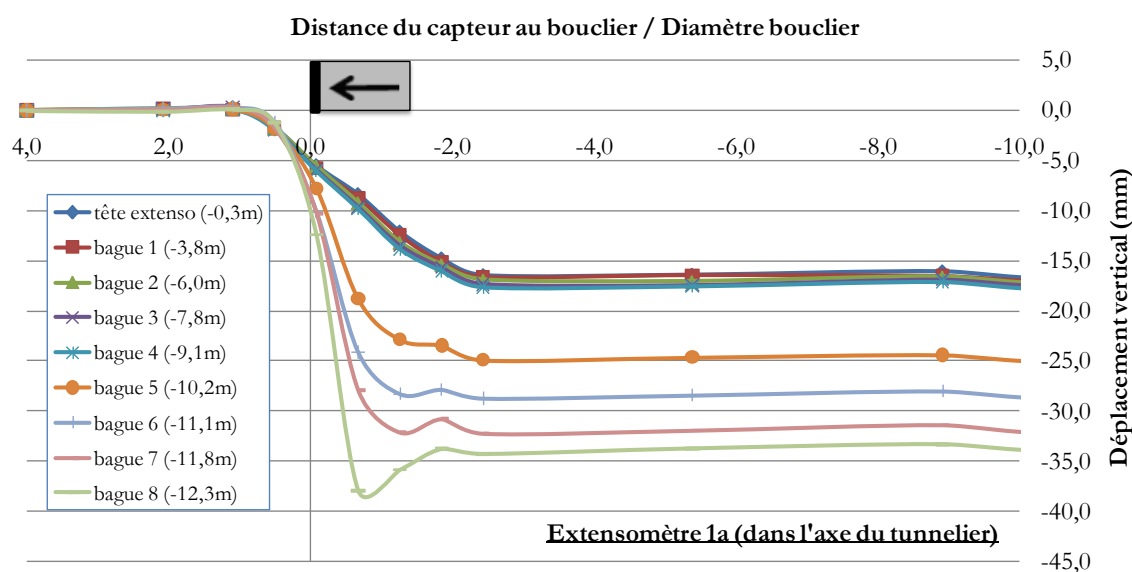


Figure 3-11 : Evolution des déplacements verticaux dans l'axe du tunnelier (extensomètre 1a) en fonction de la distance au tunnelier.

Les déplacements mesurés au niveau des différentes bagues sont identiques jusqu'à 9.1m de profondeur (tête + bagues 1 à 4), ce qui met en évidence un mouvement de corps rigide de la partie supérieure de la couverture. Plus profondément (bagues 5 à 8), les déplacements générés après passage du bouclier sont d'autant plus importants que la profondeur est importante et que l'on se rapproche du tunnelier. Cette tendance a également été observée sur modèle réduit (Cf. Figure 2-57). Ce dernier a par ailleurs permis de mettre en évidence qu'avant passage du bouclier, les déplacements sont légèrement plus importants en surface qu'en profondeur. Cette inversion du profil au passage du bouclier n'est pas confirmée par les données de la ligne 12 par manque de précision sur les mesures, mais n'est pas non plus mise en défaut.

Enfin, on remarque que les injections de remplissage du vide annulaire (non modélisé sur modèle réduit) génèrent des refoulements d'amplitudes significatives (jusqu'à 4mm) un à deux diamètres derrière le front mais que ceux-ci diminuent rapidement lorsqu'on se rapproche de la surface jusqu'à ne plus être ressenties 0.4D au dessus de la clé.

On peut déterminer les paramètres caractéristiques du profil de déplacement de surface observé à hauteur de cet extensomètre (I_X et α) à l'image de ce qui a pu être effectué sur modèle réduit (Cf. chapitre 2, paragraphe 4.1.4). Deux valeurs de « tassement final » sont considérées pour cela : le tassement final réel (16.5mm) ou le tassement un diamètre à l'arrière du front (10mm) comme sur modèle réduit. On observe que les valeurs des paramètres de régression obtenues dans ce second cas (respectivement 0.6 et 0.0, cas Reg2 de la Figure 3-12) sont proches de celles mesurées lors des essais sur modèle réduit et rappelées dans le tableau de la Figure 3-12. Ce bon accord est gage de la capacité du modèle réduit à modéliser les phases d'excavation et de soutènement immédiat.

Les déplacements générés après la queue du bouclier (vide annulaire, déformations du revêtement notamment) ne sont par contre pas modélisés sur modèle réduit et constituent une source de déplacement importante : ils représentent ici 40% du déplacement final (ordre de grandeur usuel selon l'AFTES (1995)).

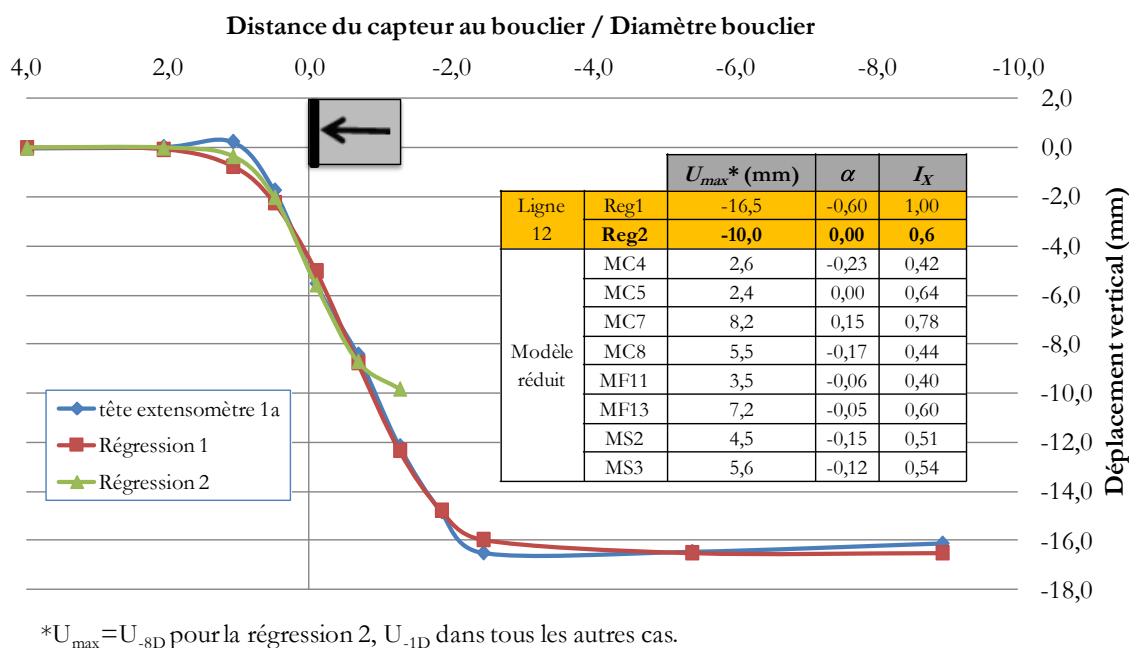


Figure 3-12 : Détermination des paramètres caractéristiques du déplacement de surface mesuré à hauteur de l'extensomètre 1a selon l'expression analytique du §4.1.4 (chapitre 2).

3.1.2 Extensomètre 1d : à 1.1D de l'axe.

Les déplacements mesurés à 1.1D de l'axe revêtent un profil similaire que ceux mesurés dans l'axe mais sont d'amplitudes beaucoup plus faibles (inférieures à 5mm) d'après la Figure 3-13. Les incertitudes de mesure régnant sur ces données, importantes par rapport à l'amplitude des déplacements, en rendent par conséquent une analyse approfondie impossible.

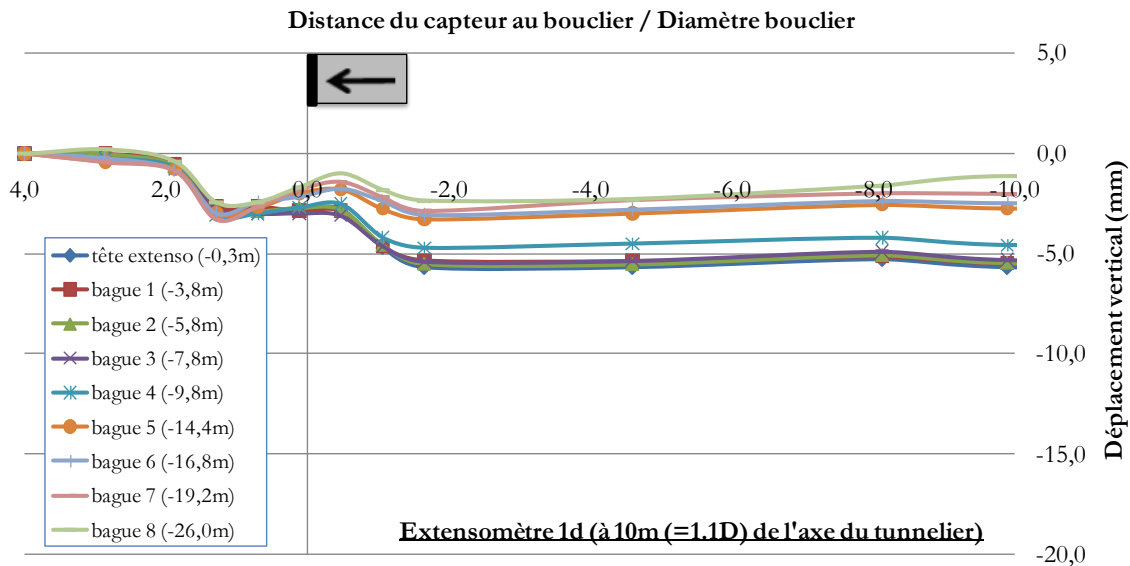


Figure 3-13 : Evolution des déplacements verticaux à 1.1D de l'axe du tunnelier (extensomètre 1d) en fonction de la distance au tunnelier.

3.2 Seconde zone instrumentée

3.2.1 Extensomètre 2a (dans l'axe) et 2d (à 1.1D de l'axe)

Les mesures de déplacements effectuées au niveau des extensomètres 2a (dans l'axe du tunnelier) et 2d (à 1.1D de l'axe) ont été largement perturbées par une intervention hyperbare dans la chambre d'abattage lorsque le front était situé à 0.7D à l'avant de ces extensomètres. En effet, on peut voir sur les Figure 3-14 et Figure 3-15 que celle-ci a généré un refoulement généralisé de la couverture d'amplitude 2.2mm au niveau des extensomètres 2a et 2d.

A ce titre, il est impossible d'étudier la propagation des déplacements dans la hauteur de la couverture ou de déterminer les paramètres caractéristiques du profil de déplacement de surface. Lors de la modélisation numérique de ce chantier, il pourra toutefois être intéressant de déterminer la valeur de pression frontale (homogène) nécessaire à un soulèvement de 2.2mm dans l'axe et à 1.1D de l'axe, 0.7D devant le bouclier. Cette valeur pourra être comparée avec les valeurs de pressions d'intervention hyperbare habituellement utilisées : 1.6 à 2bars.

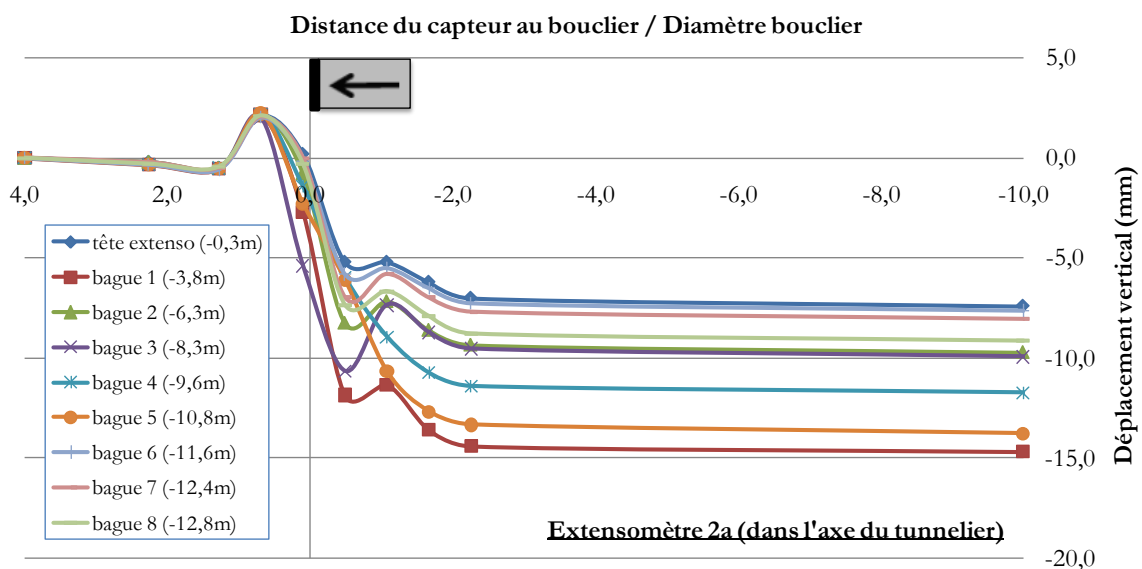


Figure 3-14 : Evolution des déplacements verticaux dans l'axe du tunnelier (extensomètre 2a) en fonction de la distance au tunnelier.

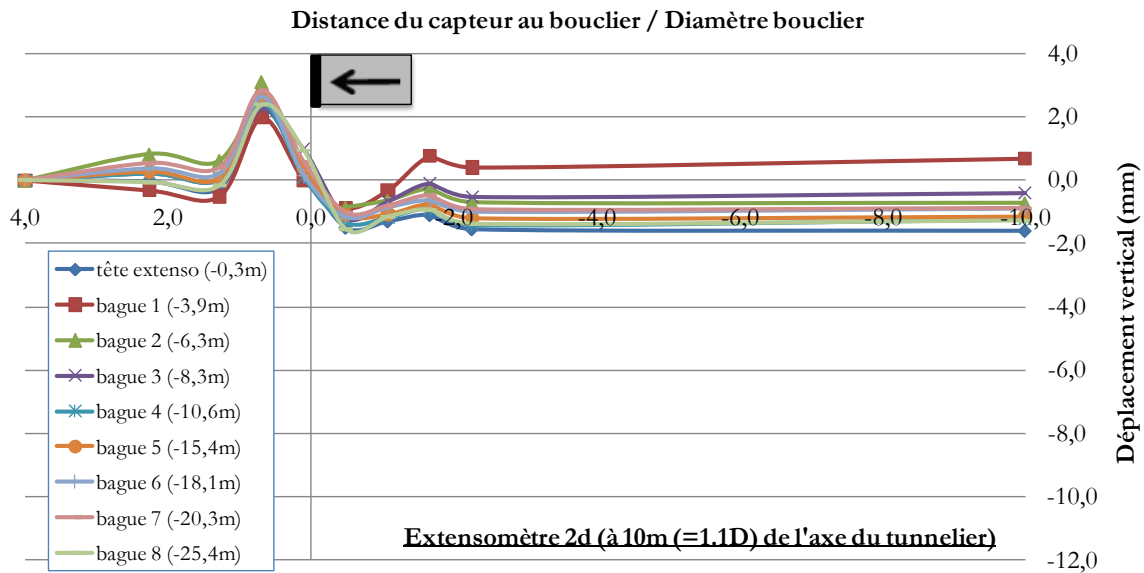


Figure 3-15 : Evolution des déplacements verticaux à 1.1D de l'axe du tunnelier (extensomètre 2d) en fonction de la distance au tunnelier.

3.2.2 Mesures de nivellement dans l'axe du tunnelier

Les mesures de nivellement effectuées sur la voirie en 8 points à l'aplomb de l'axe du tunnel (Figure 3-16) mettent en évidence un comportement stationnaire avec des tassements démarrant à environ 1D à l'avant et se stabilisant environ 2D à l'arrière de même qu'au niveau de l'extensomètre 1a. L'ordre de grandeur des paramètres I_x et α est cohérent avec les observations sur modèle réduit bien que la faible amplitude des déplacements ($<4\text{mm}$) rende la détermination de ces paramètres très incertaine pour cette section.

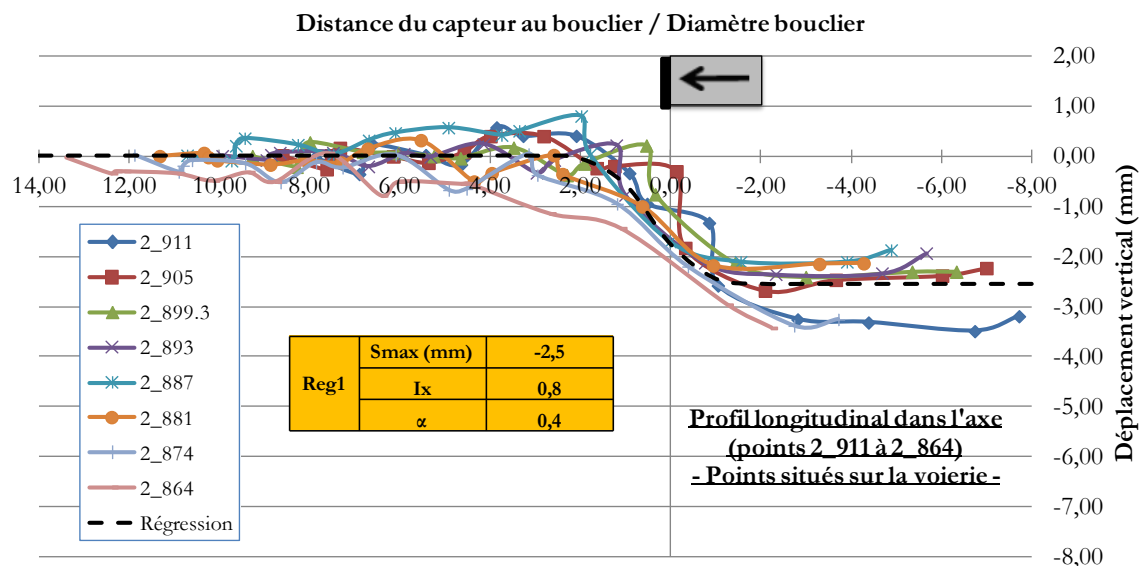


Figure 3-16 : Evolutions des déplacements de surface dans la direction longitudinale au cours du creusement.

3.2.3 Mesures de nivellement transversalement à l'axe du tunnelier

Les profils de tassements de surface mesurés dans les deux sections transversales instrumentées étudiées peuvent s'apparenter à des profils gaussiens conformément aux observations habituellement effectuées sur chantier ainsi que sur modèle réduit (Cf. chapitre 1, paragraphe 4.1.5). Néanmoins, il est illusoire de vouloir déterminer un paramètre caractéristique I_Y (position du point d'inflexion du profil) sur ceux-ci avec précision (Figure 3-17). Les raisons à cela sont principalement la grande proximité de la section 1 de la paroi d'entrée du tunnelier (2,75m) et l'absence de points de mesures à plus de 1 diamètre dans la direction transversale au niveau de la section 2. On peut également penser à l'existence de réseaux enterrés ou à la présence des bâtis en surface qui pourraient par exemple expliquer la dissymétrie des tassements dans la section transversale 1.

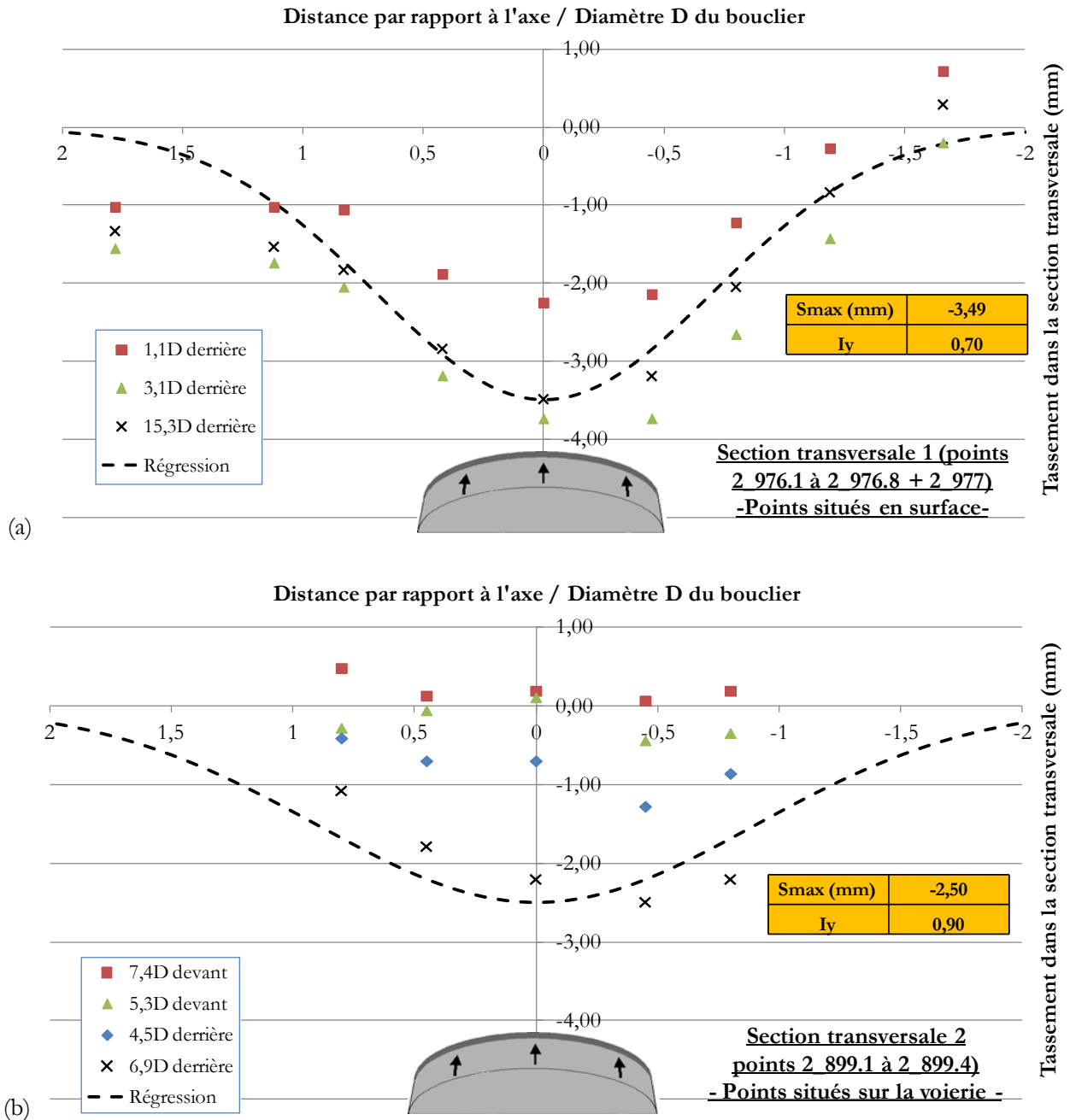


Figure 3-17 : Evolutions des déplacements de surface le long de deux sections transversales au cours du creusement.

4 CONCLUSION

Des données issues de deux chantiers de creusement au tunnelier à bouclier à pression de terre ont été analysées dans ce chapitre : le collecteur Rio-Bogota (Colombie) et le prolongement de la ligne 12 du métro parisien.

Plusieurs éléments de validation de la modélisation physique sur modèle réduit présentée au second chapitre ont pu être apportés. En particulier, il convient de retenir les paramètres de contrôle du régime de creusement entretenus sont d'ordres de grandeurs similaires entre modélisation physique et chantier, preuve de l'absence d'effets d'échelles dans ce domaine.

L'étude des grandeurs machine a également permis de confirmer certaines relations observées sur modèle réduit : augmentation du couple sur la roue de coupe avec la pression frontale, effet d'écran exercé par les parties métalliques de la roue de coupe, indépendance de l'effort de poussée par rapport à la vitesse d'avancement, nécessité de la conservation d'une quantité de matière constante dans la chambre d'abattage... Cette analyse a également mis en évidence une tendance opposée à celle observée sur modèle réduit quant à l'influence du sens de rotation de la roue de coupe sur les pressions dans la chambre d'abattage. Cette différence est-elle liée à une différence de géométrie sur le modèle réduit ? S'agit-il d'un effet d'échelle ? Des analyses nouvelles seront nécessaires.

Enfin, l'étude de quelques profils de déplacements issus du prolongement de la ligne 12 du métro parisien a révélé des profils de tassements de surface similaires à ceux observés sur modèle réduit jusqu'à 1 diamètre de roue de coupe à l'arrière du front de taille. Ce constat valide en partie la capacité du modèle réduit à modéliser les phases d'excavation et de soutènement immédiat. Les analyses des déplacements générés jusqu'à 1 diamètre à l'arrière du front de taille présentées au chapitre 2 ont donc pleinement du sens.

Cependant, l'analyse de données de chantier doit encore être poursuivie afin de continuer à valider les analyses effectuées sur modèle réduit d'une part, puis les outils de dimensionnement développés sur leur base d'autre part. L'accent doit à présent principalement être mis sur la confrontation des cinématiques (étude des déplacements de surface, des déplacements radiaux autour d'une section courante, des déplacements frontaux) et éventuellement sur la redistribution des efforts dans le terrain (effets de voûte, ...). Si possible, ces analyses devront être menées sur différentes phases de creusement stationnaires (caractéristiques de creusement constantes) différentes (différentes valeurs de pression frontale, de vitesse de rotation de la roue de coupe...). Soulignons enfin qu'une participation directe lors de la mise en place de l'instrumentation et lors des prises de mesure pourra éviter certaines difficultés rencontrées lors de l'analyse des données présentées dans ce chapitre.

Chapitre 4. Modélisation théorique des essais sur modèle réduit

1	Introduction à la modélisation analytique du problème.....	165
1.1	Introduction au calcul à la rupture	165
1.2	Mécanismes optimaux considérés dans la suite de ce chapitre	166
2	Introduction aux travaux de modélisation numérique réalisés.....	168
2.1	Le progiciel de calcul aux éléments finis César-LCPC®	168
2.2	Le progiciel de calcul aux différences finies explicites Flac3D®.....	171
2.3	Principaux résultats issus de modélisations préliminaires	174
2.4	Conclusion de cette partie introductive	183
3	Modélisation des régimes extrêmes de creusement : analyse de la stabilité du front de taille d'un tunnel	185
3.1	Présentation des modèles numériques réalisés.....	185
3.2	Recherche des maillages optimaux	186
3.3	Influence des caractéristiques de déformabilité du sol sur les pertes de volume au front et en surface	191
3.4	Rupture par effondrement en massif homogène : confrontations des solutions analytiques et numériques (César-LCPC et Flac3D) avec les résultats expérimentaux.....	195
3.5	Rupture par effondrement en massif cohérent frottant stratifié bicouche : développement d'un modèle analytique adapté.....	200
3.6	Rupture par refoulement en massif homogène : confrontation des solutions analytiques et numériques avec les résultats expérimentaux	204
3.7	Conclusion de la partie « modélisation des régimes extrêmes »	206
4	Modélisation du processus de creusement en régime idéal : approche en déplacements	208
4.1	Présentation de la démarche et caractéristiques générales des modèles	208
4.2	Premier modèle de simulation du creusement pressurisé d'un tunnel : prise en compte d'un déconfinement radial en paroi	211
4.3	Première amélioration du modèle : ajout de la pression frontale	219
4.4	Seconde amélioration du modèle : prise en compte de l'effet compressif de la roue de coupe	226
4.5	Conclusion de la partie « modélisation du processus de creusement en régime idéal »	230

1 INTRODUCTION A LA MODELISATION ANALYTIQUE DU PROBLEME

L'état de l'art présenté dans le premier chapitre de ce mémoire a montré les limites des modèles théoriques (analytiques et numériques) existants du creusement pressurisé des tunnels : dans le domaine de la stabilité du front de taille, et surtout dans celui de la modélisation du processus de creusement en régime d'équilibre (ou approches en déplacement). Ce quatrième et dernier chapitre est dédié aux avancées réalisées dans ces deux domaines au cours de ce travail de thèse. Il s'appuie fortement sur la bonne connaissance de la phénoménologie du creusement pressurisé des tunnels obtenue grâce aux essais sur le modèle réduit de l'ENTPE (chapitre 2) et en partie validée grâce à l'analyse de données de chantier (chapitre 3).

Le problème d'évaluation de la stabilité du front de taille en massifs homogènes est abordé au travers de confrontations entre les modèles analytiques existants (calcul à la rupture), des modèles numériques que nous avons réalisés, et les résultats expérimentaux sur modèle réduit. Les pressions limites et cinématiques de rupture par effondrement ou refoulement du front de taille obtenues par ces différentes approches sont comparées. En parallèle, on s'interroge sur les capacités de deux types de codes de calcul majoritairement utilisés (éléments finis et différences finies) à répondre à cette question et sur leurs avantages et inconvénients respectifs (densité du maillage à considérer, déplacements maximums modélisables...). Le dernier paragraphe de cette partie est consacré au développement d'un nouveau modèle analytique tridimensionnel adapté aux massifs de sol stratifiés bicouches.

Sur le plan des approches en déplacement (modélisation du creusement en régime d'équilibre), la complexité de la phénoménologie du creusement pressurisé des tunnels est telle que le développement de solutions analytiques fiables est quasi-impossible, d'où le recours à des modèles numériques. Le modèle numérique développé au cours de cette thèse dans ce domaine et calé sur les observations expérimentales sur modèle réduit est détaillé dans la dernière partie de ce chapitre. Il s'appuie en partie sur plusieurs acquis obtenus grâce à la modélisation des régimes extrêmes de fonctionnement.

Préalablement à la présentation de ces résultats, plusieurs rappels concernant la théorie du calcul à la rupture, les méthodes des éléments finis (César-LCPC®) et des différences finies (Flac3D®), ainsi que quelques conclusions issues de modélisations numériques préliminaires sont exposées.

1.1 Introduction au calcul à la rupture

La théorie du calcul à la rupture a été largement détaillée par Salençon (1983). Seuls ses grands principes sont rappelés dans cette partie. On considère ici un tunnel parfaitement circulaire de diamètre D et de couverture C revêtu rigidement jusqu'au front de taille (Figure 4-1(a)), creusé dans un sol de poids volumique γ pour lequel une pression de surface uniforme σ_s est appliquée. Une pression frontale uniforme σ_t est considérée pour modéliser la pression exercée par le tunnelier. Le milieu est supposé élasto-plastique de type Mohr-Coulomb (c, φ).

Les conditions de stabilité de ce système mécanique peuvent être estimées grâce aux deux approches du calcul à la rupture. Basée sur la détermination de champs de contraintes statiquement admissibles vérifiant le critère de résistance du matériau, l'approche statique conduit à une borne « intérieure » sécuritaire du domaine convexe des chargements potentiellement supportables par le système avant rupture. D'autre part, l'approche cinématique dérive de la détermination de mécanismes de rupture cinématiquement admissibles à partir d'observations in situ ou sur modèles réduits. L'optimisation de ces mécanismes conduit à une limite « extérieure » des chargements admissibles, limite pour laquelle la rupture est certaine (approche par l'extérieur). La Figure 4-1(b) illustre la position des pressions frontales adimensionnelles obtenues par ces deux approches par rapport au domaine K des pressions frontales supportables par le massif.

Plus précisément, l'approche cinématique est basée sur la contraposée de l'assertion suivante : la condition de stabilité est vérifiée tant que la puissance P_{ext} des chargements extérieurs Q est inférieure à la borne supérieure de la puissance résistante P_{int}^{sup} , que le massif est capable de générer de par ses caractéristiques mécaniques, pour tout champ de vitesse \underline{v} cinématiquement admissible (CA) :

illustré en Figure 1-20 (b). Rappelons toutefois que le mécanisme multi-cône de Mollon et al (2010), illustré en Figure 1-21 du chapitre 1, n'a pas été comparé à celui de Subrin (2002) par ses auteurs. Le faible écart de la solution issue du mécanisme de Subrin (2002) avec la solution numérique de Vermeer et al (2002) (Figure 4-2 (c)) est dans tous les cas gage de la bonne pertinence de ce modèle analytique. Ce constat justifie également la possibilité de ne considérer que l'approche cinématique du calcul à la rupture et d'approximer la solution analytique du problème par la solution « cinématique », ce que nous ferons dans ce chapitre.

Dans le cas de la rupture par refoulement du front de taille, Subrin (2002) a étendu à deux blocs le mécanisme à un seul bloc tronconique de Leca & Dormieux (1990). Récemment, Mollon et al (2010) ont développé un mécanisme basé sur la rotation d'un bloc délimité par des spirales logarithmiques, à l'image du mécanisme de rupture par effondrement de Subrin (2002). Ces trois mécanismes sont illustrés en Figure 4-3 (a). Subrin (2002) a montré que son mécanisme améliore de manière notable l'approche cinématique du calcul à la rupture par rapport au mécanisme de Leca & Dormieux (Figure 4-3 (b)) mais qu'il surestime encore la stabilité du massif de 20 à 40% (par confrontation avec un modèle numérique Flac3D, Figure 4-3 (c)). Le mécanisme de Mollon et al (2010), non comparé directement par les auteurs à des solutions numériques, en semble néanmoins beaucoup plus proche, en particulier pour les angles de frottement élevés (cas du sable que nous utilisons) comme en atteste les abaques reportées sur la Figure 4-3 (b). La parution tardive de ce nouveau mécanisme par rapport à l'avancement de cette thèse nous a conduits à travailler avec le mécanisme de Subrin (2002) en prenant en compte une surestimation de la pression limite de l'ordre de 40%.

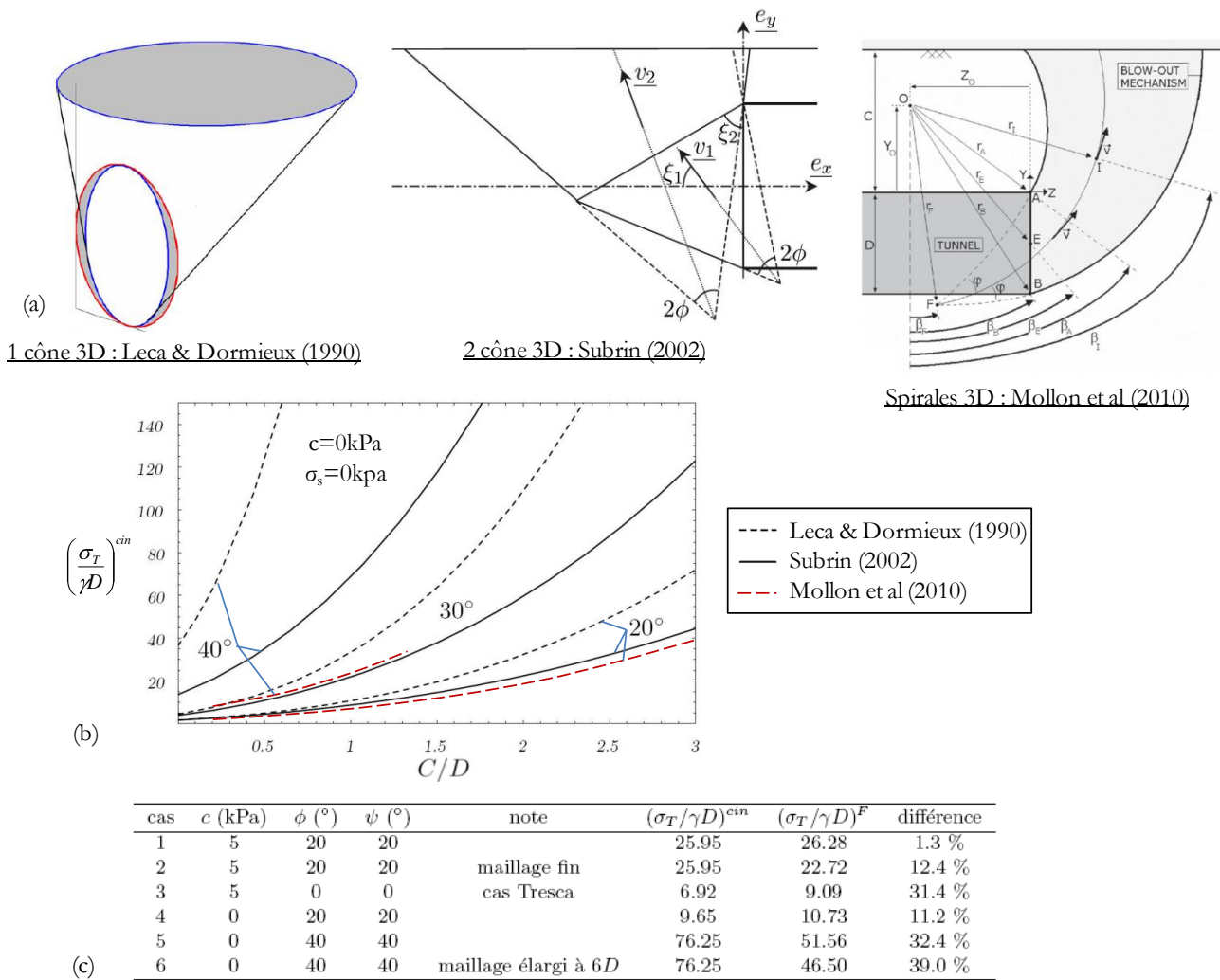


Figure 4-3 : Mécanismes 3D de rupture par refoulement du front de taille : (a) caractéristiques géométriques ; (b) confrontation des pressions limites issues des différents mécanismes (d'après Subrin (2002) et Mollon et al (2010)) ; (c) confrontation du mécanisme de Subrin (2002) avec des résultats numériques Flac3D ($\sigma_T/\gamma D$)^F.

2 INTRODUCTION AUX TRAVAUX DE MODELISATION NUMERIQUE REALISES

Les approches en déplacement en mécanique nécessitent la résolution d'un système d'équations aux dérivées partielles issu des équations d'équilibre, de la loi de comportement et des conditions aux limites. Ce système est généralement insolvable analytiquement. Les méthodes numériques permettent d'en obtenir une solution approchée par le biais d'une réécriture du problème sous forme discrète (méthodes de Galerkin). La méthode des éléments finis (Zienkiewicz, 1973 ; Dhatt & Touzot, 1981), implémentée dans César-LCPC®, et celle des différences finies explicites (Cundall & Billiaux, 1993 ; ITASCA, 2009), implémentée dans Flac3D®, en sont deux classes majeures.

Les paragraphes suivants ne sont pas consacrés à une présentation détaillée de ces deux classes de méthodes : seuls les concepts-clés de leur utilisation dans le cadre de l'élastoplasticité sont rappelés. Pour plus de détails, on pourra se référer aux ouvrages cités ci-dessus.

2.1 *Le progiciel de calcul aux éléments finis César-LCPC®*

2.1.1 Quelques rappels sur la méthode des éléments finis

2.1.1.1 Mise en forme du système d'équation

L'écriture du système d'équation dans le cadre de la méthode des éléments finis commence par une réécriture sous forme variationnelle du système d'équations différentielles. Dans le cas des problèmes de mécanique, cette formulation variationnelle est également appelée « Principe des Puissances Virtuelles ». Elle consiste à multiplier l'équation différentielle régissant le problème (issue de l'équation d'équilibre et de la loi de comportement) par un champ de vitesse quelconque mais cinématiquement admissible puis à l'intégrer sur le domaine spatial d'analyse.

La construction d'un espace d'éléments finis (choix d'une géométrie et d'un espace d'interpolation) permet ensuite la réalisation d'intégrations sur des domaines simples. A titre d'exemple, les éléments volumiques considérés et leur nombre de nœuds utilisés dans César-LCPC sont présentés en Figure 4-4. Les matrices élémentaires ainsi formées sont ensuite assemblées par le biais de la table de connectivité.

Le système d'équation ainsi formé est généralement écrit sous la forme matricielle $K(U)*U=F$, où U est le vecteur des déplacements nodaux, K la matrice de rigidité du système et F le vecteur « chargement ». Ce dernier est la somme de quatre termes dépendant respectivement des contraintes initiales régnant dans le massif, des forces volumiques et surfaciques exercées sur le modèle, et des déformations plastiques (appelées déformations « anélastiques » dans le cas général (Sudret, 1999)). Notons que le vecteur U , inconnu du problème, ne contient que trois inconnues par nœuds (les déplacements dans les 3 directions de l'espace) dans le cas d'éléments volumiques tridimensionnels car aucune condition sur les rotations nodales n'y est imposée contrairement aux éléments poutres ou coques. Si on souhaite raisonner en nombre de degrés de liberté (ddl) d'un modèle, au plus trois ddl par nœuds doivent donc être considérés.

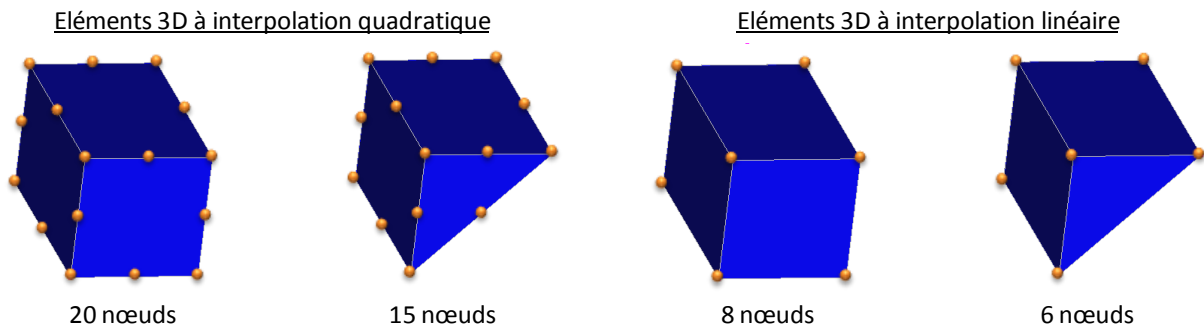


Figure 4-4 : Types d'éléments volumiques considérés dans le progiciel César-LCPC.

A ce stade, les conditions aux limites en contrainte ont été imposées au travers de l'écriture du vecteur chargement, mais pas les conditions aux limites en déplacement. Leur prise en compte nécessite la modification des matrices K et F afin que la composante fixée du vecteur U soit compatible avec le système d'équation. Pour cela, différentes méthodes existent, dont notamment le recours au terme unité sur la diagonale de K , l'utilisation d'un terme diagonal de K largement dominant (en général $= 10^{15} \cdot \max(K_{i,i})$) ou l'élimination de certaines équations.

2.1.1.2 Principe de résolution du système formé

La résolution du problème posé revient à déterminer le vecteur U solution du système $K(U) \cdot U = F$. Si la matrice de rigidité est constante (cas de l'élasticité par exemple), ce système est linéaire et peut être résolu simplement par des méthodes directes comme la méthode du pivot de Gauss (inversion de la matrice K et obtention directe de U) ou par des méthodes itératives (comme la méthode de Gauss-Seidel par exemple). Dans ces dernières, la solution U est définie comme la limite de la suite des (U_k) , suite dont l'expression est connue et propre à l'algorithme de résolution. Les progrès effectués aujourd'hui en termes de puissance de calcul autorisent un recours systématique à des méthodes directes, plus consommatrices en mémoire vive mais souvent plus rapides.

A contrario, si la matrice de rigidité dépend de U (ou plus généralement de l'état du système), le système d'équation à résoudre est non linéaire. C'est notamment le cas dans les problèmes faisant intervenir de la plasticité, de la viscoplasticité, des écoulements en milieu poreux non linéaires... La plupart des algorithmes de résolution de ces systèmes est alors basée sur la résolution successive de systèmes linéaires.

2.1.1.3 Présentation des différentes méthodes de résolution des systèmes non linéaires

Supposant que le champ de déplacement U_i obtenu à l'itération i n'approche pas suffisamment la solution du problème non linéaire posé avec la tolérance souhaitée, un nouveau système linéaire va être résolu. Celui-ci met en jeu un comportement linéaire du sol, i.e. de la forme :

$$(4-3) \quad (\sigma_i - \sigma_0) = A_i \cdot (\varepsilon_i - \varepsilon_0)$$

L'écriture matricielle du nouveau système linéaire à résoudre va pouvoir porter sur la modification des différents termes de cette équation (Zienkiewicz, 1973), plusieurs modifications pouvant être envisagées simultanément afin d'accélérer les calculs :

- ✚ Modification de la déformation initiale ε_0 . Cette classe de méthode est la plus ancienne. Elle est particulièrement adaptée aux problèmes de fluage.
- ✚ Modification de la contrainte initiale σ_0 (ou, par intégration, du vecteur chargement F). Cette méthode est illustrée en Figure 4-5 (a). Les systèmes linéaires résolus seront successivement $K \cdot U = F$ de solution U_1 , $K \cdot U = R(U_1)$ (où $R(U_1)$ est le résidu de la force non équilibrée après la première itération) de solution $(U_2 - U_1)$, ... Ces méthodes seront détaillées dans le cas de la plasticité au paragraphe suivant.
- ✚ Modification de la matrice de rigidité K . Citons par exemple la méthode de Newton-Raphson illustrée en Figure 4-5 (b) où la matrice de rigidité de l'itération i est choisie comme égale à la pente à la courbe $K(U) \cdot U$ en U_i . Le recours à cette méthode nécessite une inversion de K à chaque itération, étape très coûteuse en calculs pour des modèles importants. Pour pallier ce problème, certains auteurs ont développé des méthodes d'évaluation de la matrice de rigidité à l'itération i en fonction des précédentes. On peut par exemple citer le cas de la méthode Davidon-Fletcher-Powell (DFP), implémentée dans César-LCPC®, consistant en l'évaluation de K_i grâce à K_{i-1} (Zienkiewicz & Taylor, 1994).

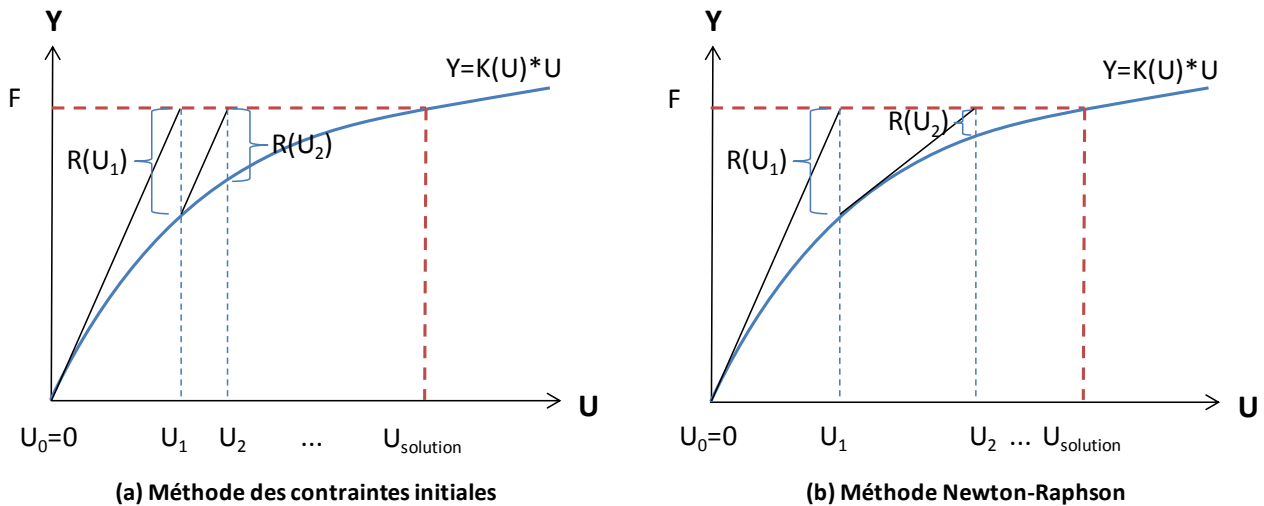


Figure 4-5 : Illustration de deux classes de méthodes de résolution d'un système non linéaire.

2.1.2 Résolution dans le cas de l'élastoplasticité

De nombreux algorithmes (explicites, semi-implicites ou implicites) ont été conçus pour chacune des classes de méthodes présentées au paragraphe précédent. On va dans ce paragraphe présenter en détail la méthode de résolution d'un problème élastoplastique par la méthode des contraintes initiales. Notre choix s'est porté sur celle-ci puisque ses performances en termes de rapidité de convergence et d'erreur de calcul nous conduiront à l'utiliser sous César-LCPC®. Pour davantage de détails sur cet algorithme, on pourra se référer à Sudret (1999).

Supposons les états de contraintes et de déformations (totales et plastiques) connus à l'instant d'équilibre t_n . On cherche à déterminer le nouvel état d'équilibre $(\sigma_{n+1}, \varepsilon_{n+1}, \varepsilon_{n+1}^p)$ correspondant à l'application d'un incrément de chargement ΔQ_n . Cette écriture incrémentale du chargement est indispensable du fait de l'impossibilité d'écrire une loi de comportement élastoplastique autrement que sous forme différentielle. On peut d'ailleurs s'interroger sur l'influence de l'amplitude des incréments de chargements ΔQ_n réalisés sur la solution à un problème de chargement donné. Des éléments de réponse seront apportés par les modélisations préliminaires réalisées (paragraphe 2.3.2.2).

Pour en comprendre le principe, soit $\Delta \varepsilon_n^p$ le champ des déformations plastiques engendré dans le massif de sol par l'application de ΔQ_n . Le problème peut alors s'écrire sous la forme du système linéaire final suivant : $K \cdot \Delta U_n = \Delta Q_n + \Delta F_n^p$ où ΔF_n^p est le vecteur des forces plastiques (i.e. les forces engendrées par les déformations plastiques et permettant de respecter l'équation d'équilibre) où ΔU_n est la solution.

Cependant, le champ de l'incrément de déformations plastiques $\Delta \varepsilon_n^p$ (et donc ΔF_n^p) généré par l'application de ΔQ_n est initialement inconnu. La méthode consiste donc à initialiser le processus (en prenant comme état initial : $\Delta F_n^{p,0} = 0$ et $\Delta \varepsilon_n^{p,0} = 0$), puis à réaliser itérativement les étapes de calcul suivantes (schéma récapitulatif de Sudret (1999) en Annexe 3) :

- 1) Au début de l'itération i , ΔU_n^{i-1} et $\Delta F_n^{p,i-1}$ sont connus. On résout alors : $K \cdot \Delta U_n^i = \Delta Q_n + \Delta F_n^{p,i-1}$.
- 2) A partir de la solution ΔU_n^i , on détermine en chaque élément la valeur de sa déformation puis celle de la contrainte (au point de Gauss) qui y règnerait si le comportement du matériau restait élastique. Le champ de contrainte obtenu est noté $\sigma_{n+1}^{trial,i}$ (prédiction élastique)

- 3) On vérifie ensuite si le champ de contrainte $\sigma_{n+1}^{trial,i}$ obtenu vérifie le critère de résistance du matériau (i.e. s'il est à l'intérieure de la surface de charge) ;
- 4) Si c'est le cas, les déformations plastiques $\Delta \varepsilon_n^{p,i}$ sont nulles. Sinon, les déformations plastiques nécessaires à un retour sur le critère doivent être calculées, ainsi que le champ de contrainte statiquement admissible résultant. Pour cela, on doit résoudre le système suivant, dont les inconnues sont σ_{n+1}^i et $\Delta \lambda_{n+1}^i$:

$$(4-4) \quad \begin{cases} \sigma_{n+1}^i = \sigma_{n+1}^{trial,i} - \Delta \lambda_{n+1}^i * A * \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right)_{\sigma^*} \\ f(\sigma_{n+1}^i) = 0 \end{cases}$$

où : - σ_{n+1}^i est la contrainte statiquement admissible à l'itération i engendrée par ΔQ_n ;

- $\Delta \lambda_{n+1}^i$ est le multiplicateur plastique à ce même stade de calcul : $\Delta \varepsilon_n^{p,i} = \Delta \lambda_{n+1}^i \cdot \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right)_{\sigma^*}$;

- A est le tenseur d'élasticité ;

- la fonction f définie la surface de charge ;

- σ^* : Le choix de cette contrainte conditionne le type de schéma de résolution adopté. Dans la méthode utilisée par Sudret (1999), $\sigma^* = \sigma_{n+1}^i$, ce qui conduit à la nécessité de résoudre ce système de manière itérative puisque le schéma d'intégration ainsi créé est implicite. A contrario, César-LCPC® utilise un schéma explicite puisque $\sigma^* = \sigma_{n+1}^{trial,i}$ (Mestat, 1988). Dans ce dernier cas, un développement limité de la seconde équation de (3-4) conduit à la détermination directe de $\Delta \lambda_{n+1}^i$ et par suite de $\Delta \varepsilon_n^{p,i}$ et σ_{n+1}^i .

- 5) La force plastique élémentaire engendrée par cette déformation plastique (${}^t B.A.\Delta \varepsilon_n^{p,i}$) puis le nouveau vecteur $\Delta F_n^{p,i}$ correspondant à la force plastique peuvent ensuite être déterminés.
- 6) On résout alors le système élastique suivant : $K.\Delta U_n^{i+1} = \Delta Q_n + \Delta F_n^{p,i}$.
- 7) On effectue enfin un test de convergence qui va permettre de savoir si l'algorithme converge (i.e. si on se rapproche de la solution du problème non linéaire) et si on est suffisamment proche de cette solution à l'itération i. Ces tests de convergence peuvent par exemple consister en des calculs de variations relatives entre ΔU_n^{i+1} et ΔU_n^i , ou $\Delta F_n^{p,i}$ et $\Delta F_n^{p,i-1}$.
- 8) Si ces tests sont positifs, la solution du problème est donnée par $U_{n+1} = U_n + \Delta U_n^{i+1}$, $\varepsilon_{n+1}^p = \varepsilon_n^p + \Delta \varepsilon_n^{p,i} \dots$. Sinon, de nouvelles itérations sont nécessaires.

2.2 Le progiciel de calcul aux différences finies explicites Flac3D®

2.2.1 Grands principes

L'algorithme de résolution mis en œuvre dans les logiciels Flac® et Flac3D® est fondamentalement différent de celui mis en œuvre dans le logiciel César-LCPC® présenté précédemment. La différence majeure entre ceux-ci réside dans la résolution dynamique des problèmes statiques sous Flac® et Flac3D® : l'instabilité initiale générée par l'application d'un chargement est progressivement réduite par une succession de phases de déplacements jusqu'à l'obtention d'un état d'équilibre. L'avantage de cette procédure dynamique est qu'elle permet au schéma numérique d'être stable même si le système physique est instable. Les écoulements plastiques doivent donc y être modélisés de manière pertinente à condition que la plasticité soit parfaitement bien modélisée.

La méthode implémentée dans Flac® et Flac3D® peut être qualifiée de méthode des différences finies explicites puisque la discrétisation temporelle du problème inhérente à cette résolution dynamique permet l'écriture de la dérivée d'une variable y en un point fixé de l'espace x sous la forme suivante :

$$(4-5) \quad y'(x, t + \Delta t) = \frac{y(x, t + \Delta t) - y(x, t)}{\Delta t}$$

Noter que cette méthode est parfois également appelée « méthode des éléments lagrangiens » en référence au fait qu'il s'agit bien d'un code lagrangien (comme César-LCPC®), et non eulérien. Ces notions ont été rappelées au paragraphe 2.2.1 du chapitre 1.

Le logiciel Flac3D® met en œuvre des éléments parallélépipédiques ou prismatiques à respectivement 8 ou 6 nœuds. Chaque élément est par ailleurs automatiquement décomposé en 3 ou 5 tétraèdres (Cf. Figure 4-6). Ce choix de discrétisation a été effectué par les concepteurs du logiciel afin de s'assurer que tout déplacement nodal soit source d'une déformation. Il existe en effet des combinaisons de déplacements n'entraînant pas de déformation pour les éléments possédant davantage de sommets, ce qui peut conduire à une absence de convergence des calculs.

La méthode des différences finies explicites utilisée ici ne nécessite pas à proprement parler un espace d'interpolation comme pour les éléments finis puisque les différentes grandeurs n'y sont pas intégrées sur chacun des éléments. Seule une hypothèse de linéarité des vitesses au sein de chaque tétraèdre est nécessaire.

Notons que le cas bidimensionnel de calculs axisymétriques ou en déformations planes, qui nous intéressera peu dans le cadre de nos modélisations, soulève également des problèmes liés au fait que les éléments sont surcontraints (nombre d'équations supérieur au nombre d'inconnues) lors de l'écoulement plastique, ce qui a tendance à surestimer la stabilité du massif. Ce problème a conduit les concepteurs de Flac® à adapter leur principe de discrétisation. Marti & Cundall (1982) ont ainsi développé la méthode de discrétisation mixte, mettant en œuvre des propriétés particulières à vérifier par les parties isotropes et déviatoriques des tenseurs de contraintes et déformation de deux triangles voisins. Cette méthode devient cependant assez peu fiable lorsque de trop fortes distorsions des éléments apparaissent. En réponse à ce problème, Konagai & Johansson (2001) ont développé un logiciel basé sur Flac®, mais mettant en œuvre une résolution eulérienne.

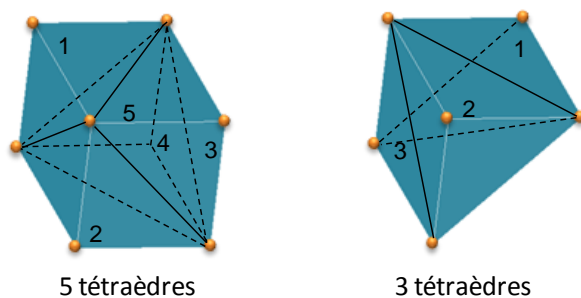


Figure 4-6 : Découpage automatique des éléments volumiques en tétraèdres sous le logiciel Flac3D®.

2.2.2 Algorithme de résolution

L'algorithme de résolution mis en œuvre dans les logiciels Flac® et Flac3D® peut se mettre sous la forme du schéma de la Figure 4-7. 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 tétraèdre.
- 2) La loi de comportement du matériau est ensuite utilisée pour déterminer le champ de contraintes régnant dans chacun des éléments. Dans le cas de l'élastoplasticité, le champ résultant doit vérifier le critère de plasticité du matériau. Pour cela, de même qu'en élément fini, une prédiction élastique est réalisée (Cf.

paragraphe 2.1.2). Si le champ obtenu vérifie le critère, on passe à l'étape suivante. 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.

- 3) Les forces non équilibrées en un nœud considéré sont ensuite déterminées. Elles sont la somme des contributions des différents tétraèdres possédant ce nœud, chaque contribution étant la somme de trois termes : l'un lié aux champs de contraintes sur les surfaces du tétraèdre, l'autre lié aux forces de volumes et le dernier caractérisant un chargement extérieur appliqué sur le nœud considéré.
- 4) On peut enfin déterminer les nouvelles valeurs de vitesses nodales nécessaires pour dissiper l'énergie de déformation stockée et permettre au système de s'équilibrer. Pour cela, l'équation indéfinie de mouvement est exprimée de manière nodale, conduisant à une équation de la forme suivante pour le nœud i :

$$(4-6) \quad \underline{\tilde{F}}^i = M^i \cdot \left(\frac{d\underline{v}}{dt} \right)^i$$

Où : - Le vecteur $\underline{\tilde{F}}^i$ est la somme de la force totale non équilibrée au nœud i (\underline{F}^i) et d'une force d'amortissement proportionnelle à \underline{F}^i (par défaut, 80% de \underline{F}^i). Cette force permet d'accélérer la convergence du calcul, au même titre qu'une force d'amortissement physique, qui a tendance à freiner la dynamique d'un système.

- M^i est la masse nodale du nœud i . Elle est égale au quart de la masse de chaque tétraèdre ($\rho V/4$) multiplié par le nombre de tétraèdres possédant le nœud considéré.
- $\left(\frac{d\underline{v}}{dt} \right)^i$ est l'accélération du nœud i .

Les nouvelles valeurs de vitesses nodales peuvent ensuite être déterminées grâce à une écriture sous forme « différences finies explicites » de l'accélération nodale :

$$(4-7) \quad \underline{v}^i \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) = \underline{v}^i \left(t - \frac{\Delta t}{2} \right) + \frac{\Delta t}{M^i} * \underline{\tilde{F}}^i$$

Cet algorithme élémentaire est réalisé jusqu'à l'obtention d'un état d'équilibre, c'est-à-dire un état pour lequel les forces nodales non équilibrées sont inférieures à une tolérance de calcul fixée. Cette dernière est appelée « ratio » dans Flac et Flac3D et correspond, au choix, au quotient de la force non équilibrée moyenne/maximale sur le modèle par la force non équilibrée initiale moyenne/maximale. Notons que dans le cas des calculs en grandes déformations, les nouvelles coordonnées nodales peuvent alors être exprimées et le maillage réactualisé.

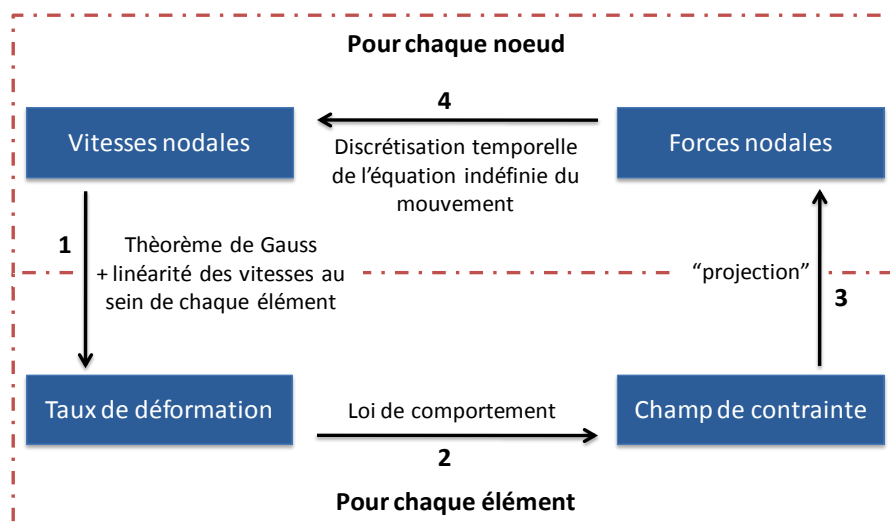


Figure 4-7 : Séquence de calcul réalisée à chaque pas de temps Δt dans les logiciels Flac® et Flac3D®.

2.2.3 Choix du pas de temps Δt

Le choix du pas de temps Δt est crucial dans cette méthode. En effet, la résolution effectuée à chaque pas de temps et présentée précédemment est explicite. En effet, elle fait l'hypothèse que les nouvelles forces nodales peuvent être calculées exclusivement à partir des valeurs de vitesses obtenues juste auparavant, mais ne les influencent pas. Cette hypothèse n'est vraie que si le pas de temps considéré est suffisamment petit pour que la vitesse de propagation de l'information soit plus faible que la vitesse du « front de calcul » (Cundall & Billiaux, 1993).

Cette condition peut s'exprimer de la manière suivante dans le cas d'un solide discrétisé en éléments de taille Δx : $\Delta t < \Delta x / C_p$, où C_p est la vitesse maximum de propagation de l'information. On considère que ce sont les ondes de compression (ondes P) qui sont les plus rapides dans les solides élastiques (ou élastoplastiques) et que leur célérité vaut $\sqrt{\frac{4G/3+K}{\rho}}$ où K est le module de compressibilité du matériau et G son module de cisaillement.

2.3 Principaux résultats issus de modélisations préliminaires

Différents travaux préliminaires à la modélisation du creusement pressurisé des tunnels (régimes extrêmes et régime d'équilibre) ont été réalisés afin de s'appropriier les codes de calcul choisis (César-LCPC® et Flac3D®), d'en comprendre différentes procédures et d'en cerner quelques limites. Les paragraphes suivants présentent les résultats obtenus dans deux cas solvables analytiquement : l'essai triaxial de révolution et le tunnel à forte profondeur soumis à un état isotrope de contraintes. Les codes des modèles réalisés sur Flac3D® sont disponibles en annexe 4.

2.3.1 Essai triaxial

2.3.1.1 Caractéristiques des modèles numériques réalisés

On considère un échantillon de sol cylindrique de 30cm de hauteur et 15cm de rayon dont le poids est négligeable devant les sollicitations imposées. Son comportement est de type élasto-plastique parfait régi par un critère de Mohr- Coulomb. Ses principales caractéristiques mécaniques élastiques ($E=10\text{MPa}$, $\nu=0,3$) et plastiques ($c=1\text{kPa}$, $\varphi=36^\circ$) sont celles du sable d'Hostun S28 à $w=0,5\%$ utilisé lors des essais sur notre modèle réduit de tunnelier. Par ailleurs, différentes valeurs d'angles de dilatance comprise en -5 et 36° sont successivement retenues.

La modélisation réalisée met en œuvre les deux phases de l'essai triaxial : une phase de confinement sous une pression P de 300kPa et une phase d'écrasement par application d'une pression croissante sur la face supérieure de l'échantillon (pilotage en contrainte) ou déplacement de celle-ci (pilotage en déplacement ou en vitesse). Dans ces conditions, les relations analytiques entre déformation axiale, déformation volumique et déviateur de contrainte sont rappelées en Figure 4-8.

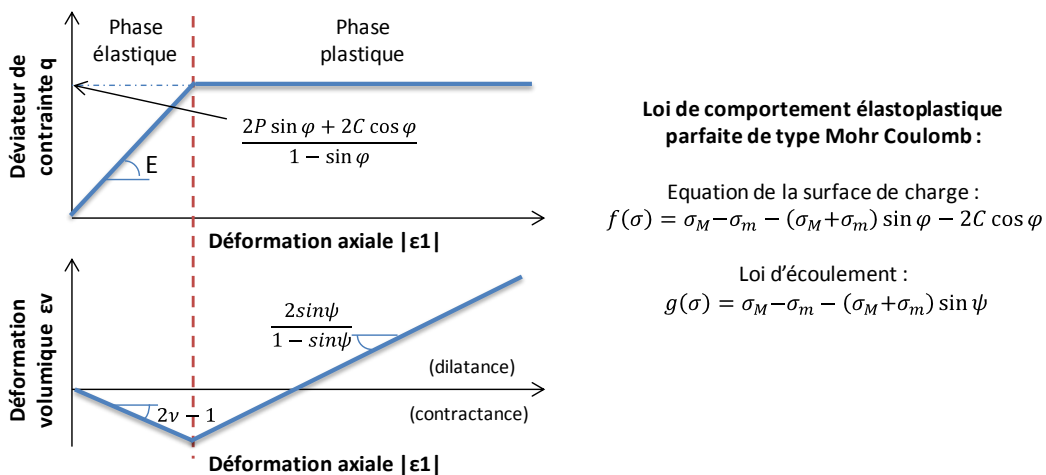


Figure 4-8 : Réponse théorique d'un matériau élastoplastique parfait de Mohr-Coulomb sous sollicitation triaxiale.

La modélisation aux éléments finis (César-LCPC) de ce problème simple a été effectuée en axisymétrie (2D) de manière à réduire les temps de calcul. Le maillage utilisé est présenté en Figure 4-9 (a). Celui-ci met en œuvre 450 éléments à interpolation quadratique, plus que nécessaire pour assurer la fiabilité des résultats du fait de l'homogénéité des champs de contraintes et déformations au sein de l'échantillon dans le problème traité (un calcul avec 8 éléments a donné des résultats identiques). Les isovaleurs de contrainte horizontale présentée en Figure 4-9 (a) attestent de cette homogénéité à la fin de la phase de confinement de l'échantillon. Le module de résolution utilisé est le module MCNL (résolution d'un problème de « mécanique à comportement non linéaire ») et la non-linéarité du système est résolue grâce à la méthode des contraintes initiales (Cf. Figure 4-5 (a)). Notons que certains calculs ont pu être réalisés avec la méthode des « contraintes initiales + DFP modifiée » (Cf. paragraphe 2.1.1.3) mais que celle-ci s'est avérée peu pertinente dans la mesure où elle n'est adaptée qu'à des matériaux standards (i.e. dont la loi de comportement est associée), ce qui n'est pas du tout le cas des matériaux utilisés lors des essais sur modèle réduit. Nous verrons toutefois que cette méthode permet de réduire les temps de calcul de manière conséquente lorsqu'elle peut être utilisée (2.3.2.2). La tolérance de calcul est conservée à sa valeur par défaut : 10^{-3} .

Ne disposant pas de Flac® mais uniquement de Flac3D®, la modélisation aux différences finies réalisée a mise en œuvre un échantillon tridimensionnel. Le premier maillage réalisé (Figure 4-9 (b)) ne s'est pas avéré pertinent comme en atteste l'hétérogénéité des contraintes horizontales (comprises entre 299,4 et 301,5kPa) à l'issue de la phase de confinement. La réalisation d'un maillage limitant l'éclatement des éléments à proximité de l'axe du cylindre (procédure « quartcyl » en annexe 4) a largement permis de pallier ce problème comme en atteste la Figure 4-9 (c). Notons que les deux calculs présentés en Figure 4-9 (b) et (c) ont été menés avec une valeur de ratio²⁵ de 10^{-7} , valeur largement inférieure à la valeur par défaut (10^{-5}) et donc afin que celle-ci ne biaise pas le constat effectué. Notons également que la pertinence du maillage « non radial » (cas (c)) par rapport au maillage classique (cas (b)) est d'autant plus vraie que le maillage (c) comporte moins d'éléments.

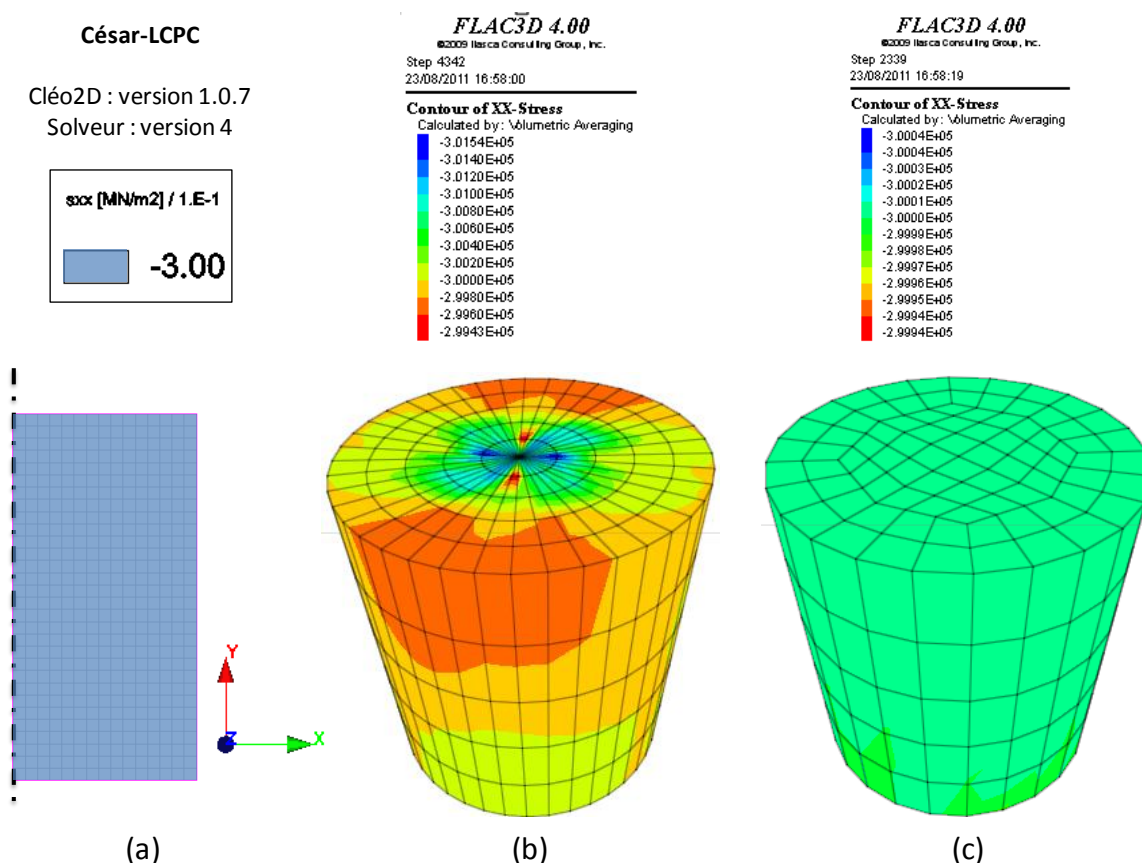


Figure 4-9 : Isovaleurs de contraintes horizontales à l'issue de la phase de confinement (P=300kPa).

²⁵ Cette notion a été définie au paragraphe 1.3.2. Le ratio retenu dans la quasi-totalité des calculs effectués ici (sauf mention spécifique) correspond au quotient de la force non équilibrée maximale sur le modèle par la force non équilibrée initiale moyenne.

2.3.1.2 Cas d'un pilotage en contrainte

La Figure 4-10 compare l'évolution du déviateur de contrainte au cours de l'écrasement obtenu numériquement sous César-LCPC (a) et Flac 3D (c) avec la solution analytique. L'accord est excellent dans les deux cas avec une évolution linéaire de pente E entre ces deux grandeurs dans la phase élastique, puis l'apparition de la plasticité lorsque le critère est atteint. Il convient de noter que les points représentés sur le palier plastique obtenus numériquement ne correspondent pas à des solutions du problème dans la mesure où le problème traité n'a pas de solution : la déformation plastique est infinie du fait de l'homogénéité des champs de contraintes au sein de l'échantillon écrasé et le caractère parfait de la plasticité considérée. Rappelons qu'en pratique, cette absence de solution se caractérise par une « absence de convergence des calculs » sous César-LCPC et un ratio constant largement supérieur à la valeur fixée (10^{-7}) sous Flac3D.

De même, le comportement volumique est bien modélisé par ces deux logiciels dans la phase élastique (Figure 4-10 (c et d)). L'absence de solution numérique au problème une fois l'échantillon plastifié rend l'étude du comportement volumique en plasticité hasardeuse. Il est toutefois intéressant de noter que la relation entre déformation volumique et déformation axiale est parfaitement cohérente avec la valeur de la dilatance imposée bien que le système ne soit pas « à l'équilibre ». En d'autres termes, la relation déformation axiale / déformation radiale dans le domaine plastique semble rester valable tout au long du calcul sur César-LCPC® et Flac3D®. Des compléments à cette assertion seront donnés au prochain paragraphe.

Deux méthodes différentes sont successivement envisagées pour permettre l'obtention de solutions au problème posé lorsque la plasticité est atteinte : utiliser une loi de comportement à écrouissage positif ou piloter l'écrasement en déplacement.

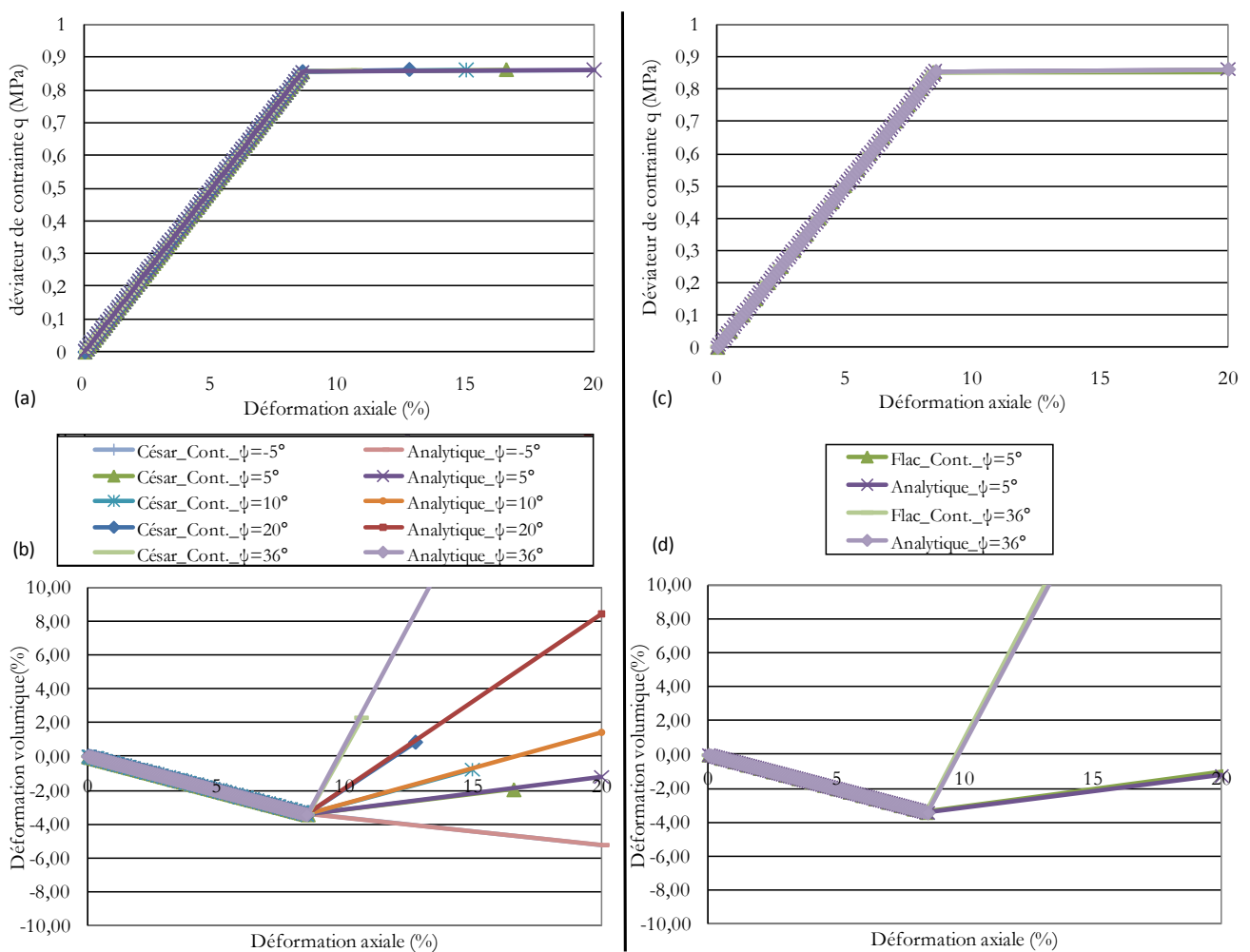


Figure 4-10 : Comparaison entre solutions analytiques et numériques d'un essai triaxial piloté en contraintes sous César-LCPC (a et b) et Flac3D (c et d).

2.3.1.3 Cas d'un pilotage en déplacement

La première solution pour éviter la divergence des calculs lors du passage en plasticité sous le type de sollicitation étudié est de piloter l'écrasement en déplacement ou en vitesse. Sous César-LCPC®, ce type de pilotage est effectué en imposant le déplacement final souhaité en de multiples incréments pour chacun duquel un calcul itératif est réalisé jusqu'à obtention de la solution du problème.

Ce type de pilotage n'est par contre pas compatible avec l'algorithme de résolution incrémental implémenté sous Flac3D® (Cf. §2.2.2). La seule solution pour piloter « en déplacement » est d'imposer une vitesse de déplacement aux nœuds de la face supérieure de l'échantillon. On parlera donc dans ce cas de « pilotage en vitesse ». Se pose alors le problème du choix de cette vitesse. En effet, l'application d'une vitesse trop importante ne permet pas au système d'atteindre un état d'équilibre, ce qui se caractérise par une valeur de ratio restant supérieure à la tolérance fixée (cas $v=10^{-5}$ m/cycle sur la Figure 4-11(a)). A contrario, le choix d'une vitesse très faible (cas $v=10^{-6}$ m/cycle sur la Figure 4-11) répond en partie à ce problème mais augmente largement les temps de calculs, ceux-ci étant directement proportionnels au nombre de cycles réalisés.

La meilleure solution à cette difficulté est de faire varier la vitesse de sollicitation en fonction de la force non équilibrée ou de la valeur du ratio (procédure d'asservissement ou de « servo control »). Partant d'une vitesse très faible v_{ini} , celle-ci est, à chaque cycle, multipliée par k_1 ou divisée par k_2 de manière à maintenir la force non équilibrée dans un intervalle acceptable $[F_{min}; F_{max}]$. Le choix de ces cinq paramètres est assez difficile à optimiser. Les tests réalisés nous ont conduits à retenir les valeurs suivantes pour la suite des analyses : $v_{ini}=10^{-7}$ m/cycle, $k_1=1.001$, $k_2=0.9$, $F_{min}=0.05$ Pa et $F_{max}=0.2$ Pa. Pour plus de détails sur cette procédure, on se référera directement au fichier data présenté en annexe 4. On peut voir sur la Figure 4-11(b) que la procédure programmée remplit l'objectif fixé en maintenant le ratio sous la valeur critique (10^{-5}), tout en minimisant les temps de calcul (42000 cycles nécessaires pour atteindre 20% de déformation, contre 60000 avec une vitesse constante de 10^{-6} m/cycle).

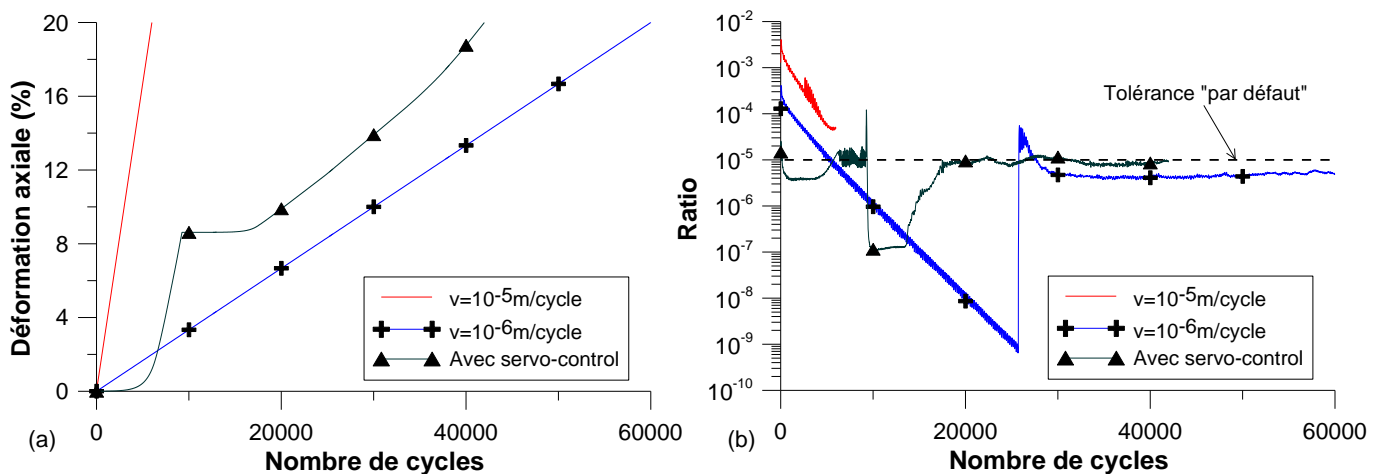


Figure 4-11 : Evolution de la déformation axiale (a) et du ratio (b) au cours de l'écrasement d'un échantillon triaxial piloté en vitesse (Flac3D®) avec ou sans utilisation d'un servo-control.

La Figure 4-12 compare les solutions numériques obtenues par un pilotage en déplacement sous César-LCPC® (a et b) et Flac3D® avec « servo-control » (c et d) avec les solutions analytiques. On observe tout d'abord que l'accord entre celles-ci est excellent dans le domaine élastique pour ces deux logiciels. Ce constat est également la preuve de l'équivalence entre pilotage en contrainte et pilotage en déplacement sous ce type de sollicitation tant que le matériau reste élastique.

Par ailleurs, contrairement au cas du pilotage en contrainte, le problème posé présente ici une solution d'équilibre lors de l'écoulement plastique. C'est pourquoi, il est possible d'observer le palier plastique sur les deux courbes contraintes-déformations obtenues (Figure 4-12 (a et c)). Pendant cet écoulement, on note que le comportement volumique (fonction de la dilatance) est bien modélisé sur César-LCPC® (Figure 4-12 (b)) comme sur Flac3D® (Figure 4-12 (d)).

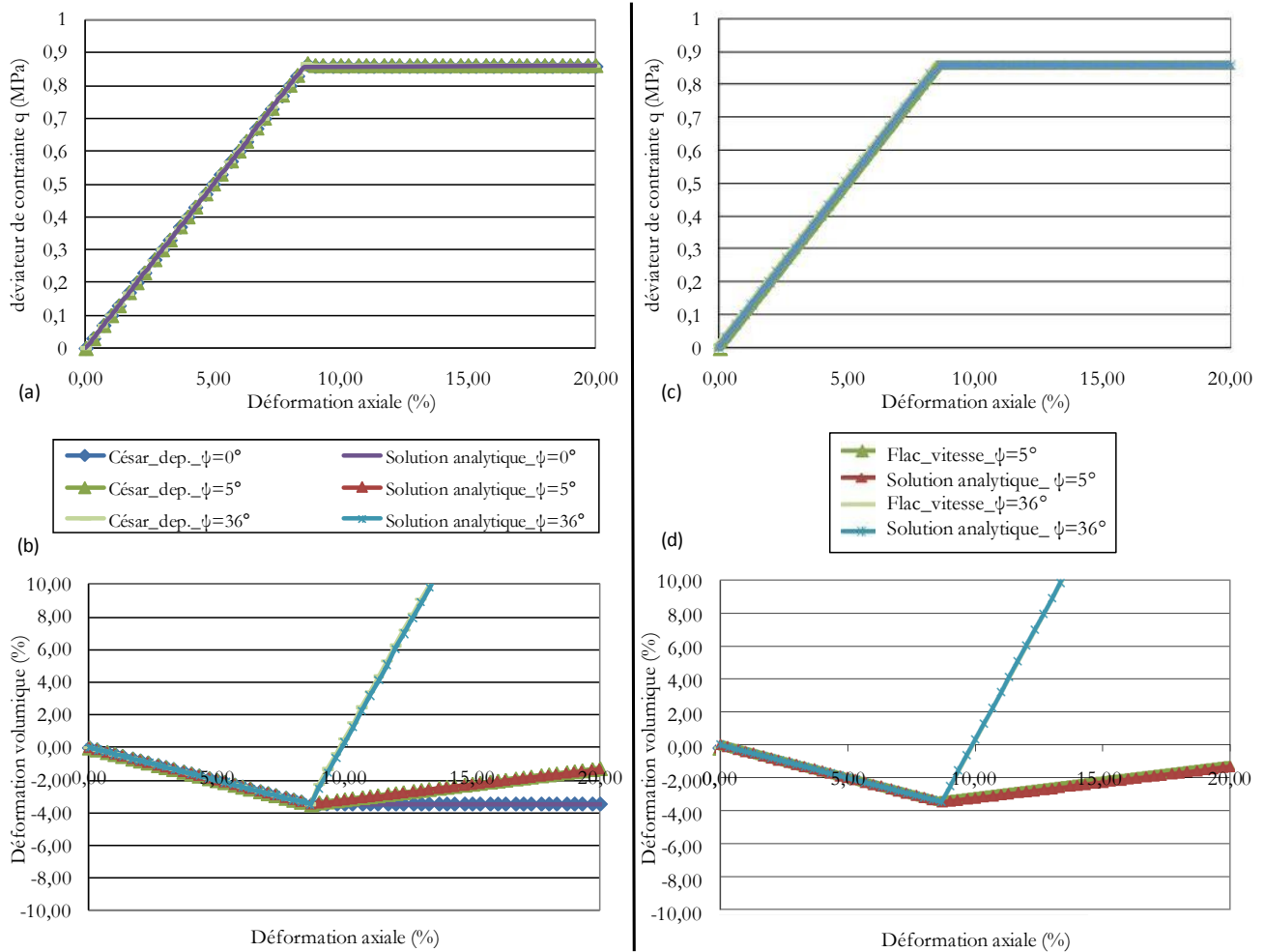


Figure 4-12 : Comparaison entre solutions analytiques et numériques d'un essai triaxial piloté en déplacement/vitesse.

2.3.1.1 Apport d'un écouissage positif

L'utilisation d'une loi de comportement élastoplastique à écouissage positif permet l'étude numérique du comportement volumique d'un échantillon piloté en déplacements mais aussi en contraintes au-delà de sa limite élastique. Dans une optique d'utilisation ultérieure de cette loi, le choix a été fait de conserver un modèle de type Mohr-Coulomb pour éviter une transposition des paramètres obtenus expérimentalement (E , ν , c , φ , ψ) vers ceux d'une autre loi.

La loi recherchée est implémentée sur Flac3D® sous le nom « Strain-hardening/softening model ». L'écouissage y est paramétré comme une évolution linéaire de différents paramètres (c , φ et ψ) avec la déformation plastique (ITASCA, 2009). Une augmentation linéaire arbitraire de la cohésion avec la déformation plastique a été retenue : la cohésion atteignant 50kPa lorsque la déformation plastique axiale atteint 10%.

La Figure 4-13 confronte les solutions analytiques et numériques obtenues pour deux valeurs d'angle de dilatance : 5 et 10°. Notons tout d'abord que le comportement en contrainte / déformation est en bon accord dans le domaine élastique comme dans le domaine plastique, validant ainsi la loi programmée. Cette assertion est vraie avec un pilotage en contrainte ou en vitesse de l'écrasement. Par ailleurs, un pilotage en contrainte comme en vitesse conduit à une bonne estimation du comportement volumique.

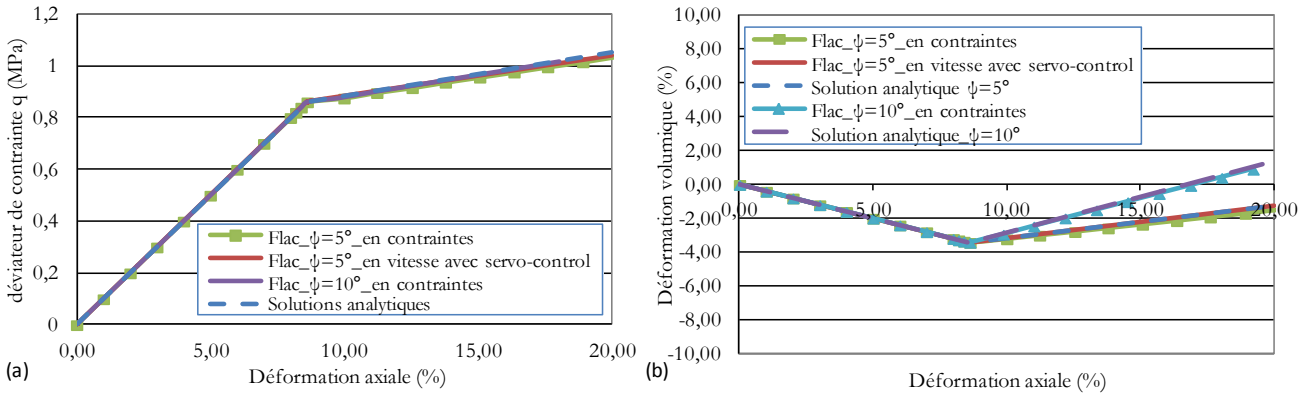


Figure 4-13 : Cas de l'écrasement d'un échantillon triaxial élastoplastique écrouissable (calculs Flac3D®).

2.3.2 Déconfinement radial d'un tunnel à forte profondeur

2.3.2.1 Caractéristiques des modèles réalisés

On considère à présent le cas d'un tunnel de rayon R de grande profondeur (où l'hypothèse d'état homogène de contrainte peut être réalisée), non soutenu, dans un massif de sol infini soumis à un état isotrope de contrainte σ_0 (Figure 4-14). Le comportement du sol est supposé de type élastoplastique parfait régi par le critère de Tresca, paramétré par les coefficients élastiques de Lamé (λ et μ) et la cohésion C .

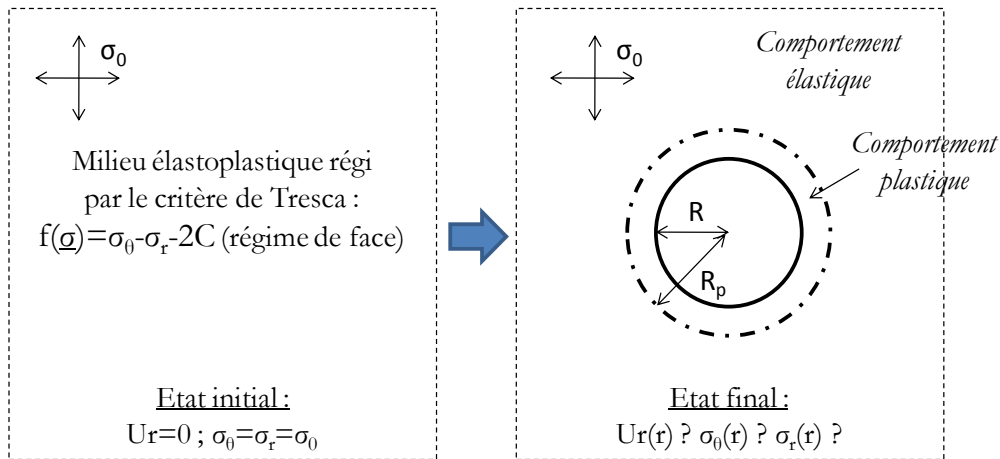


Figure 4-14 : Déconfinement radial d'un tunnel à forte profondeur (contrainte initiale isotropes).

Ce problème peut être résolu analytiquement. Seul le régime de face est présenté ici : la contrainte principale majeure σ_M (respectivement mineure σ_m) étant alors la contrainte orthoradiale σ_θ (respectivement radiale σ_r) dans la zone plastique. L'écriture des équations générales de la mécanique (équation indéfinie du mouvement et loi de comportement du sol) conduisent aux équations différentielles suivantes où U_r représente le déplacement radial (défini par morceau dans les zones élastiques et plastiques), ξ est le multiplicateur plastique et R_p le rayon plastique :

$$(4-8) \quad \text{dans la zone élastique } (r \geq R_p) : \quad \frac{d^2 U_r}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r}{r^2} = 0$$

$$\text{dans la zone plastique } (r \leq R_p) : \begin{cases} (\lambda + 2\mu) \cdot \frac{d^2 U_r}{dr^2} + \frac{\lambda}{r} \frac{dU_r}{dr} - \lambda \frac{U_r}{r^2} = -\frac{2C}{r} \\ \xi = \frac{1}{2} \left(\frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r}{r} - \frac{C}{\mu} \right) \end{cases}$$

Les conditions aux limites du problème sont les suivantes :

$$(4-9) \quad \begin{cases} \sigma_r^p(R) = 0 \\ U_r(\infty) = 0 \\ \xi(R_p) = 0 \\ \sigma_r^p(R_p) = \sigma_r^e(R_p) \\ U_r \text{ continu en } R_p \end{cases}$$

Après résolution, on obtient les solutions ci-dessous. Notons que les contraintes sont exprimées avec les conventions de signe de la mécanique des sols ($\sigma > 0$ en compression). Ces solutions sont écrites avec les coefficients E et ν plutôt que les coefficients de Lamé par simplicité d'expression.

$$(4-10) \quad \begin{cases} \text{dans la zone élastique} \\ (r \geq R_p) \end{cases} \begin{cases} \sigma_r(r) = \sigma_0 - \left(\frac{R_p}{r} \right)^2 \\ \sigma_\theta(r) = \sigma_0 + \left(\frac{R_p}{r} \right)^2 \\ U_r(r) = \frac{(1+\nu) \cdot C \cdot R_p^2}{E \cdot r} \end{cases} \text{ avec } R_p = R \cdot \exp\left(\frac{\sigma_0}{2C} - \frac{1}{2} \right)$$

$$\begin{cases} \text{dans la zone plastique} \\ (r \leq R_p) \end{cases} \begin{cases} \sigma_r(r) = \sigma_0 - 2C \cdot \ln\left(\frac{R_p}{r} \right) \\ \sigma_\theta(r) = \sigma_0 + 2C \cdot \left(\frac{R_p}{r} \right) \\ U_r(r) = \left[2 \cdot (1-\nu^2) \cdot \left(\frac{R_p}{r} \right)^2 + (1+\nu) \cdot (1-2\nu) \cdot \left(1 + 2 \cdot \ln\left(\frac{R_p}{r} \right) \right) \right] \cdot \frac{C \cdot r}{E} \end{cases}$$

Le modèle aux éléments finis de ce problème réalisé sous César-LCPC® est un modèle bidimensionnel en déformations planes comportant 2694 éléments à interpolation quadratique (Figure 4-15 (a)). Le rayon du tunnel considéré est 0,5m et une extension radiale de 20m (i.e. 40R) s'est révélée suffisante pour limiter les effets de bords après confrontation avec les solutions analytiques. Les différents paramètres retenus pour ce modèle sont les suivants : E=100MPa, $\nu=0.3$, C=0.03MPa et $\sigma_0=0.1$ MPa.

Le calcul est réalisé en deux temps : une phase d'initialisation des contraintes à la valeur σ_0 , puis une phase d'excavation (par désactivation des éléments à l'intérieur du tunnel) et convergence du tunnel. Cette dernière est pilotée en contraintes, en déconfinant les parois (diminution de la contrainte normale en paroi) ou en déplacement, en imposant une convergence en paroi. Les calculs sont menés avec le module MCNL et la non-linéarité du système est résolue grâce à la méthode des contraintes initiales.

Le modèle Flac3D® réalisé est tridimensionnel comportant un nombre d'éléments dans le plan similaire à celui réalisé sous César-LCPC®, et deux éléments dans l'épaisseur (Cf. Figure 4-15(b)). Notons que la zone correspondant au tunnel est maillée en utilisant le maillage non radial (procédure « quartcyl ») révélé plus performant lors de la modélisation de l'essai triaxial. Les calculs sont menés avec un ratio de 10^{-7} .

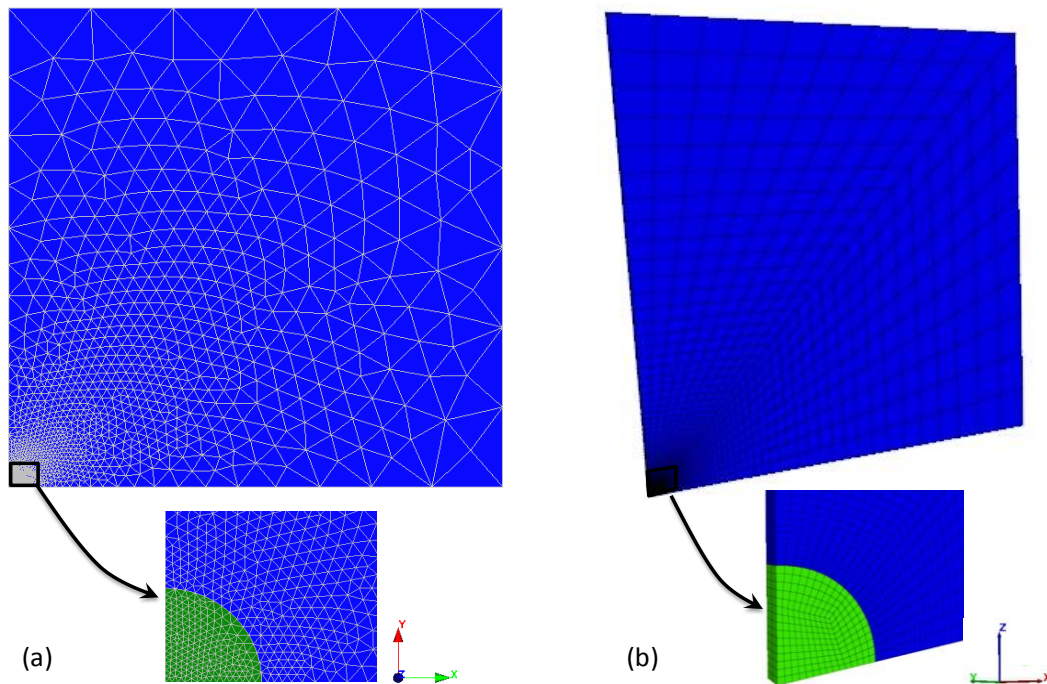


Figure 4-15 : Maillages utilisés dans l'étude d'un tunnel à grande profondeur sous César-LCPC®(a) et Flac3D®(b).

2.3.2.2 Cas d'un pilotage en contrainte

Dans ce paragraphe, la convergence est générée par un déconfinement total de la paroi du tunnel en une seule étape : « un seul incrément de chargement ». On observe sur la Figure 4-16 que l'accord entre les solutions numériques (César-LCPC® et Flac3D®) et analytiques est excellent en termes de contraintes (a) comme en termes de déplacements (b), dans les zones élastiques et plastiques. Ce constat est la preuve de la pertinence des modèles numériques réalisés (procédures relatives au maillage, aux conditions aux limites, à la récupération des résultats...) et, a fortiori, de la capacité de ces deux logiciels à modéliser ce type de problème.

On peut s'interroger sur une éventuelle influence du nombre d'incrément utilisé pour générer ce déconfinement total sur la rapidité et la précision des calculs. La précision de la solution n'a théoriquement pas lieu d'être modifiée par le nombre d'incrément de chargement. Cela a été confirmé par nos modélisations numériques. On peut par contre réellement se poser la question d'une éventuelle forte augmentation du nombre d'itérations nécessaire à l'obtention de la solution lorsque l'amplitude des incréments de chargement augmente en milieu plastifié. Les tests réalisés sous César-LCPC® et Flac3D® montrent que cette assertion est fautive (Cf. Figure 4-17). En effet, on observe que le nombre d'itérations nécessaires à l'atteinte de la solution est quasiment constant quel que soit le nombre d'incrément de déconfinement pour atteindre une valeur de déconfinement donnée. Il semble même qu'il ait tendance à s'accroître légèrement lorsque l'amplitude des pas de chargements diminue sur César-LCPC® comme en atteste la Figure 4-17(a). Ainsi, le nombre total (cumulé) d'itérations nécessaire à la résolution d'un problème est quasiment proportionnel au nombre d'incrément en lesquels le chargement est imposé. On veillera donc dans nos futures modélisation à choisir le nombre d'incrément de chargement le plus petit possible (suivant le phasage à imposer) afin de minimiser les temps de calcul.

Cette étude a également été le prétexte pour quantifier l'accélération de la convergence des calculs liée à la méthode DFP modifiée (paragraphe 2.1.1.3). Celle-ci se révèle très significative dans la mesure où le nombre d'itérations nécessaire à l'atteinte de la solution est ainsi divisé par 8 à 10 (Figure 4-17). On rappelle cependant que celle-ci ne peut être utilisée qu'avec des lois associées, ce qui n'est généralement pas le cas des matériaux utilisés dans cette thèse.

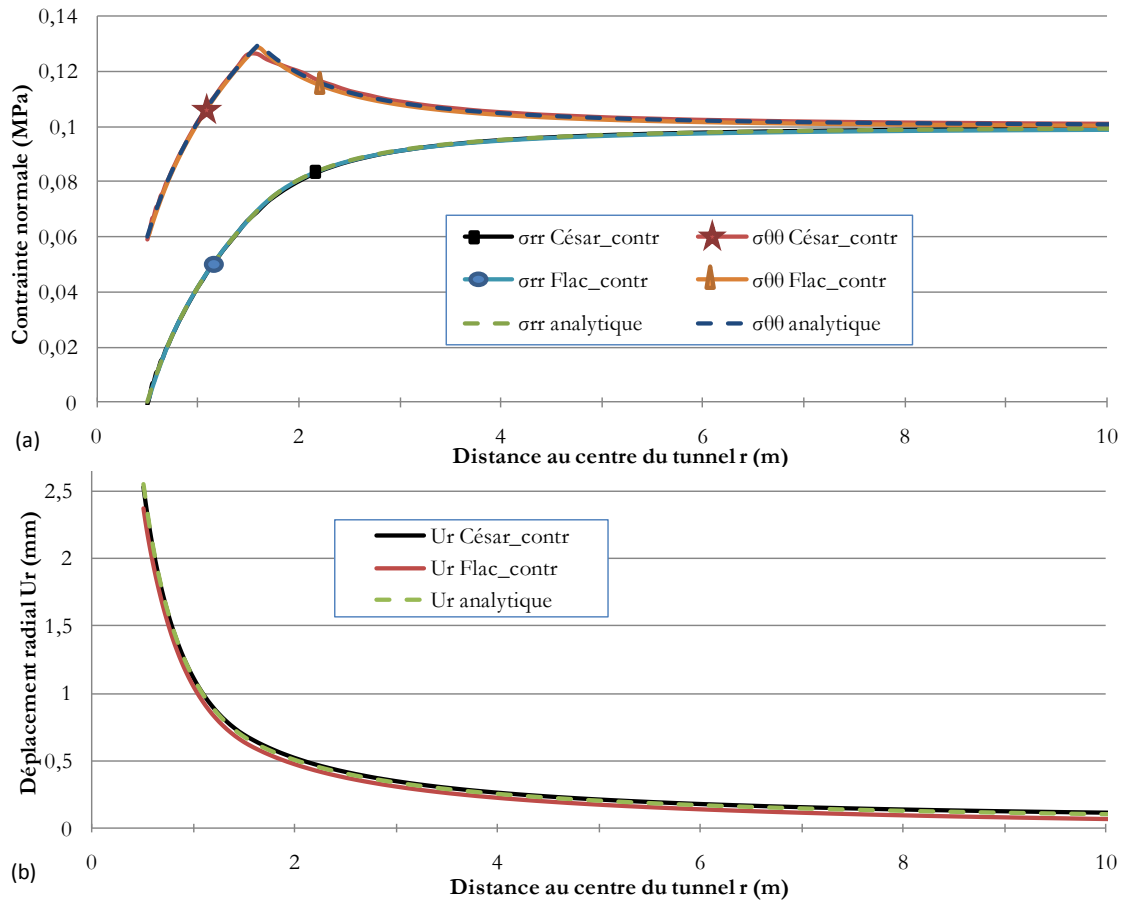


Figure 4-16 : Evolution des contraintes radiales et orthoradiales (a) et du déplacement radial (b) en fonction de la distance au centre d'un tunnel à forte profondeur - massif élastoplastique de type Tresca - pilotage en contrainte.

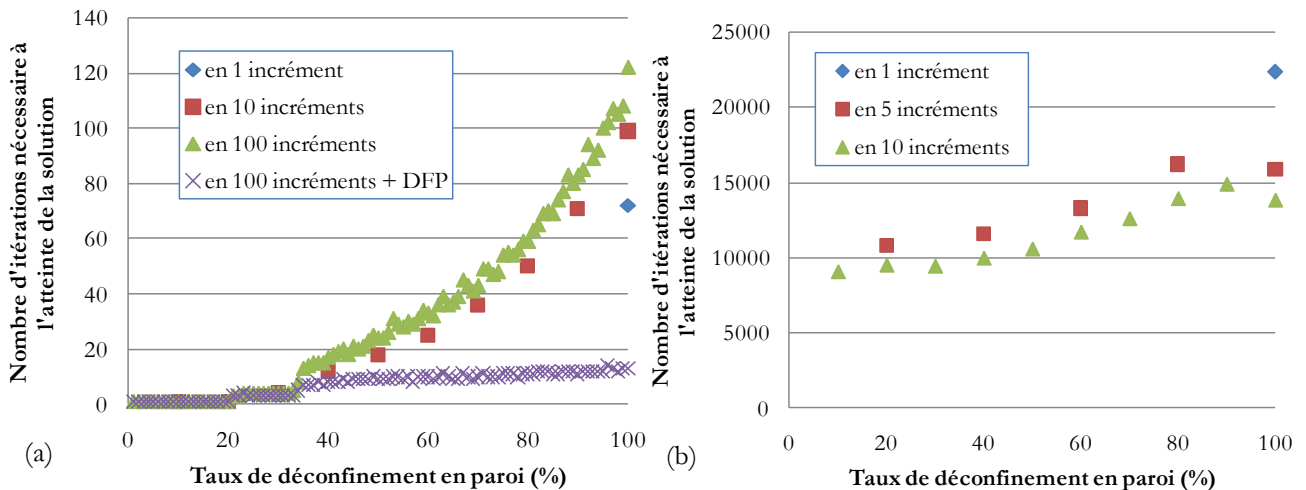


Figure 4-17 : Influence du nombre d'incrément de chargement pour atteindre un chargement donné sur le nombre d'itérations (non cumulé) nécessaire à la résolution du problème pour chaque incrément de chargement sous César-LCPC (a) et Flac3D (b).

2.3.2.3 Cas d'un pilotage en déplacements/vitesses

Le cas d'un pilotage de la convergence en déplacement ou vitesse est également considéré. Sur César-LCPC®, une convergence finale égale à la convergence théorique (2,55mm) est directement imposée en paroi. Sur Flac3D®, un pilotage en vitesse avec servo-control est effectué. On se référera au cas de l'essai triaxial (Cf. §2.3.1.3) ou directement au fichier data (annexe 4) pour davantage d'informations sur cette procédure.

L'équivalence entre pilotage en contrainte et en déplacement/vitesse de la convergence est quasiment parfaite dans le cas de ce modèle comme en atteste la Figure 4-18 (a et b). Seule la contrainte orthoradiale dans la zone plastifiée est légèrement sous-estimée par le modèle César-LCPC® dans le cas du pilotage en déplacement. La dilatance nulle considérée dans le modèle élastoplastique de Tresca explique peut être cette absence d'erreur dans le cas du pilotage en vitesse sous Flac3D®.

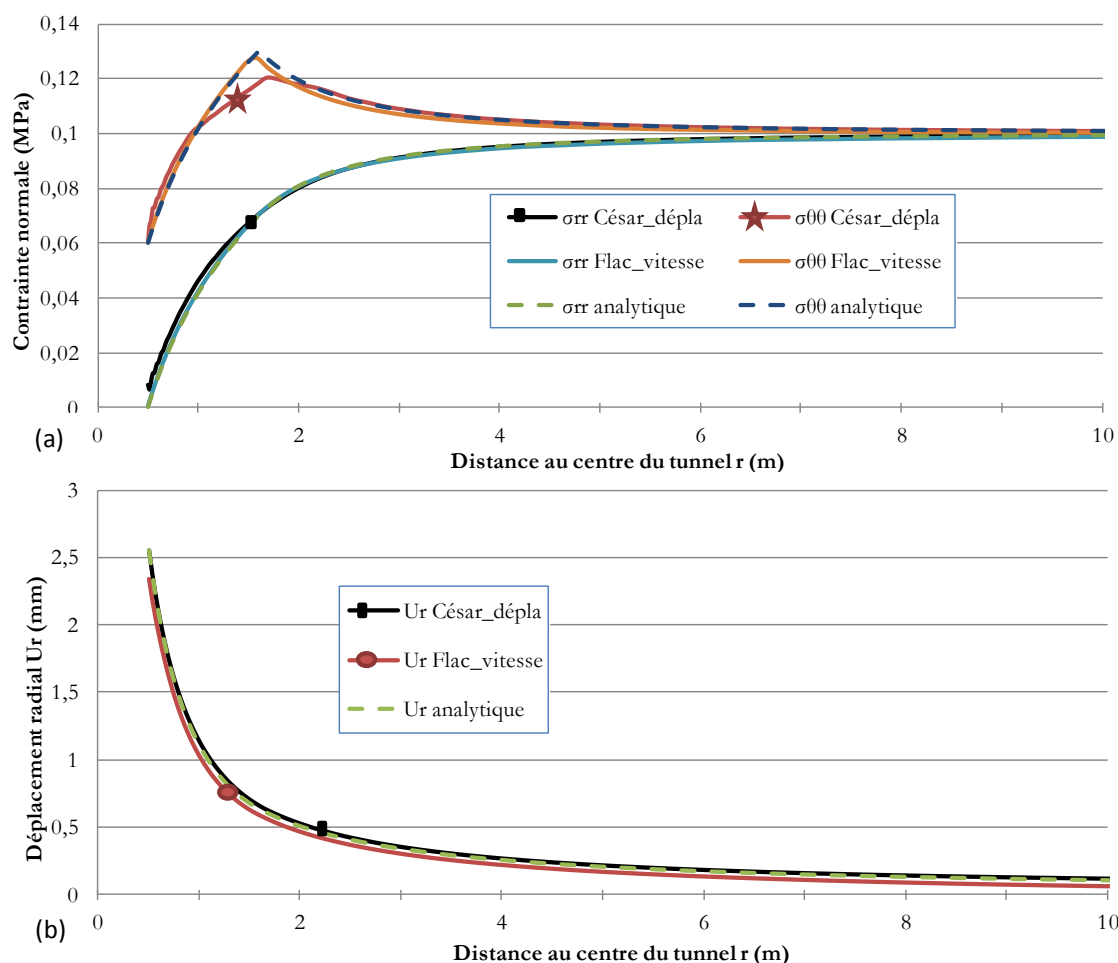


Figure 4-18 : Evolution des contraintes radiales et orthoradiales (a) et du déplacement radial (b) en fonction de la distance au centre d'un tunnel à forte profondeur - massif élastoplastique de type Tresca - pilotage en déplacement/vitesse.

2.4 Conclusion de cette partie introductive

Les deux logiciels utilisés dans le cadre de ce travail de thèse (César-LCPC® et Flac3D®) ont été introduits dans cette seconde partie du quatrième et dernier chapitre de ce mémoire. Les grands principes des méthodes de résolution qu'ils mettent en œuvre, respectivement les méthodes des éléments finis ou des différences finies explicites appliquées au cas de l'élastoplasticité, ont été rappelés.

Par ailleurs, les deux cas simples présentés dans les paragraphes précédents (essai triaxial et tunnel à forte profondeur) ont permis de développer de nombreuses procédures à tous les niveaux de la modélisation : création du maillage, choix des matériaux, application des conditions aux limites et chargement, calcul et exploitation des résultats. Ces procédures ont pu être validées grâce aux confrontations des résultats obtenus avec les solutions analytiques de ces problèmes, et seront utilisées dans le cadre de la modélisation du creusement pressurisé des tunnels.

Quatre conclusions importantes ont également pu être obtenues grâce à ces modélisations préliminaires. Tout d'abord, il est nécessaire d'éviter les éléments volumiques dont les angles sont trop aigus sur Flac3D®, ceux-ci

pouvant générer, par exemple, des hétérogénéités locales assez importantes sur la répartition des contraintes dans le matériau. En particulier, il sera intéressant d'utiliser la procédure « quartcyl » (fichier data en annexe 4), développée sur l'essai triaxial, pour mailler l'intérieur du tunnel.

Par ailleurs, la dilatance du sol (dans les critères de Mohr-Coulomb avec ou sans écrouissage) est bien prise en compte dans les logiciels César-LCPC® et Flac3D®.

Les tests réalisés ont également montré que le pilotage en contrainte des sollicitations (chargements et déconfinements) est préférable aux pilotages « en déplacements ou en vitesses ». En effet, ce dernier est plus difficile à mettre en œuvre comme en atteste par exemple la nécessité d'utiliser un servo control (asservissement) sous Flac3D® afin de maintenir le système constamment dans un état proche de l'équilibre. De plus, ce type de pilotage est parfois source d'erreurs difficiles à expliquer dans les zones plastifiées. L'erreur commise sur la contrainte orthoradiale dans le cas du tunnel à forte profondeur sur César-LCPC® (§2.3.2.3) en est une illustration obtenue au cours de nos modélisations préliminaires. Dans le cas d'un sol cohésif, ce constat paraît particulièrement vrai dans le cas de sollicitations « en déconfinement » puisque le pilotage en déplacement peut conduire à l'apparition de contraintes de traction non réalistes à l'intérieur du sol. Notons également que ce constat est conforté par les observations de Hoefsloot & Verweij (2005), Möller (2006) et Möller & Vermeer (2008), citées au paragraphe 2.2.3 du premier chapitre de ce mémoire. Ces différents arguments nous conduiront à ne plus utiliser le pilotage en déplacement (ou en vitesse) dans le cas de sollicitations « en déconfinement » (rupture par effondrement) dans la suite de ce travail de thèse.

Enfin, les modélisations préliminaires effectuées ont montré qu'il convient de minimiser le nombre d'incrément de chargement pour atteindre un chargement donné. En effet, celui-ci ne modifie pas la solution finale comme on pouvait s'y attendre, mais le nombre d'itérations nécessaire pour atteindre la solution à un chargement donné est également inchangé par l'amplitude de la sollicitation. Cette assertion est triviale dans le cas élastique mais beaucoup moins lorsque la plasticité apparaît. Ajouter des incréments de chargement intermédiaires n'a donc pour seule conséquence que d'augmenter d'autant le temps de calcul.

3 MODELISATION DES REGIMES EXTREMES DE CREUSEMENT : ANALYSE DE LA STABILITE DU FRONT DE TAILLE D'UN TUNNEL

Cette section est consacrée à la question de la stabilité du front de taille d'un tunnel creusé au tunnelier à front pressurisé. Les pressions limites et cinématiques de rupture par effondrement ou refoulement du front de taille en massifs homogènes issus des modèles analytiques par l'approche cinématique existants (Cf. §1.2) et de modèles numériques aux éléments finis (César-LCPC®) ou aux différences finies (Flac3D®) sont confrontées avec les résultats expérimentaux obtenus sur modèle réduit. En parallèle, des questions relatives aux maillages à considérer avec ces deux codes de calcul, aux déplacements maximums qu'ils permettent de modéliser numériquement et à l'influence des caractéristiques de déformabilité du sol (module d'Young, coefficient de Poisson et angle de dilatance) sur les pertes de volume au front de taille et en surface sont traitées. Un nouveau modèle analytique tridimensionnel adapté aux massifs de sol stratifiés bicouches est également présenté au paragraphe 3.5.

3.1 Présentation des modèles numériques réalisés

Les modélisations numériques effectuées sont réalisées sur la base des caractéristiques géométriques du modèle réduit de l'ENTPE. Le tunnelier, de diamètre 0.55m et dont la jupe cylindrique mesure 2cm d'épaisseur, est supposé avoir pénétré de 0.5m dans un massif de sol de 1.3*2.0*1.3m (Figure 4-19). Pour des raisons de symétrie, seule la moitié du massif de sol est modélisée.

Les maillages « optimaux » de cette géométrie sont illustrés en Figure 4-20. Le maillage César-LCPC® (a) comporte 10320 éléments à 20 nœuds (éléments 3D à interpolation quadratique, Cf. §2.1.1.1) et le maillage Flac3D® (b) comporte 109200 éléments à 8 nœuds (éléments 3D à interpolation linéaire, Cf. §2.2.1). Des détails sur l'étude de maillage effectuée et ayant conduit au choix de ceux-ci seront donnés au prochain paragraphe. Noter qu'un soin particulier a été porté à densifier le maillage à proximité du front de taille (zones de déformations les plus importantes) et autour de la jupe du tunnelier (zones où le contraste de rigidité par rapport aux éléments voisins est important). Noter également que le maillage Flac3D® met en œuvre la procédure « quartcyl » (Cf. §2.3.1.1) limitant les angles aigus à proximité de l'axe du tunnel.

La jupe en acier est supposée de masse volumique $\rho=7850\text{kg/m}^3$ et de comportement élastique linéaire isotrope ($E=210\text{GPa}$, $\nu=0.3$). Deux types de sol utilisés sur modèle réduit sont mis en œuvre : le sable S28_1 (purement frottant) ou le sable S28_2 (cohérent frottant) du Tableau 2-2 du chapitre 2. On rappelle leurs caractéristiques mécaniques dans le cadre d'un modèle de Mohr-Coulomb : S28_1 ($\rho=1398\text{kg/m}^3$, $E=5\text{MPa}$, $\nu=0.28$, $c=0\text{kPa}$, $\varphi=39^\circ$, $\psi=2^\circ$) et S28_2 ($\rho=1381\text{kg/m}^3$, $E=10\text{MPa}$, $\nu=0.25$, $c=0.5\text{kPa}$, $\varphi=36^\circ$, $\psi=5^\circ$).

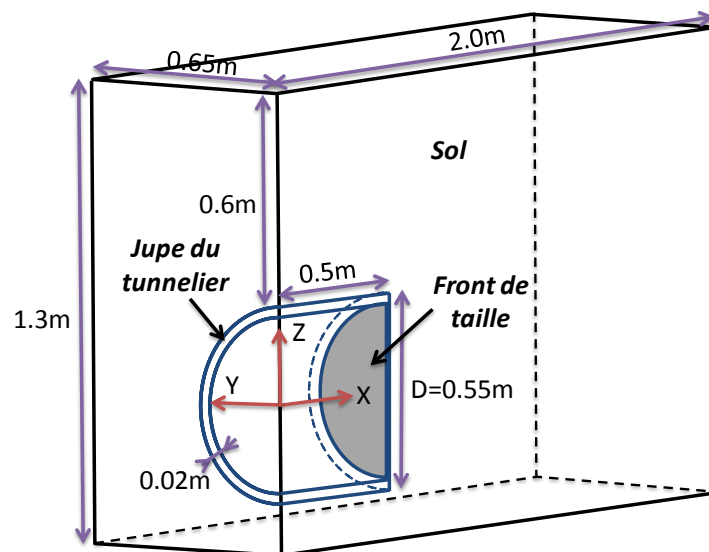


Figure 4-19 : Caractéristiques géométriques des modèles numériques consacrés à l'étude de la stabilité du front de taille (géométrie identique à celle du modèle réduit de l'ENTPE).

Les calculs sont réalisés en trois phases :

- 1) Une phase d'initialisation des contraintes dans le massif de sol vierge est effectuée par application de la gravité. On notera que l'état initial des contraintes dans le massif à l'issue de cette phase correspond à un coefficient de poussée des terres au repos K_0 égal à $\nu/(1-\nu)$ (pour César-LCPC® comme pour Flac3D®). Cette valeur, correspondant à un calcul élastique en conditions œdométriques, vaut 0.33 pour le matériau S28_2, ce qui est proche de la valeur mesurée expérimentalement (0.3, cf. §2.2.2 du chapitre 2).
- 2) Les éléments correspondant aux 50cm excavés sont ensuite désactivés, la jupe du tunnelier étant simultanément activée (par affectation des propriétés mécaniques correspondantes) et bloquée dans les trois directions au niveau de son entrée dans le caisson de même que sur modèle réduit (jupe guidée). Le sol est par ailleurs déconfiné autour de la jupe afin que le poids des terres soit repris par celle-ci.
- 3) Le front de taille est déconfiné par rapport à l'étape précédente jusqu'à sa rupture.

Les calculs César-LCPC® sont menés avec le module MCNL (problème de « Mécanique à Comportement Non Linéaire »), la résolution se fait par la méthode des contraintes initiales et la tolérance de calcul est maintenue à 10^{-3} . Deux valeurs de ratio (10^{-5} et 10^{-7}) sont successivement utilisées dans les calculs Flac3D® afin de juger de l'influence de ce paramètre sur la précision des résultats et l'évolution des temps de calcul.

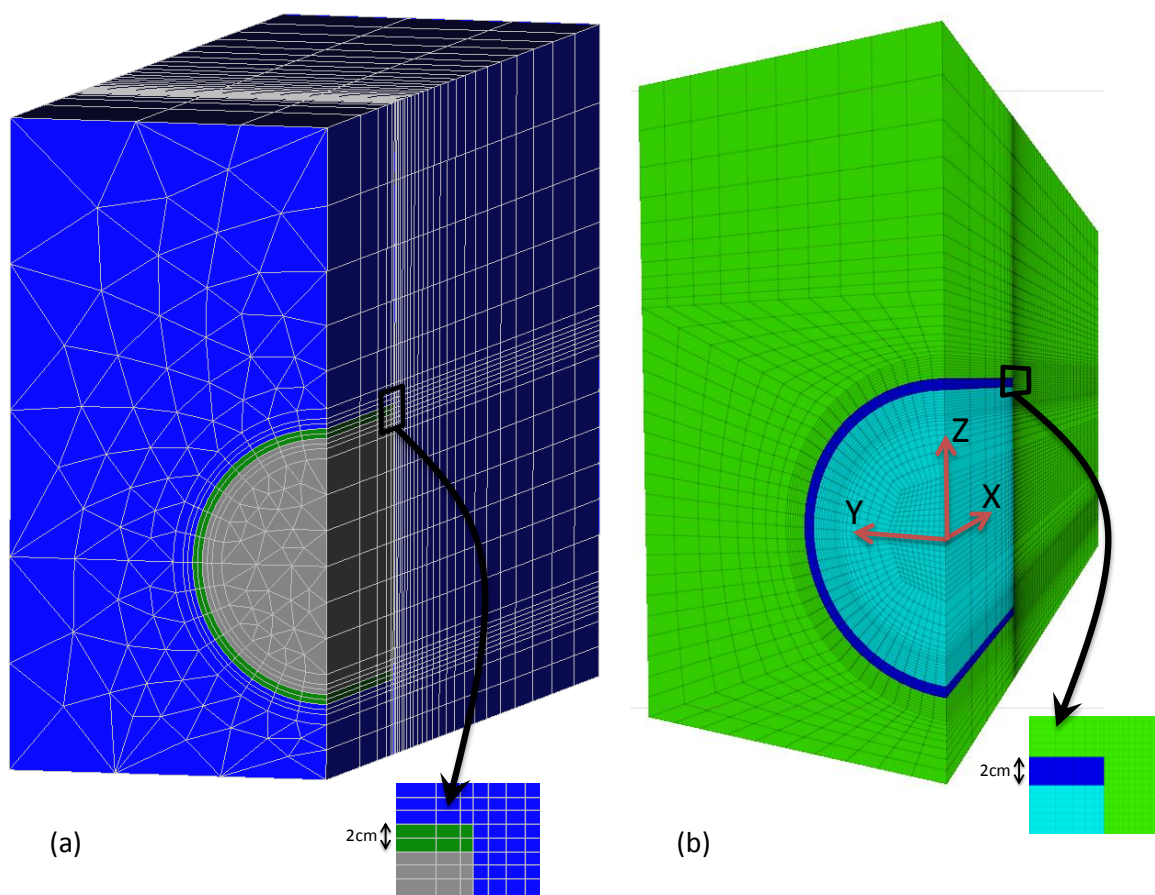


Figure 4-20 : Analyse de la stabilité du front : maillages César-LCPC® (a) et Flac3D® (b) retenus.

3.2 Recherche des maillages optimaux

Cette partie décrit les études de maillage menées sur César-LCPC® et Flac3D® et qui ont abouti sur les deux maillages précédemment illustrés. Cette étude a été menée avec le matériau purement frottant afin d'être confronté aux déplacements d'amplitudes les plus fortes, i.e. dans le cas où la distorsion de certains éléments est la plus importante et donc la convergence des calculs la plus difficile. Le front de taille est déconfiné à son maximum sans que la rupture soit atteinte (taux de déconfinement $\lambda=83\%$, illustré au §3.4.2.1).

3.2.1 Etude de maillage César-LCPC®

Un premier maillage de référence, très fin, est réalisé : il comporte 572 éléments dans le plan (y,z) et 30 dans la direction longitudinale (x), soit 17160 éléments volumiques. Il génère des temps de calcul de l'ordre de 30h sur un ordinateur comportant 8 processeurs de 1Ghz et 8Go de mémoire vive. Plusieurs possibilités de réduction du nombre d'élément sont envisagées pour réduire ce temps de calcul (Tableau 4-1) :

- ✚ Réduire le nombre d'éléments dans le plan (y, z) : cas du maillage 2.
- ✚ Réduire le nombre d'éléments dans la direction longitudinale (x) : cas du maillage 3.
- ✚ Diminuer le degré d'interpolation à l'intérieur des éléments : cas du maillage 4.
- ✚ Réduire fortement le nombre d'éléments dans le plan (y,z) : cas du maillage 5.

La précision des résultats ne doit cependant pas être entachée par la diminution du nombre d'éléments. Celle-ci est évaluée à partir de la comparaison des profils d'extrusion et de contrainte horizontale au niveau du front de taille à la fin du calcul (Figure 4-21). Une variable d'erreur est également introduite : elle est égale à l'intégrale de la valeur absolue de la différence entre les deux courbes considérées²⁶ divisée par l'aire sous la courbe issue du maillage 1, maillage le plus fin, qui donne donc les résultats les plus précis. Noter qu'il s'agit pour l'instant d'une erreur relative par rapport au maillage 1, puisqu'a priori rien ne justifie le fait que l'erreur soit nulle avec celui-ci. La comparaison entre les erreurs commises avec les différents maillages nous permettra d'en juger.

Tableau 4-1 : Tableau de synthèse de l'étude de maillage réalisée sur César-LCPC®.

Maillage	1	2	3	4	5
Nombre d'éléments dans le plan (y, z)	572	344	572	572	155
Nombre d'éléments dans la direction longitudinale x	30 (6 pas 0.52 + 24 pas 1.13)	30 (6 pas 0.52 + 24 pas 1.13)	21 (6 pas 0.52 + 15 pas 1.13)	30 (6 pas 0.52 + 24 pas 1.13)	30 (6 pas 0.52 + 24 pas 1.13)
Nombre d'éléments 3D	17160	10320	12012	17160	4650
Type d'interpolation	Quadratique	Quadratique	Quadratique	Linéaire	Quadratique
Nombre de nœuds	59377	34277	42007	14043	13698
Temps de calcul					
Temps calcul phase 1	2h48'24"	54'22"	54'15"	6'46"	1'28"
Temps calcul phase 2	2h42'11"	51'42"	49'4"	9'10"	1'26"
Temps calcul phase 3	23h59'45"	2h35'53"	1h30'14"	12'00"	3'27"
Temps de calcul total	106220s	15897s	11613s	1676s	381s
Réduction temps calcul par rapport maillage 1	0%	85.0%	89.0%	98.4%	99.6%
Précision des résultats					
Erreur relative sur l'extrusion frontale	0%	2.0%	10.8%	17.3%	13.8%
Erreur relative contrainte horizontale frontale	0%	5.2%	13.3%	27.6%	37.9%

Plusieurs conclusions peuvent être tirées de la Figure 4-21 et du Tableau 4-1. Tout d'abord, la taille des éléments dans la direction longitudinale au niveau du front de taille est d'une influence prépondérante sur la précision des résultats. En effet, le maillage 3, plus dense dans le plan (y,z) mais moins dans la direction longitudinale (x) que le maillage 2, génère des erreurs plus importantes. De plus, la diminution du degré d'interpolation dans chacun des

²⁶ Noter qu'un centimètre est négligé en périphérie du front de taille afin de minimiser une éventuelle erreur due à une concentration de contrainte sur la jupe rigide du tunnelier.

éléments (cas du maillage 4 par rapport au maillage 1), réduit largement les temps de calcul (divisés par 60) mais conduit à une erreur importante (de l'ordre de 20%). Par ailleurs, la comparaison des maillages 1, 2 et 5 montre que 344 éléments dans le plan sont suffisants (faible erreur commise avec le maillage 2, ce qui justifie au passage que le maillage 1 génère une erreur absolue très faible) mais nécessaires puisque le maillage 5 (avec 155 éléments dans le plan) génère une erreur très importante. Le maillage 2 a été retenu pour la suite des analyses car il offre un bon compromis entre précision des résultats (erreur de l'ordre de 2 à 5%) et temps de calcul raisonnable (environ 4h30).

On notera que l'erreur importante générée par le maillage 5 est notamment liée aux grandes concentrations de contrainte générées à proximité de la jupe du tunnelier (Figure 4-21(b)). Pour réduire ce phénomène sans augmenter le nombre d'éléments, une interface à 16 nœuds a été ajoutée entre la jupe du tunnelier et le sol. Le module de calcul TCNL (résolution d'un problème de contact entre solides élastoplastiques) a alors dû être utilisé. Dans la première phase de calcul (application de la gravité), l'interface est supposée purement adhérente de manière à la rendre normalement inexistante. Après calcul, on observe cependant un passage en plasticité à proximité de l'interface (apparition de déformations plastiques en Figure 4-22(a)) et un profil de contrainte verticale erroné (Figure 4-22(b)). Aucune réponse n'a pu être apportée à ce problème, d'où l'abandon de l'utilisation d'interfaces dans nos modèles César-LCPC®.

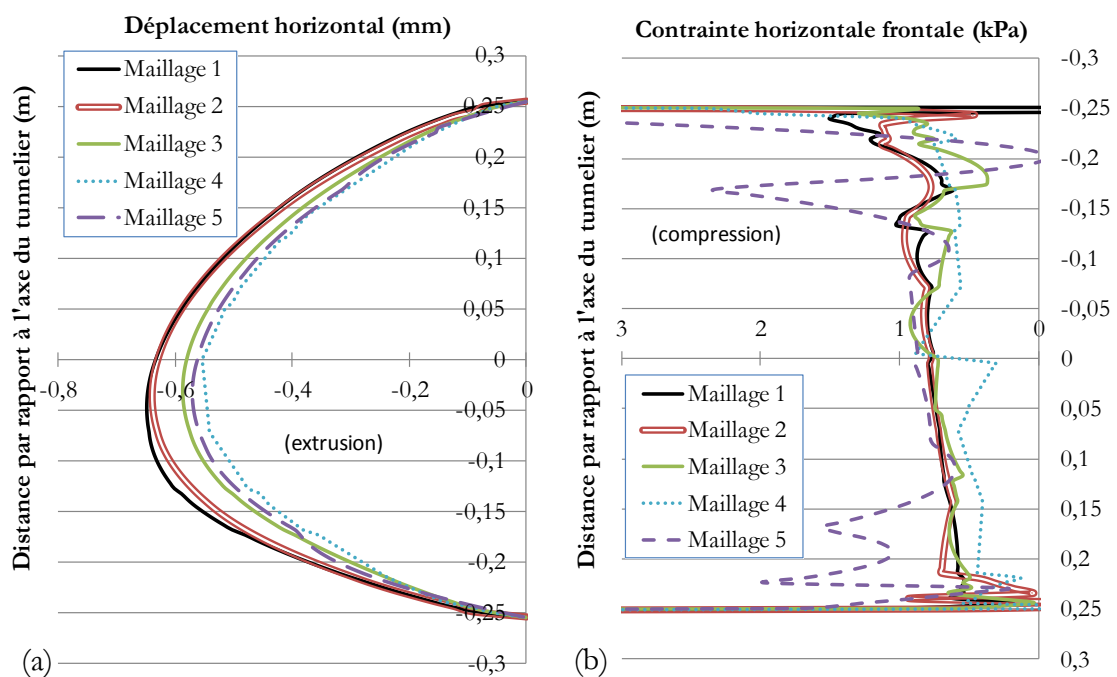


Figure 4-21 : Profils d'extrusion (a) et contrainte horizontale (b) frontales pour les 5 maillages César-LCPC® testés.

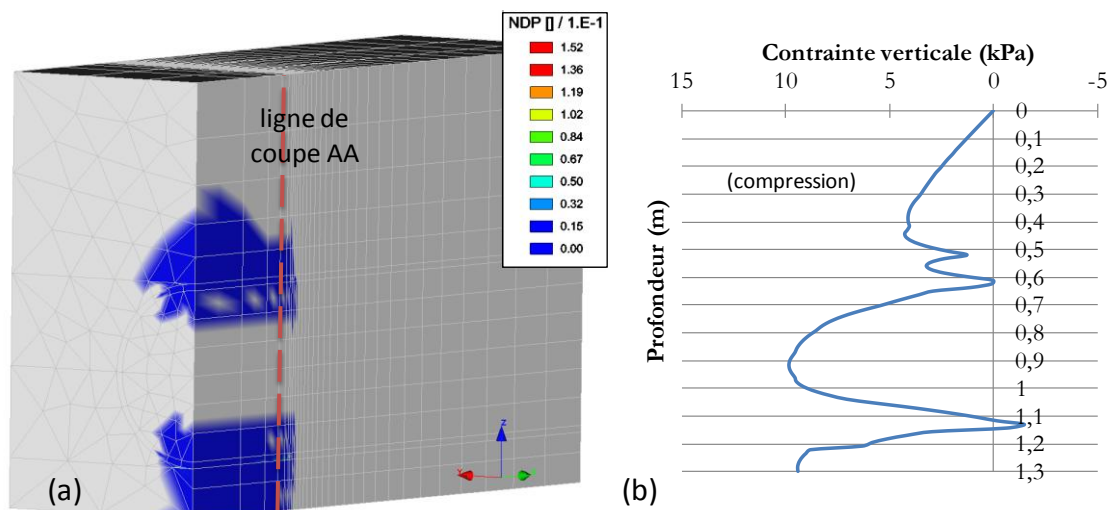


Figure 4-22 : Maillage avec interface : (a) Isovaleurs de déformations plastiques ; (b) contrainte verticale (coupe AA).

3.2.2 Etude de maillage Flac3D®

La même analyse que celle réalisée sur César-LCPC® est menée sur Flac3D® (même géométrie, même caractéristiques mécaniques du terrain, mêmes conditions aux limites...). Un premier maillage de référence, très fin, est réalisé (maillage 1 dans le Tableau 4-2). Il comporte 368550 éléments (4095 éléments dans le plan (y,z) et 90 éléments dans la direction longitudinale) et conduit à des temps de calcul de l'ordre de 21h dans le cas considéré. Afin de réduire ce temps de calcul, quatre maillages de moins en moins denses sont envisagés (maillages 2 à 5 dans le Tableau 4-2). Ceux-ci sont d'allure identique (les nombres caractéristiques du maillage sont divisés par le même coefficient) et similaires à celle du maillage optimal César-LCPC® présenté au paragraphe précédent. Tous les calculs sont menés avec un ratio de 10^{-5} , excepté le cas du maillage 2 mené également avec une valeur de ratio 100 fois plus faible pour s'assurer que la solution du problème est bien atteinte avec un ratio de 10^{-5} . Les différents maillages sont comparés au travers de la pertinence des résultats qu'ils fournissent (erreur sur le profil d'extrusion frontale, définie de la même manière qu'au paragraphe précédent) et des temps de calcul totaux qu'ils engendrent.

Tableau 4-2 : Tableau de synthèse de l'étude de maillage réalisée sur Flac3D.

Maillage	1	2	2bis	3	4	5
Nombre d'éléments dans le plan (y, z)	4095	1820	1820	931	455	288
Nombre d'éléments dans la direction longitudinale x	90 (18 pas 0.85 + 72 pas 1.04)	60 (12 pas 0.7 + 48 pas 1.08)	60 (12 pas 0.7 + 48 pas 1.08)	45 (9 pas 0.7 + 36 pas 1.08)	30 (6 pas 0.52 + 24 pas 1.13)	16 (4 pas 0.7 + 12 pas 1.08)
Nombre d'éléments volumiques	368550	109200	109200	41895	13650	4608
Type d'interpolation	Linéaire					
Ratio	10^{-5}	10^{-5}	10^{-7}	10^{-5}	10^{-5}	10^{-5}
Nombre de nœuds	383383	115839	115839	45448	15345	5440
Temps de calcul total (s)	77040	30540	71580	7380	1320	840
Erreur sur l'extrusion frontale	0.0%	3.1%	2.3%	10.0%	18.0%	37.9%

Tout d'abord, la diminution de la valeur du ratio (de 10^{-5} à 10^{-7}) s'avère n'engendrer quasiment pas de modification des résultats (différence inférieure à 1% comme en atteste la Figure 4-23). Elle multiplie par contre les temps de calcul par 2.5 (Tableau 4-2). Une valeur de ratio de 10^{-5} sera donc dorénavant utilisée dans nos calculs Flac3D®.

Par ailleurs, à ratio constant, la précision des résultats est inversement proportionnelle au nombre de nœuds du modèle (i.e. inversement proportionnelle au nombre de degrés de libertés du modèle) alors que les temps de calcul sont directement proportionnels à celui-ci (Cf. Figure 4-24). Cette analyse est fiabilisée par le fait que la diminution de la densification des différents maillages étudiés se fasse de manière homogène. Un bon compromis en termes de temps de calcul et précision des résultats peut être le maillage 2 (erreur de l'ordre de 3% et temps de calcul total d'environ 8h30). Celui-ci a été retenu pour la suite des analyses.

La Figure 4-23 atteste également du bon accord entre les solutions numériques obtenues avec les deux logiciels utilisés : les amplitudes des extrusions au front de taille sont quasiment identiques pour un même déconfinement, bien qu'une légère différence de profil soit observable. Celle-ci ne s'expliquant pas par une modification des conditions aux limites du problème ou de la loi de comportement du matériau ni par un effet du maillage, elle ne peut s'expliquer que par la différence de méthode de résolution.

Notons que trois fois plus de nœuds sont nécessaires sur Flac3D® par rapport à César-LCPC® (115839 contre 34277) pour atteindre une précision identique (3 à 5%). Le temps de calcul Flac3D® est dans ces conditions

quasiment deux fois supérieur à celui nécessaire sur César-LCPC®. Il est cependant difficile de comparer rigoureusement les temps de calculs entre méthode des éléments finis et méthode des différences finies puisque ceux-ci sont fortement dépendants de caractéristiques différentes de l'ordinateur utilisé. En effet, la méthode des différences finies nécessite majoritairement une importante vitesse de processeur alors que la méthode des éléments finis nécessite également une importante quantité de mémoire vive lors de l'inversion de la matrice de rigidité du modèle. Les temps de calculs sont également fonctions de la manière dont les logiciels utilisent les ressources disponibles. A titre d'exemple, la vitesse des calculs menés sur César-LCPC® (version 4.2) était limitée par le fait qu'un seul processeur à 1Ghz sur les 8 disponibles soit exploité, ainsi que par l'incapacité d'utiliser plus de 2.8Go de RAM sur les 8Go disponibles, alors que la version 4.00 de Flac3D® exploitait pleinement les 8 processeurs de l'ordinateur. La puissance des algorithmes implémentés dans les progiciels modifie également radicalement les temps de calculs, d'où de nombreux travaux dans ce domaine. Citons par exemple le développement d'une méthode de stockage originale de la matrice de rigidité (termes non nuls uniquement) développée par Shahrour & Ghorbanbeigi (1994) ou l'amélioration de la parallélisation des processeurs (Stascheit et al, 2009).

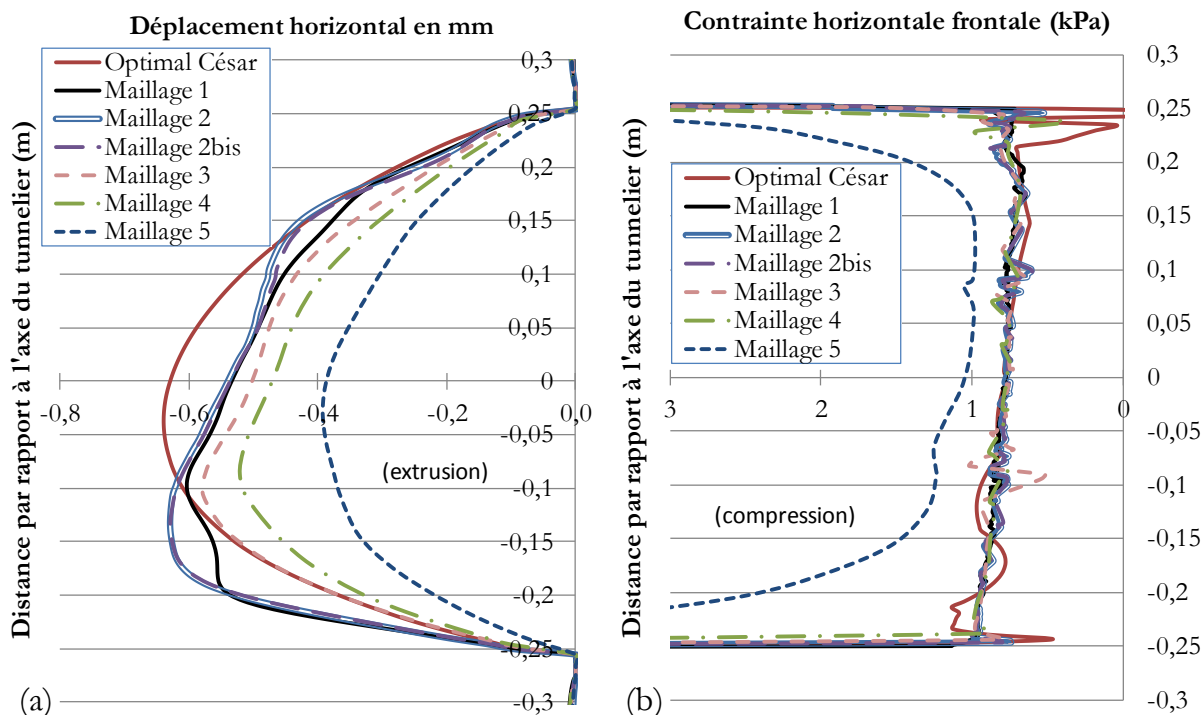


Figure 4-23 : Profils d'extrusion (a) et de contrainte horizontale (b) au front pour les 5 maillages Flac3D testés.

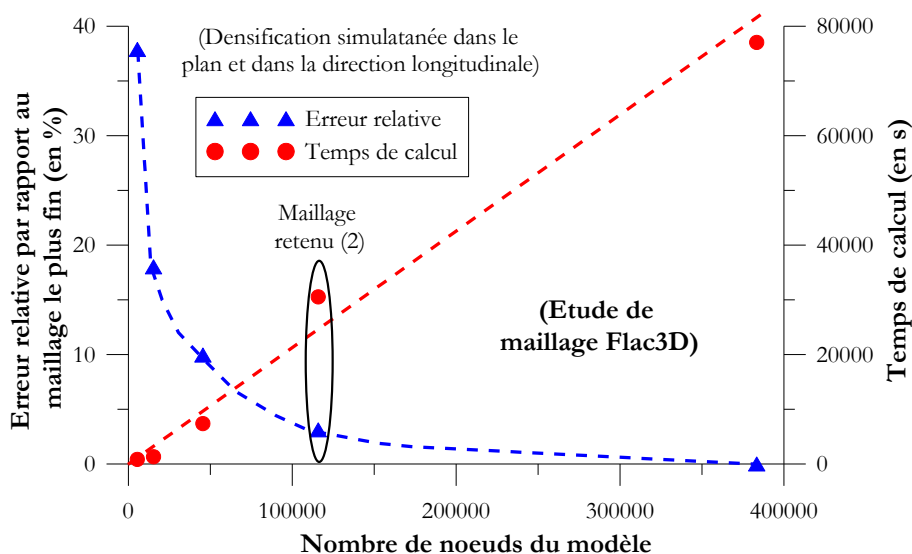


Figure 4-24 : influence du nombre de nœuds du modèle sur la précision et le temps des calculs (étude Flac3D).

3.3 Influence des caractéristiques de déformabilité du sol sur les pertes de volume au front et en surface

3.3.1 Valeurs des différents paramètres E, ν et ψ considérés

Au préalable des analyses de la stabilité du front de taille, une étude paramétrique dédiée à l'influence des caractéristiques de déformabilité du sol (module d'Young E, coefficient de Poisson ν et angle de dilatance ψ) sur les pertes de volume en surface et au front de taille est réalisée. Cette étude a pour objectif d'évaluer l'influence que pourront avoir ces paramètres sur la cinématique de rupture, et à plus long terme d'aider à la modélisation du creusement en régime d'équilibre (évaluation des pertes de volume, relation entre pertes de volume au front et tassements de surface, détermination des caractéristiques mécaniques d'influence prépondérantes sur celles-ci...).

L'étude paramétrique est menée sur César-LCPC® et Flac3D®, avec un massif de sol homogène cohérent frottant de faible cohésion (c=0.5kPa), soumis à un déconfinement partiel à λ=95% du front de taille. A partir des caractéristiques mécaniques « de référence » mesurées expérimentalement pour ce matériau (E=10MPa, ν=0.25, ψ=5°), quatre valeurs de module d'Young sont imposées : E=10, 5, 2 et 1MPa. Différentes valeurs d'angle de dilatance (ψ = 0°, 5°, 10° et 36° rendant ainsi le matériau standard) et deux valeurs de coefficient de Poisson (ν = 0.25 et 0.4) sont par ailleurs imposées dans le cas du matériau de module 1MPa.

A l'état initial (déformation nulle), le cas d'un module d'Young du matériau non constant, fonction de la contrainte moyenne au point considérée, est également étudié. En effet, la valeur de module du cas « de référence » (10MPa) correspond au module sécant à 50% du déviateur maximal sous une pression de confinement de 15 à 20kPa (essais triaxiaux de Doan (2007)). Or les expériences de Janbu (1963), cité par Chow (1994), ont montré la forte influence de la contrainte de confinement sur le module tangent initial. L'auteur a montré que l'évolution du module tangent initial avec la contrainte moyenne pouvait s'exprimer sous la forme suivante, où E_{ref} représente le module pour un niveau de contrainte moyenne de référence σ_{ref}, σ_{moy} la contrainte moyenne, et n un paramètre à ajuster :

$$(4-11) \quad E = E_{ref} \cdot \left(\frac{\sigma_{moy}}{\sigma_{ref}} \right)^n$$

Les essais d'Al Mahmoud (1997), Gay (2000), Branque & Boutin (2002) et Doan (2007) ont confirmé que le sable Hostun S28 sec ou faiblement humide suivait ce type de loi avec un exposant n variant entre 0.4 et 0.8 suivant le cas considéré. Dans le cadre de nos modélisations, on retiendra donc ce type de loi avec le triplet de paramètres suivants : E_{ref}=10MPa, σ_{ref}=17kPa et n=0.5. Il convient de noter que d'autres lois prenant en compte en plus une modification du coefficient de Poisson avec la contrainte moyenne, ou considérant une évolution du module fonction des déformations déviatoriques ont été développées par de nombreux auteurs. On se référera à Chow (1994) ou Burlon (2007) pour une présentation détaillée de celles-ci.

Ce type d'élasticité n'étant pas implémenté dans César-LCPC, elle a été implémentée dans Flac3D® et vérifiée sous sollicitation triaxiale (Figure 4-25 (a)). Le code correspondant pourra être lu en annexe 4. Son application au cas du modèle réduit a généré le profil de module de déformation (E) illustré en Figure 4-25 (b). On retiendra que la prise en compte de ce module fonction de la contrainte moyenne conduit à un module 2 à 3 fois plus faible que le module « de référence » dans la couverture du tunnel.

Les pertes de volume en surface et au front de taille générées par le déconfinement du front ont ensuite été évaluées pour ces différentes valeurs de paramètres de déformabilité (synthétisées dans le Tableau 4-3). On notera que le bon accord avant rupture entre les solutions César-LCPC® et Flac3D® justifié au paragraphe 3.2.2 ôte tout biais lié à l'utilisation de deux codes différents.

Tableau 4-3 : Synthèse des valeurs de paramètres de déformabilité considérés dans l'étude paramétrique ci-dessous.

E(MPa) = 10 ; 5 ; 2 ; 1 ; 10 · $\left(\frac{\sigma_{moy} (kPa)}{17} \right)^{0.5}$	ν = 0.25 ; 0.4	ψ(°) = 0 ; 5 ; 10 ; 36
---	----------------	------------------------

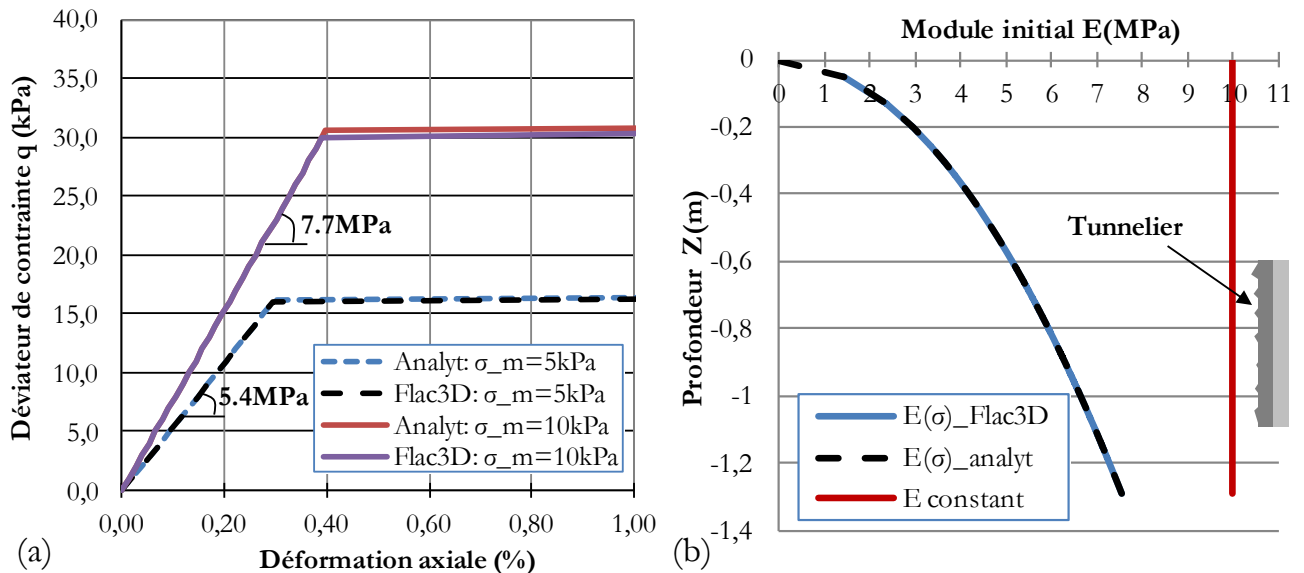


Figure 4-25 : (a) Vérification de l'élasticité à module tangent initial fonction de la contrainte moyenne programmée sur Flac3D® à partir de la modélisation d'un essai triaxial ; (b) application au cas du modèle réduit : évolution du module d'Young dans la hauteur du massif de sol.

3.3.2 Calcul des pertes de volume au front et volume de cuvette de tassements en surface

Les pertes de volume au front de taille (respectivement en surface) sont déterminées à partir de quatre lignes de coupe perpendiculaires deux à deux, au front de taille et en surface. Ces quatre lignes de coupe sont illustrées sur la Figure 4-26. Notons tout d'abord grâce à cette figure que les profils de déplacements le long de ces quatre lignes de coupe sont fortement similaires : seule l'amplitude des déplacements est modifiée. Ce constat autorisera la comparaison des pertes de volume au prochain paragraphe.

La détermination de l'équation de la déformée du front (champ $u(y,z)$) et de la surface du massif (champ $s(x,y)$) doit être effectuée afin de permettre la détermination des pertes de volume par intégration de ces fonctions. Le champ de déplacement frontal $u(y,z)$ est construit de manière à ce que :

- ✚ il vaille exactement le déplacement mesuré le long des deux lignes de coupe précédemment illustrées et approximées par des polynômes de degré 10 (coefficients pvf_i dans la direction verticale et pfh_i dans la direction transversale).
- ✚ il soit nul en périphérie du front (lorsque $y^2+z^2=R^2$)
- ✚ il s'obtienne en y et z quelconque par homothétie à partir des profils le long des deux lignes de coupe précédentes.

Le champ de déplacement de surface $s(x,y)$ est quant à lui construit de manière à :

- ✚ valoir exactement le déplacement mesuré le long des deux lignes de coupe représentées précédemment et également approximées par des polynômes de degré 10 (coefficients psl_i dans la direction longitudinale et pst_i dans la direction transversale).
- ✚ s'obtenir en x et y quelconques par homothétie à partir des courbes connues lorsque $0 < x < 1m$, valoir $s(x,0)$ quel que soit y lorsque $x > 1.5m$ (condition motivée par d'autres lignes de coupe) avec passage progressif entre ces deux conditions pour $1 < x < 1.5m$.

Les champs de déplacements ainsi créés sont représentés sur les graphes 3D de la Figure 4-27. Leur validité a été vérifiée par la confrontation à des déplacements calculés le long d'autres lignes de coupe en surface ou au front de taille. Les pertes de volume au front (PVFront) et en surface (PVSurface) peuvent alors être déterminées par intégration de ces champs de déplacements sur la surface du front de taille et sur la surface du massif. Leurs expressions analytiques sont les suivantes :

$$(4.12) \left\{ \begin{array}{l} PVFront = \int_{z=-\frac{R}{2}}^{\frac{R}{2}} \int_{y=-\sqrt{R^2-z^2}}^{\sqrt{R^2-z^2}} \left(\sum_{i=0}^{10} pfh_i \cdot y^i \right) \cdot \frac{\sum_{i=0}^{10} pfv_i \cdot y^i}{pfv_0} \left(1 - \left(\frac{y}{-\sqrt{R^2-z^2}} \right)^{100} \right) \cdot dy \cdot dz \\ PVSsurf = \int_{x=0}^2 \int_{y=-0.65}^{0.65} \left(1 + \left(\frac{\sum_{i=0}^{10} pst_i \cdot z^i}{pst_0} - 1 \right) \cdot \frac{1}{0.1 \times \sqrt{2\pi}} \int_{t=x}^{+\infty} e^{-\frac{(t-1.25)^2}{2 \times 0.1^2}} \cdot dt \right) \cdot \sum_{i=0}^{10} psl_i \cdot x^i \cdot dx \cdot dy \end{array} \right.$$

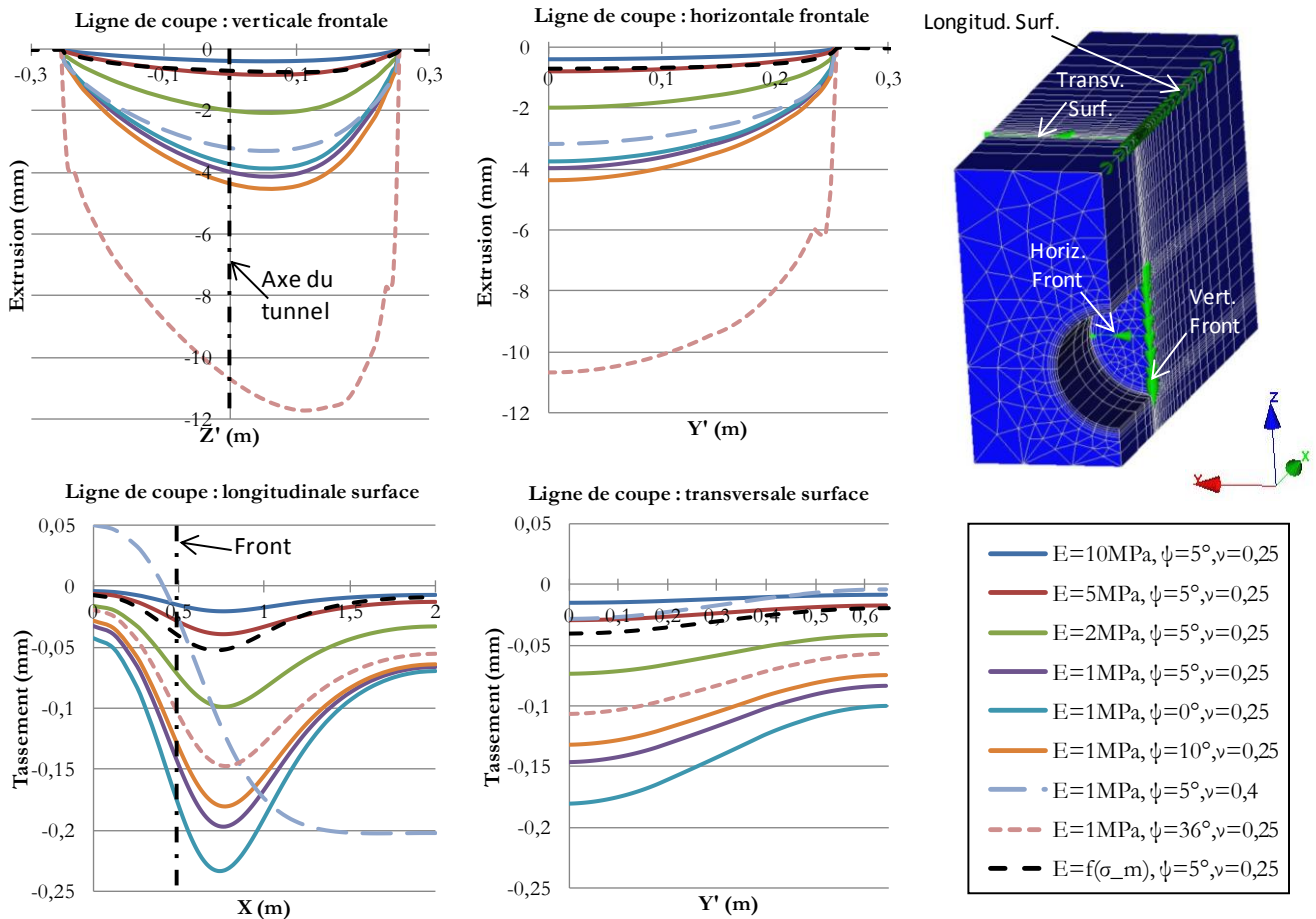


Figure 4-26 : Déplacements horizontaux frontaux et verticaux de surface (tassements) le long de quatre lignes de coupe caractéristiques pour différentes valeurs de E , ν et ψ ($c=0.5kPa$, $\varphi=36^\circ$, déconfinement du front à 95%).

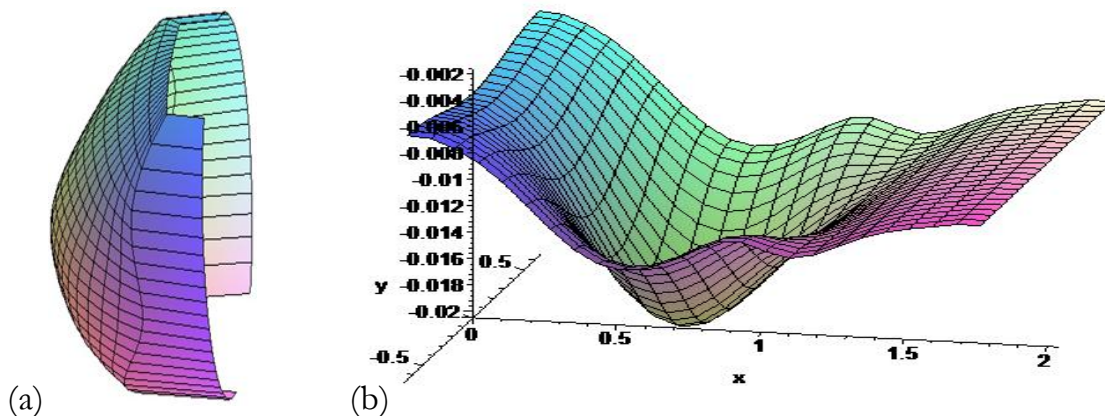


Figure 4-27 : Déformées du front de taille (a) et de la surface du massif (b) utilisés pour la détermination des pertes de volume.

3.3.3 Relations entre pertes de volume au front et volume de cuvette de tassements (étude paramétrique)

La Figure 4-28 met en relation les pertes de volume au front de taille et les volumes de cuvettes de tassements en surface calculées de la manière précédente dans les différents cas étudiés. Elle permet de tirer plusieurs conclusions.

Tout d’abord, le module d’Young du matériau est le paramètre dont l’influence sur l’amplitude des pertes de volume est la plus importante : les pertes de volume en surface et au front de taille y sont directement proportionnelles. Par ailleurs, le rapport de la perte de volume au front par le volume de cuvette de tassement en surface est indépendant de la valeur du module, valant 2.2 pour $\nu=0.25$ et $\psi=5^\circ$. Ces constats sont la preuve qu’une grande partie du front de taille et de la couverture restent dans le domaine élastique. Notons également que la prise en compte d’un module initial fonction de la contrainte moyenne $E(\text{MPa})=10.(\sigma_{\text{moy}}(\text{kPa})/17)^{0.5}$ conduit à des pertes de volume d’amplitudes similaires au cas d’un module homogène dans le matériau, égal à 5MPa.

L’importance des paramètres élastiques apparaît également dans l’influence non négligeable du coefficient de Poisson. On note en effet qu’à module constant, l’augmentation du coefficient de Poisson de 0.25 à 0.4 entraîne une diminution des pertes de volume au front de 20% et une augmentation en surface de 10%. Ce comportement est cohérent avec l’intuition : les pertes de volume au front et en surface tendent vers une même valeur lorsque ν tend vers 0.5 (déformation volumique élastique du massif nulle).

L’influence de l’angle de dilataance (pilotant la déformation volumique plastique) sur les pertes de volume est du même ordre de grandeur que celle du coefficient de Poisson. En effet, une variation de ψ de 0 à 10° , entraîne une modification du rapport entre pertes de volume de 20%. On retiendra que dans le cas extrême de la considération d’une loi associée ($\psi=\varphi=36^\circ$) pour le matériau, l’ordre de grandeur des pertes de volume en surface est correct mais que les pertes de volume au front de taille sont largement surestimées (multipliées par 3).

En conclusion, dans une approche en déplacement, un soin particulier doit être porté à la validité des coefficients élastiques entrés pour les différents matériaux, et en particulier le module d’Young. L’angle de dilataance doit également être déterminé le plus précisément possible et, a fortiori, pris différent de l’angle de frottement (loi non associée).

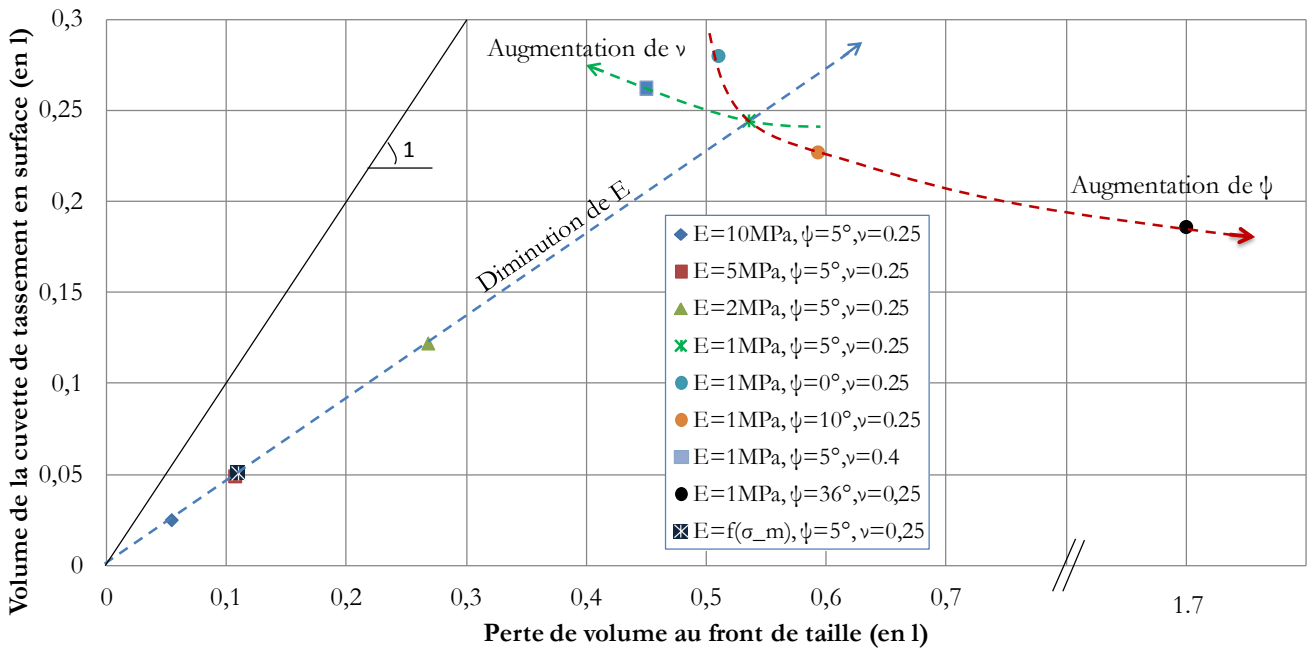


Figure 4-28 : Influences du module d’Young, du coefficient de Poisson et de l’angle de dilataance sur les pertes de volume au front de taille et en surface.

3.4 Rupture par effondrement en massif homogène : confrontations des solutions analytiques et numériques (César-LCPC et Flac3D) avec les résultats expérimentaux

Les trois prochaines sections représentent le cœur de cette troisième partie. Les cinématiques et pressions limites de rupture issus de modèles analytiques et numériques (César-LCPC® et Flac3D®) y sont confrontées aux résultats expérimentaux obtenus sur le modèle réduit de l'ENTPE. Le cas de la rupture par effondrement du front de taille y est tout d'abord traité, en faisant la distinction communément effectuée entre les massifs cohérents frottants et les massifs purement frottants.

3.4.1 Cas du massif cohérent frottant

3.4.1.1 Pression limite de rupture

Le Tableau 4-4 confronte les pressions limites théoriques aux observations expérimentales présentées au paragraphe 6.1.2 du chapitre 2. Les pressions frontales moyennes limites théoriques ($\sigma_T^{\text{théo}}$) sont issues de l'approche cinématique du calcul à la rupture de Subrin (2002). Le faible écart de cette solution avec la solution numérique de Vermeer et al (2002) justifie de prendre cette valeur comme unique valeur théorique (Cf. §1.2). Notons également que nos modèles numériques César-LCPC® et Flac3D® l'ont confirmé dans le cas du matériau de cohésion $c=0.5\text{kPa}$ puisque la pression limite que nous obtenions était comprise entre 0 et 0.2kPa (déconfinement frontal λ_{max} supérieur à 95%), soit une valeur très proche de celle issue du calcul à la rupture.

Dans le cas des sols de cohésion supérieure ou égale à $1,5\text{kPa}$ (essais MC2, MC3 et MC4 sur modèle réduit), le front de taille s'est révélé parfaitement stable expérimentalement à chambre d'abattage vide puis après application d'une pression de 50kPa en surface du massif. Cette observation est en bonne adéquation avec les modèles théoriques puisque, selon ces derniers, une traction non négligeable sur le front ($\geq 1.4\text{kPa}$) est nécessaire pour le mener à la rupture.

Pour les matériaux de cohésion $c=0.5\text{kPa}$, le front de taille est théoriquement en limite de stabilité à confinement frontal nul (puisque la pression frontale limite théorique est égale à zéro). Nos observations expérimentales le confirment puisque la chambre d'abattage a pu être vidée entièrement sans créer la rupture lors des essais MC5 et MC7 contrairement à l'essai MC8 où la rupture a eu lieu au cours de la vidange, et qu'elle a pu être générée par augmentation de la pression de surface lors des essais MC5 et MC7.

Tableau 4-4 : Confrontation des pressions limites théoriques de rupture par effondrement du front en massif cohérent frottant avec les observations expérimentales effectuées sur modèle réduit.

Essai	c (kPa)	Observations expérimentales				Stabilité théorique	
		q_{ini}^{27} (kPa)	Front stable à chambre vide ?	q_{max}^{28} (kPa)	Front stable pour q_{max} ?	$\sigma_T^{\text{théo}}$ (kPa)	Front théoriquement stable à chambre vide?
MC2	2,5	0	OUI	0	OUI	-2,7	OUI
MC3	2,5	0	OUI	50	OUI	-2,7	OUI
MC4	1,5	0	OUI	50	OUI	-1,4	OUI
MC5	0,5	0	OUI	45	NON	0	Limite stabilité
MC7	0,5	50	OUI	85	NON	0	Limite stabilité
MC8	0,5	0	NON	--	--	0	Limite Stabilité

²⁷ Pression de surface imposée dès le début de l'essai.

²⁸ Pression de surface maximale appliquée au massif pour le mener à la rupture, une fois la chambre d'abattage vidée.

Cette confrontation met également en exergue une première limite du modèle analytique. En effet, analytiquement, le mécanisme de rupture est nécessairement non débouchant dans le cas de la géométrie du modèle réduit (couverture de l'ordre d'un diamètre) afin de respecter la condition cinématique imposée par le calcul à la rupture (Chambon & Corte, 1990). La pression de surface ne peut donc aucunement mener le front à la rupture dans ce modèle. Or, lors des essais, il est constaté que l'augmentation de la pression de surface entraîne une modification des champs de contrainte dans le massif, source d'une extrusion croissante localisée au niveau du front (capteurs 8 et 9 sur la Figure 2-88 (a) par exemple), et pouvant ainsi conduire à sa rupture lorsque ce dernier est en limite de stabilité. Ces déformations internes ne sont pas considérées dans l'approche analytique du calcul à la rupture qui fait une hypothèse forte de comportement rigide-plastique contrairement aux modèles numériques.

3.4.1.2 Cinématique de rupture

Dans le cas du massif cohérent frottant, la géométrie du bulbe de rupture prédit par l'approche cinématique du calcul à la rupture avec le mécanisme de Subrin (2002) est en bonne adéquation avec les solutions numériques aux éléments finis (César-LCPC®) ou aux différences finies (Flac3D®). La Figure 4-29 illustrant les isovaleurs de déformation principales majeures juste avant la rupture en atteste : les déformations se localisent le long d'une surface proche de celle du modèle analytique. Ce constat confirme les confrontations entre modèle analytique et modèle numérique déjà effectuées par Subrin (2002).

Par ailleurs, il est intéressant de constater que ces mécanismes théoriques sont également en bonne adéquation avec le mécanisme observé sur modèle réduit, décrit au §6.1.1 du chapitre 2, et reporté sur la Figure 4-29. On notera toutefois que ces modèles théoriques ne sont pas en mesure de modéliser une extension progressive de la zone en rupture, qui peut pourtant avoir lieu en pratique (Cf. Figure2-90).

Ce bon accord des mécanismes initiaux, complétant le bon accord en termes de pressions limites illustré dans le paragraphe précédent, atteste de la validité des modèles numériques et du modèle analytique de Wong & Subrin (2006), en massif cohérent frottant.

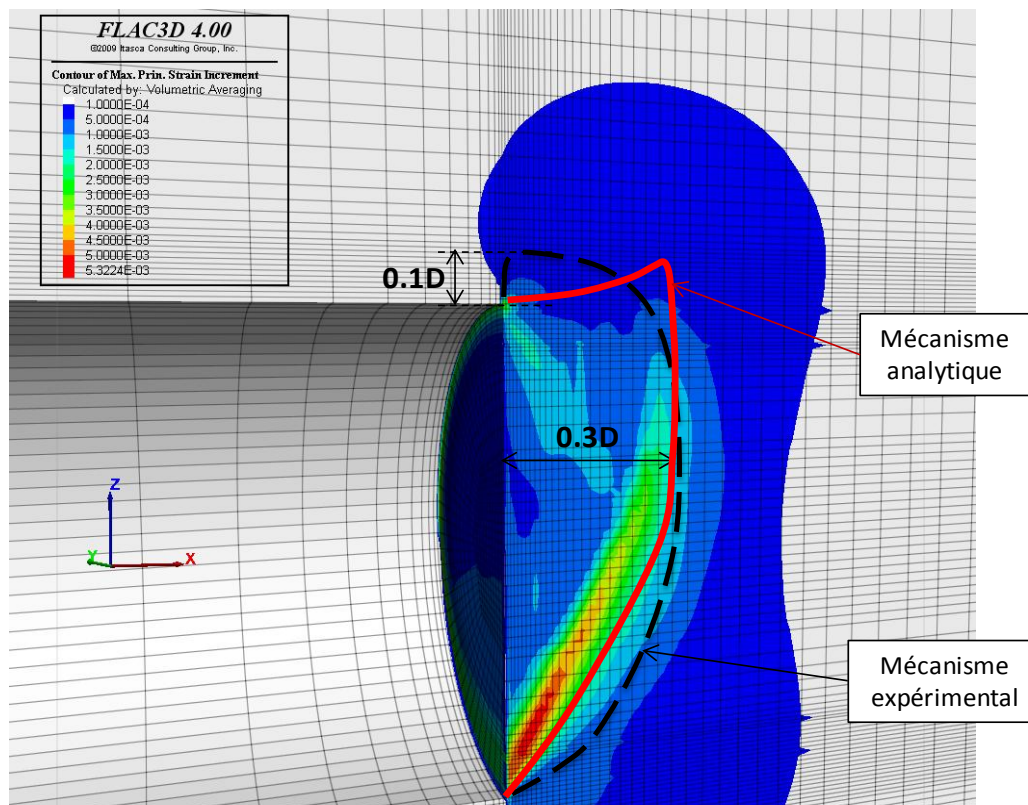


Figure 4-29 : Isovaleurs de déformations principales majeures observées numériquement juste avant la rupture ($\lambda=95\%$) en massif cohérent frottant ($c=0.5\text{kPa}$), auxquelles sont superposés le mécanisme analytique optimal de Subrin (2002) et le mécanisme expérimental observé sur modèle réduit de tunnelier à pression de terre.

3.4.2 Cas du massif purement frottant

3.4.2.1 Pression limite de rupture

En massif purement frottant, il est impossible expérimentalement de définir une pression limite de rupture par effondrement de par le caractère extrêmement progressif et continu des déplacements dans le terrain au fur et à mesure de la vidange de la chambre d'abattage (Cf. Figure 2-88(b)).

Une pression limite, de rupture par effondrement est par contre évaluable numériquement. Elle vaut 0.63kPa pour les modèles César-LCPC® et Flac® réalisés (pression moyenne correspondant au déconfinement frontal maximal imposable avant rupture (83%)). Le modèle analytique de Subrin (2002) donne un résultat extrêmement proche (0.60kPa). Nous montrerons au prochain paragraphe en comparant les cinématiques de rupture expérimentales et théoriques que ces pressions limites théoriques n'ont en fait pas vraiment de sens physique.

Ce paragraphe est l'occasion de réfléchir sur des critères objectifs de détection de la rupture dans un modèle numérique aux éléments finis ou aux différences finies. Sur César-LCPC® (éléments finis), l'apparition de la rupture se traduit par une absence de convergence des calculs liée à l'absence de solution d'équilibre du problème. Sa détection est donc facile.

La formulation pseudo-dynamique de Flac3D® rend par contre cela beaucoup plus difficile avec ce second logiciel. On rappelle que le critère d'atteinte de la solution du problème est le fait que la valeur du ratio (quotient de la force non équilibrée maximale sur le modèle par la force non équilibrée initiale moyenne dans le cas « classique ») devienne inférieure à une valeur fixée. Lorsque le système a une solution d'équilibre (cas $\lambda=83\%$ par exemple), nos tests ont montré qu'une valeur de ratio de 10^{-5} était suffisante pour atteindre la solution avec une précision suffisante (§3.2.2). L'utilisation d'un ratio « local » (quotient de la force non équilibrée minimale sur le modèle par la force non équilibrée initiale moyenne) ne modifie pas non plus le résultat de manière significative (Cf. Figure 4-30) tout en augmentant largement les temps de calcul. Lorsqu'une solution d'équilibre au problème existe, une valeur de ratio « classique » de 10^{-5} est donc tout à fait pertinente. Dans le cas d'une déstabilisation importante (déconfinement total du front par exemple), cette valeur de ratio suffit également à détecter la rupture puisqu'elle ne sera jamais atteinte. Entre ces deux cas extrêmes, la plus grande vigilance est nécessaire. En effet, la valeur de ratio fixée pourra être atteinte sans que l'équilibre soit atteint comme en atteste le fait que les résultats soient différents avec les deux types de ratio testés pour $\lambda \geq 86\%$ (Figure 4-30).

Deux critères de détection de la rupture sur Flac3D® apparaissent disponibles suite aux différents modèles réalisés : une différence entre les résultats issus de deux calculs menés à valeurs de ratio différentes (critère lourd en termes de temps de calcul), et le fait que les champs de déplacement ne tendent pas vers une valeur constante au cours du calcul (illustré en Figure 4-31(b) par rapport à (a)). Ces critères seront utilisés dans la suite de ce travail de thèse.

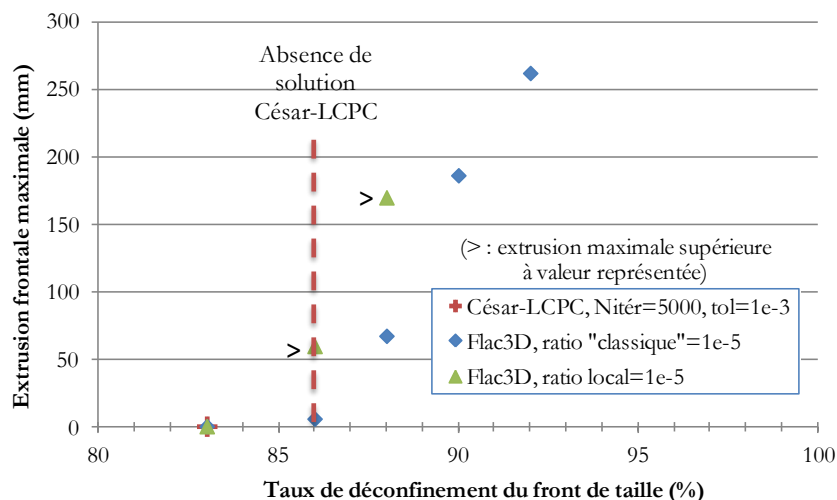


Figure 4-30 : Extrusion frontale maximale issue de modèles numériques César-LCPC® et Flac3D® dans lesquels un déconfinement croissant du front de taille a été imposé.

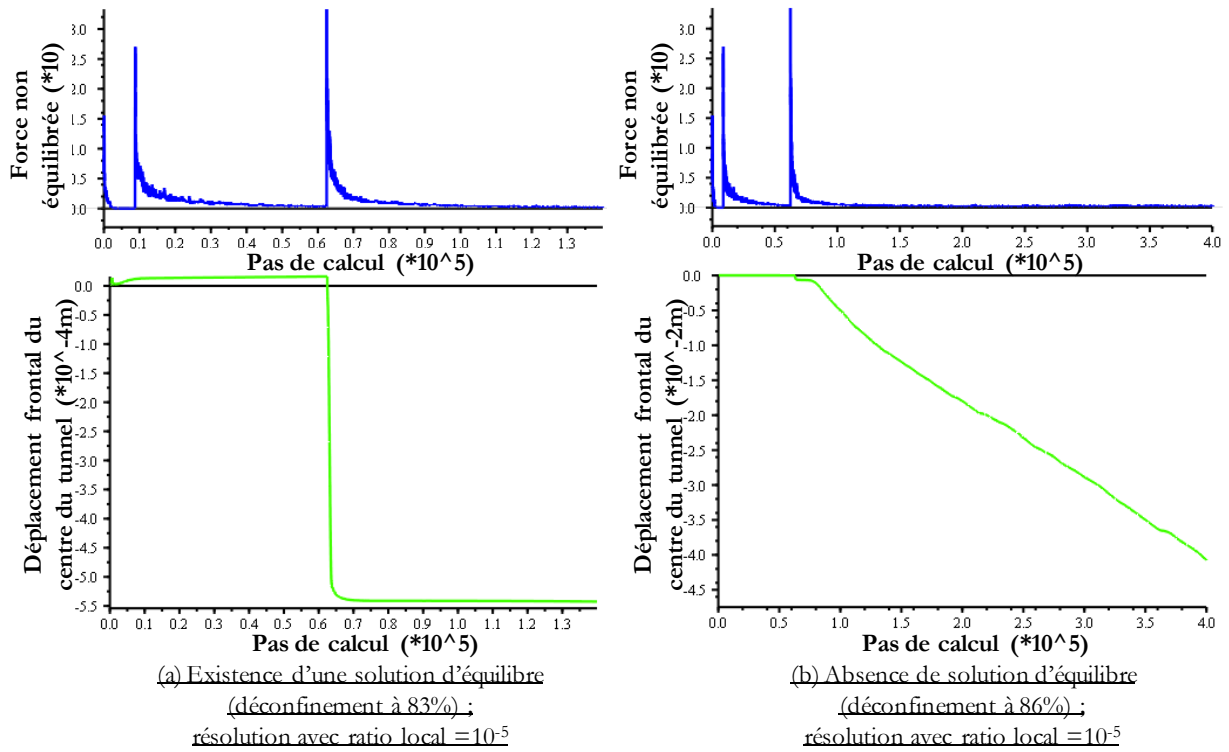


Figure 4-31 : Comparaison des évolutions des déplacements au centre du front d'un tunnel au cours de deux calculs Flac3D® : lorsqu'une solution d'équilibre au problème existe (a) ou lorsque la rupture est en cours (b).

3.4.2.2 Cinématique de rupture

Les cinématiques de rupture en massif purement frottant générées dans les modèles analytiques ou numériques actuels sont identiques à celles utilisées en massif cohérent frottant. La Figure 4-32 en atteste. Cette cinématique, pouvant être observées expérimentalement lors d'essais au tube rigide avec paroi frontale amovible ou au tube pressurisé, ne correspond cependant pas à la cinématique réelle. En effet, nos essais réalisés sur modèle réduit ont mis en évidence une cinématique fondamentalement différente de celle observée en massif cohérent frottant, consistant en l'apparition d'une cheminée d'écoulement prenant naissance en clé du tunnelier et pouvant s'étendre jusqu'en surface (création d'un fontis) lorsque le régime de sur-extraction est maintenu durablement.

Pour modéliser plus fidèlement la cinématique réelle, deux conditions doivent être imposées. D'une part, des conditions aux limites adaptées doivent être imposées au front de taille : seule la partie haute du front doit être déconfinée. D'autre part, des niveaux de déplacements importants doivent être générés au front pour que des déplacements apparaissent en surface.

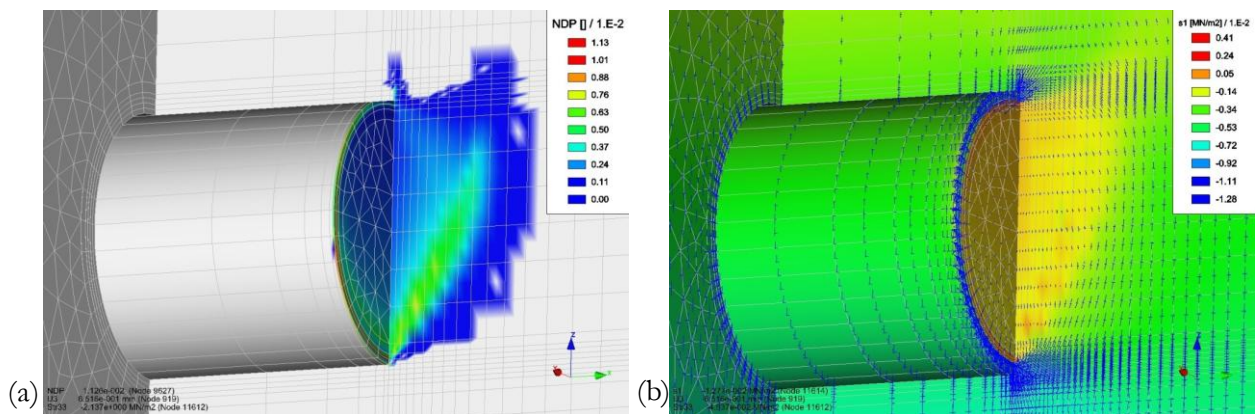


Figure 4-32 : Déconfinement à 83% du front d'un tunnel creusé en massif purement frottant (modèle César-LCPC®) : (a) norme de la déformation plastique ; (b) contrainte principale majeure.

Un premier calcul a été réalisé sur César-LCPC®. Celui-ci ne s'est cependant pas avéré concluant dans la mesure où l'apparition de la rupture a entraîné une absence de convergence des calculs alors que l'extrusion maximale valait moins de 0.2mm. Un second calcul a donc été réalisé sur Flac3D® afin d'en exploiter la procédure de résolution pseudo-dynamique (§2.2.1). Pour cela, un déconfinement total a été imposé aux 10cm supérieurs du front de taille et les champs de déplacements dans le terrain ont été suivis au cours du calcul jusqu'à ce que des déplacements significatifs apparaissent en surface. Une cinématique proche de celle observée expérimentalement a ainsi été générée (Figure 4-33).

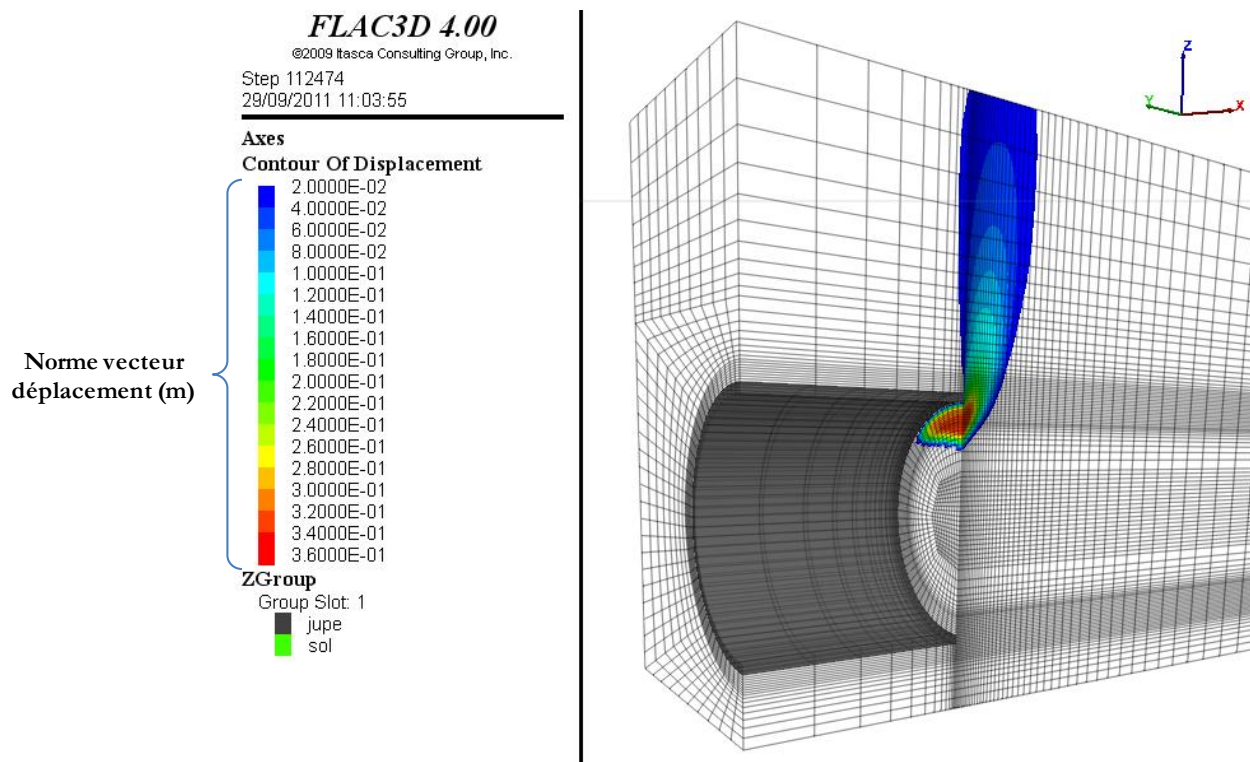


Figure 4-33 : Cheminée d'écoulement générée en massif purement frottant par un déconfinement total de la partie haute du front de taille sur Flac3D® (équilibre non atteint).

Plus précisément, nos résultats expérimentaux nous permettent d'analyser la pertinence du champ de déplacement obtenu au cours du calcul Flac3D® alors que le front de taille est en écoulement plastique. Pour cela, les déplacements verticaux dans la couverture au niveau des capteurs 4, 5, 6 et 11 et l'extrusion frontale mesurée au niveau du capteur 7 (positions illustrées sur la Figure 4-34) sont suivies au cours du calcul et comparées aux résultats expérimentaux (Chapitre 2 , §6.2.1). La comparaison des vitesses de déplacements frontaux entre expérimental et numérique n'ayant aucun sens, seule la confrontation des valeurs de déplacement dans le massif, à un instant donné, a un sens. On considère ici arbitrairement l'instant où le déplacement vertical au niveau du capteur 6 (situé 0.3D au dessus de la clé) vaut 40mm.

On constate alors que l'amplitude des déplacements verticaux est identique à 0.5D au dessus de la clé (capteur 5 sur la Figure 4-34) et qu'une faible différence apparaît au dessus (20% à 0.8D et 30% en surface). La différence plus importante (50%) observée au niveau de l'extrusion en clé (capteur 7) peut éventuellement s'expliquer par un biais expérimental lié à la perturbation des mesures sous l'effet de rotation de la roue de coupe, alors extrêmement proche.

En conclusion, cette confrontation des déplacements expérimentaux et numériques dans le cas considéré justifie la pertinence du champ de déplacement Flac3D® au cours d'un écoulement plastique. L'utilisation de ce logiciel pour modéliser des phénomènes d'instabilités (glissement de terrain par exemple comme a pu le faire Gay (2000)) a donc pleinement du sens. On notera toutefois qu'une incertitude sur les champs de déplacements générés en cours du calcul (i.e. avant l'atteinte d'un état d'équilibre) doit être prise en compte de par le « mass scaling » mis en œuvre dans Flac3D®. En effet, le pas de temps est adapté à chaque pas de calcul afin d'accélérer la convergence vers la

solution. Par simplicité, cette adaptation se fait en ajustant la masse inertielle de chaque nœud dans l'équation 3.7 (§2.2.2), le pas de temps étant maintenu égal à 1 pour tous les nœuds. Dans ces conditions, le chemin de contrainte suivi au cours du calcul est inexact et le champ de déplacement créé ne peut être qu'approximatif (Cf. manuel théorique Flac3D® (ITASCA, 2009)).

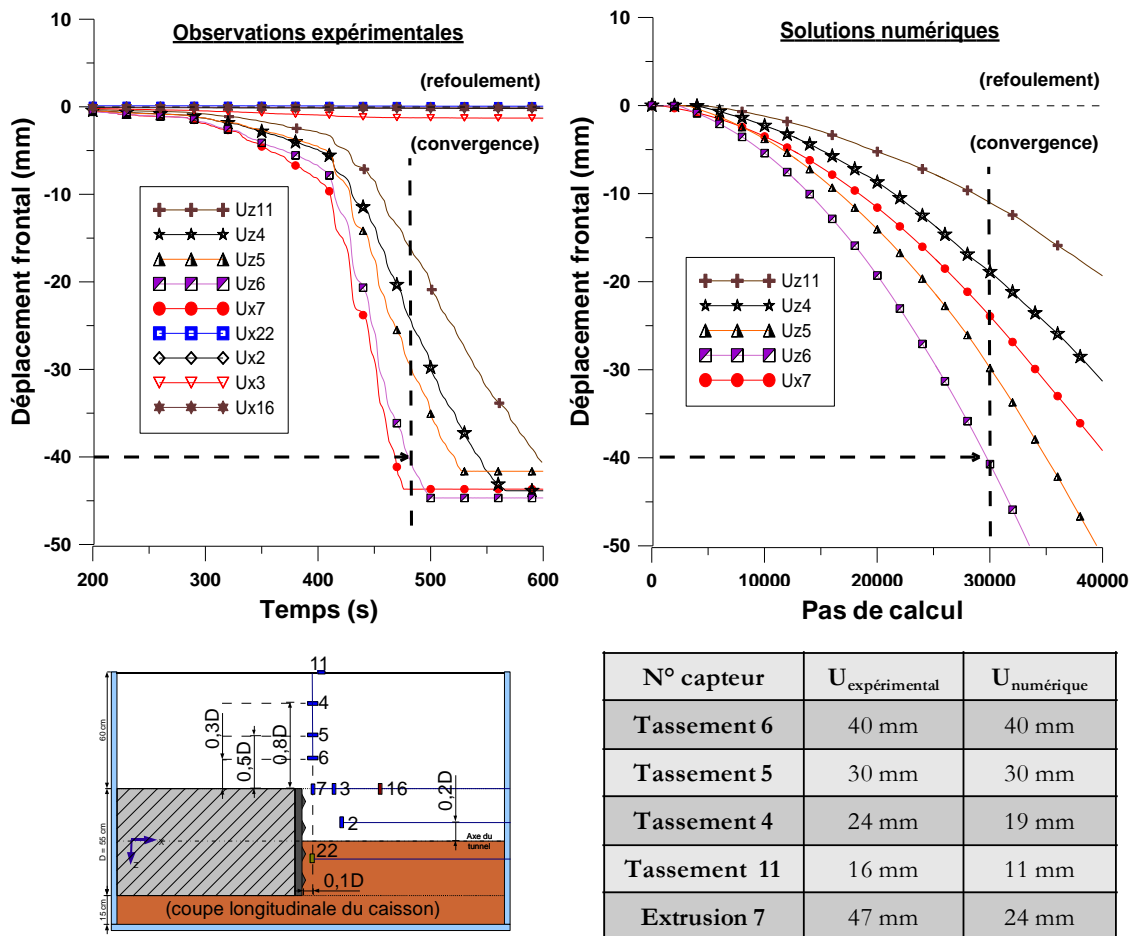


Figure 4-34 : Evaluation de la pertinence du champ de déplacement Flac3D® lors d'un écoulement plastique (rupture par effondrement en massif purement frottant) par confrontation avec des résultats expérimentaux.

3.5 Rupture par effondrement en massif cohérent frottant stratifié bicouche : développement d'un modèle analytique adapté

Les concepteurs de tunnels en terrains meubles sont parfois confrontés à des problématiques de front mixtes, où la partie supérieure du front de taille est de plus faibles caractéristiques mécaniques que sa partie inférieure. Le collecteur Rio Bogota (Figure 3-2), étudié dans le cadre de ce travail de thèse, était en particulier confronté à cette problématique, et les concepteurs de la ligne 12 y auraient été confrontés si leur tunnel avait été réalisé 4 à 5 mètres plus en profondeur (Figure 3-6).

Le modèle analytique de Subrin (2002), considérant une rupture totale du front, n'est pas adapté à ce type de configuration spécifique. Il nous est ainsi paru intéressant d'étendre ce mécanisme tridimensionnel à base de spirales logarithmiques au cas des massifs stratifiés bicouches où seule la partie supérieure du front de taille peut entrer en rupture, afin de fournir un outil estimatif des pressions limites adapté à cette configuration. Ce travail a été mené au travers du co-encadrement du Travail de Fin d'Etudes de Boyer (2011). Les développements analytiques du modèle menés dans le cadre du calcul à la rupture (approche cinématique) ne sont pas présentés dans les paragraphes suivants mais sont disponibles en annexe 5.

3.5.1 Description géométrique du mécanisme tridimensionnel proposé

Le mécanisme proposé envisage la rotation d'un bloc rigide tridimensionnel, les deux paramètres du modèle étant les coordonnées ξ (ξ_1, ξ_2) du centre de rotation Ω . On fait l'hypothèse que le reste du massif demeure immobile, en particulier la partie basse du front de hauteur $(1-\beta)D$. Supposons ici le mécanisme non débouchant, ce qui est vrai pour une couverture supérieure à environ 0.5 diamètres²⁹. Dans le référentiel cylindrique $(\Omega, e_r, e_\theta, e_z)$, l'origine angulaire étant la verticale ascendante, le champ de vitesse $\underline{v} = r \cdot \omega \cdot e_\theta$ traduit la rotation autour du centre Ω d'un bloc (AO'B en Figure 4-35(a)). Ce bloc est limité par le front et la surface Γ paramétrée par deux paramètres (θ, t) . Γ correspond à la section par un cylindre de rayon r_3 de la « corne » (AO'C) du modèle de Wong & Subrin (2006), reposant sur les spirales logarithmiques de rayon r_1 et r_2 . Dans une section transversale XX', la trace de Γ est un cercle de centre Q et de rayon $r_c(\theta)$ tronqué (Figure 4-35(b)). La surface Γ résultante est illustrée en (Figure 4-35(c)).

L'écriture formelle de l'équation de cette surface est détaillée en Annexe 5. Les développements présentés montrent également que le champ de vitesse \underline{v} en tout point de celle-ci forme un angle φ avec cette surface de discontinuité. Il satisfait donc la condition cinématique sur les discontinuités de vitesse relative au critère de Mohr-Coulomb (Salençon, 1983). Noter que la famille de champs de vitesse explorée est telle que les sauts de vitesse « décollent » par rapport aux surfaces de discontinuités d'un angle juste égal à φ , ce qui correspond au cas limite pour lequel l'instabilité est la plus forte, et donc le mécanisme optimal (Subrin, 2002).

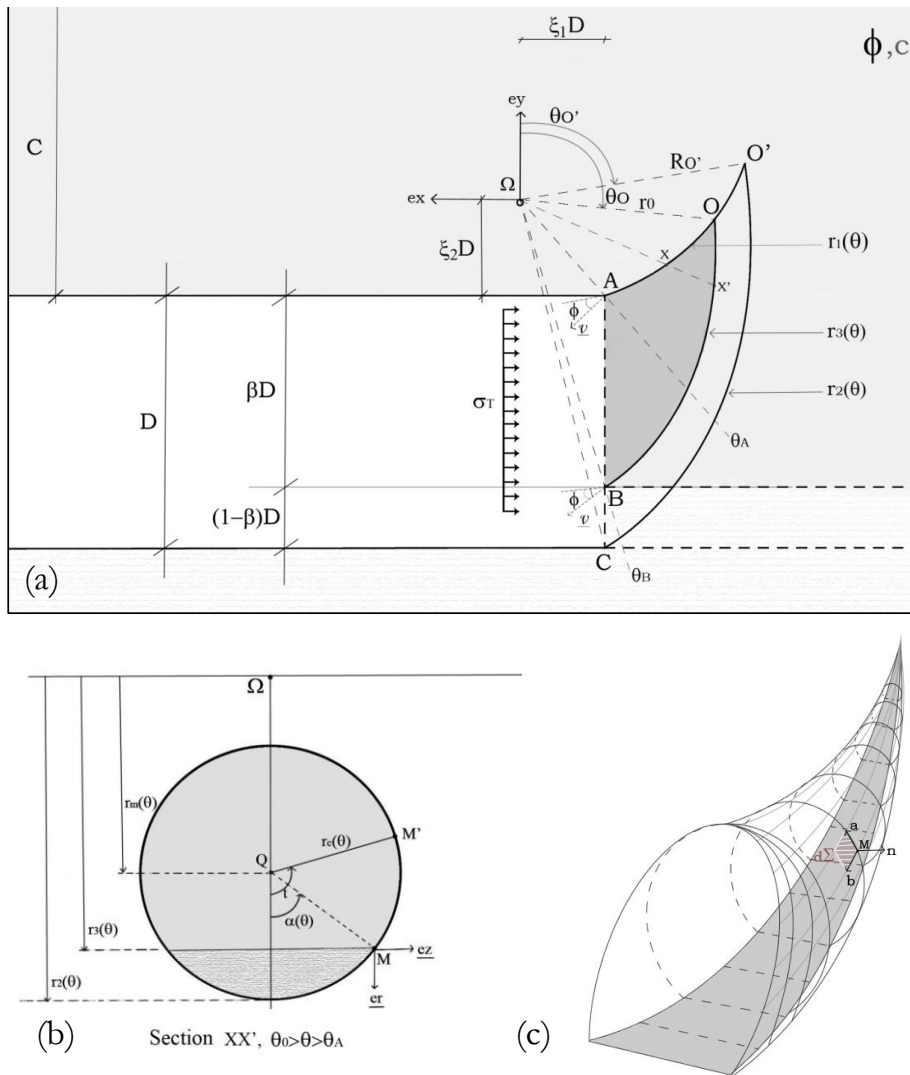


Figure 4-35 : Mécanisme analytique de rupture tridimensionnel en massif bicouche : (a) coupe longitudinale, (b) coupe transversale, (c) vue en perspective (Boyer, 2011).

²⁹ Valeur issue du modèle de Subrin (2002) en massif homogène pour un sol d'angle de frottement 20°. En massif bicouche, la couverture limite y est nécessairement inférieure.

3.5.2 Résultats analytiques et abaques de dimensionnement

Lorsque la couverture du tunnel est suffisante pour que le mécanisme de rupture ne débouche pas en surface, un minorant de la pression limite de rupture par effondrement adimensionnalisée peut être déterminé grâce à l'expression suivante (Subrin, 2002) :

$$(4-13) \quad \left(\frac{\sigma_T}{\gamma D} \right)^{\lim} \geq \left(\frac{\sigma_T}{\gamma D} \right)^{cin} = \sup_{\underline{\xi}} N_{\gamma}(\underline{\xi}, \beta, \varphi) - \frac{1}{\tan \varphi} \cdot \frac{c}{\gamma D}$$

La maximisation de la seule fonction $N_{\gamma}(\underline{\xi}, \beta, \varphi)$ suffit donc à déterminer cette pression limite. Dans le cas du mécanisme proposé, cette fonction s'exprime sous la forme ci-dessous dont les différents paramètres géométriques sont illustrés sur la Figure 4-35 et explicités en annexe 5 :

$$(4-14) \quad N_{\gamma}(\underline{\xi}, \beta, \varphi) = \frac{\xi_1^3 \int_{\theta_A}^{\theta_B} \frac{\cos^2 \theta}{\sin^4 \theta} z(\theta, t_{\Sigma_f}(\theta)) \cdot d\theta + \tan \varphi \int_{\theta_0}^{\theta_A} \int_{\alpha(\theta)}^{\pi} r^3(\theta, t) r_c(\theta) \cos \theta \cdot d\theta \cdot dt + \tan \varphi \int_{\theta_A}^{\theta_B} \int_{\alpha(\theta)}^{t_{\Sigma_f}(\theta)} r^3(\theta, t) r_c(\theta) \cos \theta \cdot d\theta \cdot dt + \tan \varphi \int_{\theta_0}^{\theta_B} \frac{r_3^3(\theta)(r_2 - r_3) \cos \theta}{\tan\left(\frac{\alpha(\theta)}{2}\right)} \cdot d\theta - \xi_1^2 \int_{\theta_A}^{\theta_B} \frac{\cos \theta}{\sin^3 \theta} \cdot z(\theta, t_{\Sigma_f}(\theta)) \cdot d\theta}{1}$$

La maximisation de N_{γ} en fonction de ces paramètres ξ_1 et ξ_2 (β et φ étant des données du problème) ne peut être effectuée analytiquement mais s'obtient facilement numériquement. L'abaque de la Figure 4-36 synthétise ces valeurs « critiques » pour différentes configurations géométriques (coefficient β) et angles de frottement (φ) de la partie supérieure instable du front de taille. Un minorant de la pression limite de rupture par effondrement du front de taille (avec l'hypothèse que le mécanisme reste non débouchant) peut ensuite être obtenu grâce à l'équation (4-13).

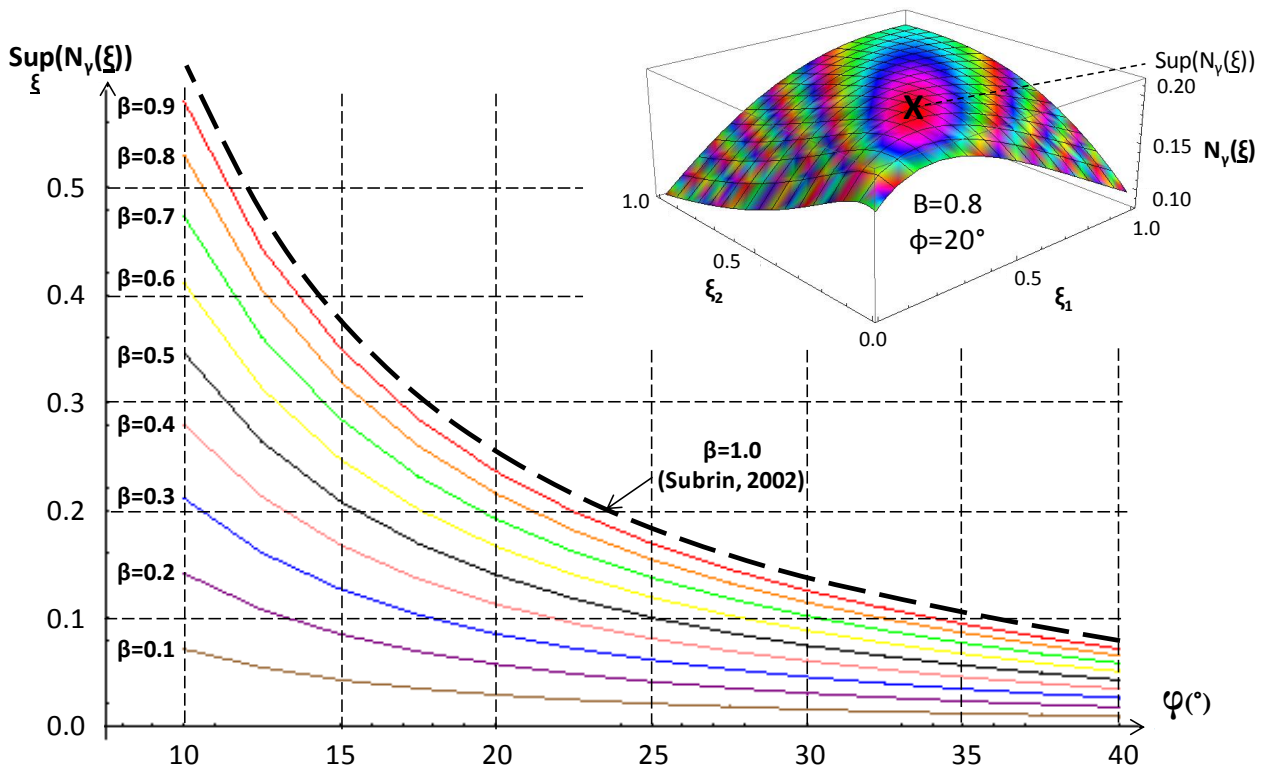


Figure 4-36 : Estimation de la valeur maximale de N_{γ} en fonction de φ et β .

3.5.3 Confrontation à un modèle numérique aux éléments finis

Le modèle analytique précédemment présenté a été confronté aux résultats d'un modèle numérique aux éléments finis (César-LCPC®). Seul le cas d'une interface située à hauteur de l'axe du tunnel ($\beta=0,5$) a été traité numériquement. Le maillage considéré est le maillage « optimal » du §3.2.1.

Un matériau purement frottant est considéré au dessus de l'axe ($\rho=1398\text{kg/m}^3$, $E=5\text{MPa}$, $\nu=0,28$, $c=0\text{kPa}$, $\varphi=\psi=X^\circ$), et un matériau cohérent frottant de bonne cohésion ($\rho=1381\text{kg/m}^3$, $E=10\text{MPa}$, $\nu=0,25$, $c=3\text{kPa}$, $\varphi=\psi=36^\circ$) sous l'axe du tunnel (Figure 4-37(a)). Ces choix ont été effectués conformément aux hypothèses du modèle analytique : la couche inférieure est autostable et la couche supérieure instable. Notons que la mise en œuvre dans le modèle numérique d'un matériau purement frottant a du sens dans le cadre d'une confrontation avec le modèle analytique puisque ces deux modélisations sont continues lorsque la cohésion tend vers zéro, bien que qu'elles ne soient pas conformes aux observations expérimentales (§3.4.2.2). Notons également que des lois de comportement associées sont considérées dans le modèle numérique conformément aux hypothèses du calcul à la rupture.

Le même phasage des calculs est réalisé qu'en massif homogène (§3.1), en particulier le front de taille est déconfiné par rapport à un état de contrainte gravitaire. La pression frontale n'étant donc pas homogène, on considère sa valeur moyenne sur la partie haute du front (au dessus de l'axe) pour l'analyse des pressions limites.

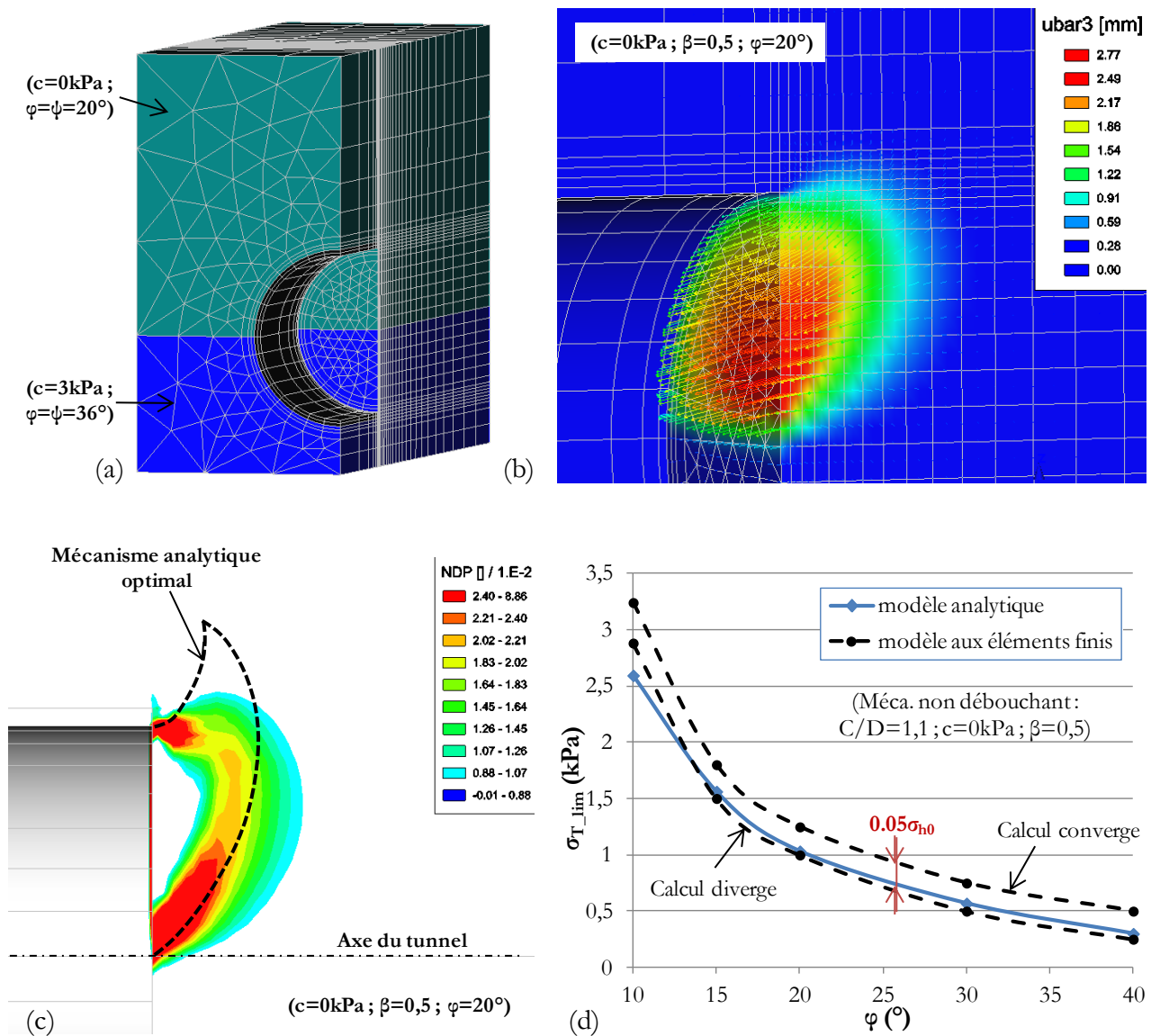


Figure 4-37 : Rupture par effondrement en massif stratifié bicouche, comparaison entre modèle analytique et modèle numérique César-LCPC® : (a) maillage ; (b) norme du vecteur déplacement ; (c) norme de la déformation plastique et mécanisme analytique optimal ; (d) pressions limites analytiques et numériques de rupture par effondrement.

L'analyse des vecteurs déplacements et des isovaleurs de déformations plastiques juste avant la rupture du front de taille (Figure 4-37(b-c)) atteste d'une assez bonne adéquation des cinématiques de rupture analytiques et numériques. En particulier, la zone entrant en rupture intercepte la totalité de la partie peu cohérente du front de taille (quasiment vrai dans le modèle analytique) et ne présente pas de surface de cisaillement interne.

Ce modèle analytique donne également une bonne estimation de la pression limite de rupture par effondrement lorsque l'angle de frottement de la couche de sol « instable » est supérieur à 15° : l'erreur commise étant inférieure à 5% de la pression frontale initiale moyenne (Figure 4-37(d)).

Ce bon accord entre analytique et numérique est vrai pour $\beta=1.0$ (Subrin, 2002) et reste vrai jusqu'à au moins $\beta=0.5$ (interface entre les deux couches à hauteur de l'axe du tunnel). D'autres modèles numériques nécessiteraient cependant d'être réalisés pour des valeurs plus petites de β .

3.5.4 Domaine de validité du modèle

Le modèle analytique de rupture par effondrement du front de taille en massif stratifié bicouche présenté apporte un nouvel outil d'estimation de la pression frontale limite et de la cinématique de rupture dans ce type de massif. Cet outil peut être utilisé au niveau avant-projet ou comme moyen de « vérification » des résultats issus d'autres approches (modélisation numérique, autres modèles analytiques) en phase projet.

Deux limites de ce modèle doivent cependant être gardées à l'esprit. D'une part, ce modèle doit être limité à des massifs de sol de cohésion non nulle. Cette conclusion est en effet tirée des confrontations avec les résultats expérimentaux en massifs homogènes (§3.4.2.2) et est confortée en massif stratifié bicouche par confrontation entre les Figure 2-93 et Figure 4-37(c).

D'autre part, les hypothèses réalisées dans le modèle analytique sont fortes, en particulier la nécessité de considérer des lois de comportement associées (réflexion sur ce point au §2.1.2 du premier chapitre de ce mémoire), et la mise en œuvre d'une pression frontale homogène au front de taille. Cette dernière condition est valable dans le cas de tunnels creusés en méthode conventionnelle ou dans le cas de tunneliers non pressurisés ou pressurisés à l'air comprimé mais discutable lors du recours à des tunneliers à pressions de boue ou de terre.

3.6 Rupture par refoulement en massif homogène : confrontation des solutions analytiques et numériques avec les résultats expérimentaux

3.6.1 Cinématique de rupture

Il apparaît que la cinématique de rupture par refoulement du front de taille exhibée sur le modèle réduit (Cf. §6.3.1 du chapitre 2) est du même type que celle prise en compte dans le modèle analytique de Subrin (2002) mais mobilise un volume de sol beaucoup plus faible (Figure 4-38).

Un modèle bidimensionnel César-LCPC® aux dimensions du modèle réduit (mais avec une extension longitudinale de 10D pour éviter les effets de bord) a également été réalisé ici pour compléter l'analyse dans ce domaine (Figure 4-39). Il met en évidence une cinématique similaire à celle considérée dans le modèle analytique de Subrin (2002), à savoir un mécanisme à deux blocs séparés par une surface de discontinuité prenant naissance en clé (Cf. Figure 4-39 (a)). Le mécanisme exhibé numériquement semble mobiliser un volume de sol plus faible que le modèle analytique, ce qui irait dans le sens de la surestimation des pressions limites du modèle analytique de Subrin (Cf. §1.2). On notera toutefois que cette analyse est biaisée par le caractère bidimensionnel du modèle numérique qui a généralement tendance à sous-estimer la stabilité du front de taille (Subrin, 2002).

Ce modèle numérique bidimensionnel simple confirme un autre résultat mis en évidence expérimentalement : le refoulement frontal ascendant devant le tunnelier s'accompagne de tassements en surface à l'arrière du front de

taille. En effet, les isovaleurs de déplacement vertical de la Figure 4-39 (b) en attestent, ainsi que l'évolution du déplacement de surface au point A (0.2D derrière le front) au cours de l'augmentation de la pression frontale (Figure 4-39 (c)). Ce tassement ne s'explique pas par l'apparition d'un déconfinement horizontal à l'aplomb du bouclier (Cf. Figure 4-39 (d)). Il s'explique plutôt par la mise en rotation d'un bloc rigide à l'aplomb du front (déformations plastiques faibles sur la Figure 4-39 (a)) suite aux efforts de cisaillement importants générés par le refoulement du sol à l'avant.

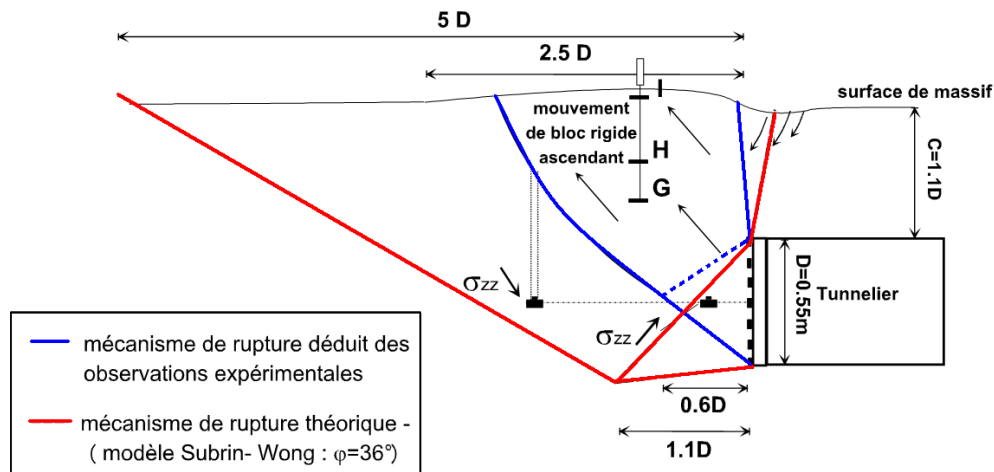


Figure 4-38 : Confrontation des cinématiques de rupture par refoulement du front de taille observées expérimentalement avec le modèle analytique de Subrin (2002).

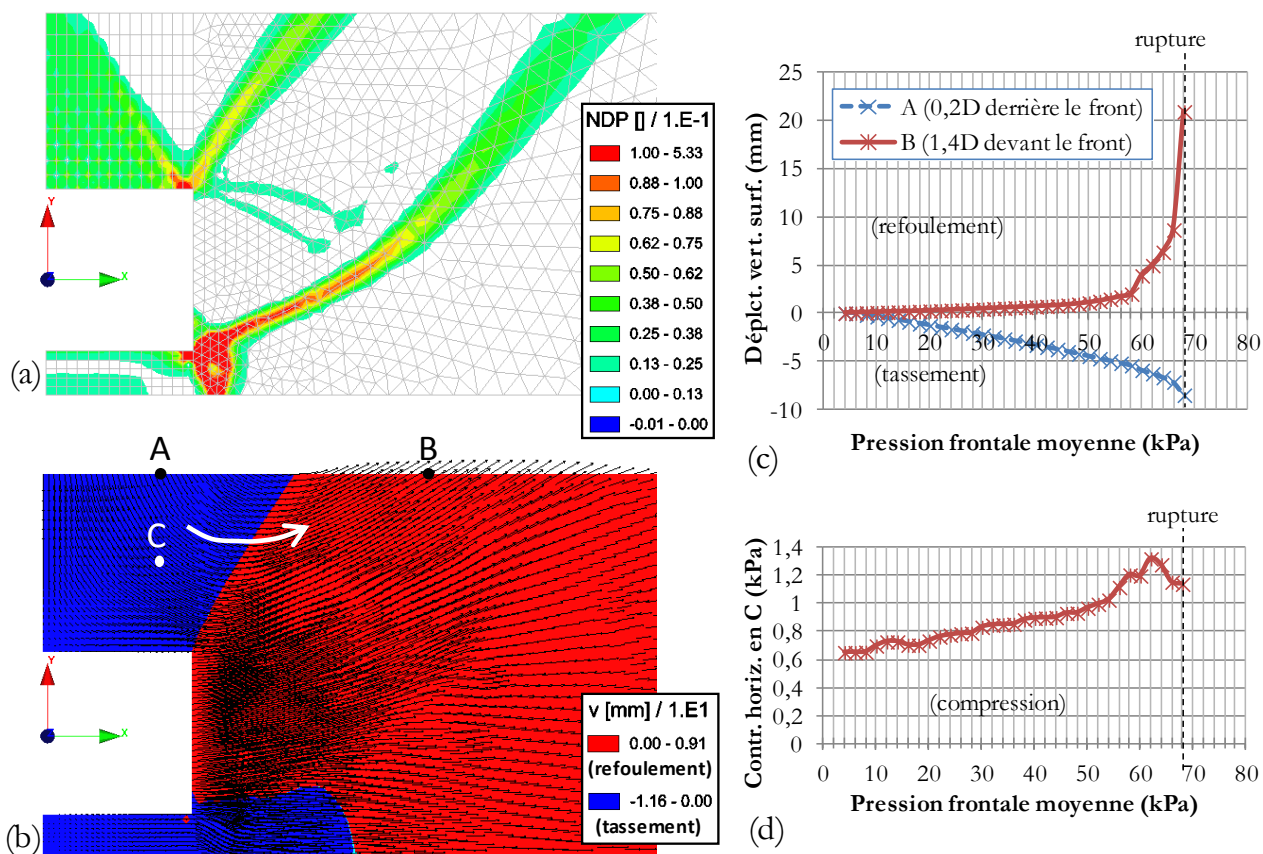


Figure 4-39 : Modélisation bidimensionnelle César-LCPC® de la rupture par refoulement du front de taille : (a) Norme de la déformation plastique juste avant la rupture ; (b) Isovaleurs de déplacement vertical juste avant la rupture ; (c) Déplacements verticaux en deux points de la surface au cours de l'augmentation de la pression frontale.

3.6.2 Pression limite de rupture

Le Tableau 2-13 compare les pressions limites mesurées expérimentalement (Cf. §6.3.2 du chapitre 2) aux valeurs issues du modèle analytique de Subrin (2002). On observe que les pressions limites issues du modèle analytique sont 10 à 20 fois plus importantes que les pressions limites expérimentales pour les premières mises en butée et 30 à 100 fois pour les butées suivantes (Cf. Chapitre 2, §6.3.2). La prise en considération d'une surestimation de l'ordre de 40% du modèle analytique par rapport au modèle numérique (Cf. §1.2) ne change pas fondamentalement cette large surestimation des modèles théoriques par rapport aux résultats expérimentaux.

Cette différence importante est liée au fait qu'expérimentalement on considère que la rupture est atteinte dès que les premiers soulèvements significatifs (quelques millimètres) apparaissent en surface, alors que des grands déplacements sont nécessaires pour mobiliser la totalité des conditions cinématiques reproduites dans le modèle analytique. C'est d'ailleurs pour cette raison que le volume de sol mobilisé dans la rupture est beaucoup plus faible expérimentalement qu'avec le modèle analytique.

Ce résultat est la preuve du faible intérêt des modèles analytiques dans le cas de la rupture par refoulement du front de taille dans la mesure où des désordres importants peuvent apparaître en surface bien avant que la pression frontale limite de rupture (au sens du modèle analytique) n'ait été atteinte. On notera par ailleurs que les modèles analytiques ne permettent pas de prendre en compte l'histoire des sollicitations dont l'influence prépondérante a été exhibée expérimentalement.

Des approches en déplacement grâce à des modèles numériques semblent plus adaptées à la détermination de cette « pression limite » dans la mesure où, s'étant fixé un déplacement de surface maximal admissible, on peut déterminer la pression maximale imposable. Par exemple, on peut voir sur la Figure 4-39 (c) qu'un déplacement de surface de 1mm (tolérance comparable au centimètre retenu sur chantier, rapport d'échelle effectué) a lieu au point B pour une pression frontale moyenne de 17kPa, soit le quart de la pression limite de rupture selon le petit modèle numérique bidimensionnel du paragraphe précédent.

Tableau 4-5 : Pressions frontales de rupture par refoulement du front de taille expérimentales et théoriques.

Rupture considérée	c (kPa)	q (kPa)	σ_T^{exp} (kPa)	$\sigma_T^{\text{cin*}}$ (kPa)
MC1-B1	2,5	0	34	612
MC1-B2	2,5	0	10	612
MC3-B2	2,5	0	21	612
MC5-B1	0,5	0	47	515
MC5-B3	0,5	0	21	515
MC6-B2	0,5	50	70	3854
MC7-B2	0,5	50	76	3854
MC7-B3	0,5	50	43	3854

* Majorant de la pression frontale limite de rupture par refoulement du front de taille obtenu à l'aide du modèle de Subrin (2002).

3.7 Conclusion de la partie « modélisation des régimes extrêmes »

Cette troisième partie a été dédiée à l'analyse de la stabilité du front de taille, premier critère de dimensionnement de la pression frontale à appliquer lors du creusement pressurisé d'un tunnel. Cette question a été abordée ici au travers d'une interrogation sur la validité des modèles analytiques et numériques actuels (existants ou développés dans le cadre de cette thèse), par confrontation avec les résultats expérimentaux obtenus sur modèle réduit et présentés au chapitre 2 de ce mémoire.

Au préalable, une large étude de maillage a été effectuée afin de déterminer les maillages optimaux sur César-LCPC® et Flac3D®, c'est-à-dire ceux minimisant les temps de calcul pour une précision des résultats acceptable. Cette étude a notamment montré que les temps de calculs évoluent linéairement avec le nombre de degrés de liberté du problème alors que l'erreur sur les résultats liée au maillage y est inversement proportionnelle. Cette étude a également montré que pour atteindre une précision du même ordre, trois fois plus de nœuds sont nécessaires sur Flac3D® (interpolation linéaire) par rapport à César-LCPC® (interpolation quadratique).

Une étude consacrée à l'influence des caractéristiques de déformabilité du sol sur les pertes de volume au front de taille et l'amplitude des tassements en surface a également été réalisée au préalable de l'évaluation des cinématiques de rupture et sera utile lors de la modélisation du processus de creusement en régime idéal. Cette étude a montré la grande influence des paramètres élastiques, et en particulier le module d'Young, sur l'amplitude des différentes pertes de volume. A ce titre, la prise en compte d'un module initial tangent (à déformation nulle) fonction de la contrainte moyenne, plus physique, apparaît indispensable. Notons au passage qu'un module constant au cours du calcul (indépendant de la déformation) a été conservé tout au long de cette thèse pour réduire les temps de calcul mais que la prise en compte de la diminution du module de rigidité lorsque les déformations augmentent (cas d'élasticité non linéaire) sera une piste d'amélioration importante des modèles. Par ailleurs, un soin particulier devra être porté au choix de l'angle de dilatance du sol dans les approches en déplacement puisque l'influence de ce paramètre sur les pertes de volume dans les zones plastifiées est clairement non négligeable. En particulier, on bannira les lois de comportement associées.

Dans le cadre de la rupture par effondrement du front de taille en massif homogène cohérent frottant, les modèles théoriques actuels (analytiques (Subrin, 2002) ou numériques) permettent une bonne prédiction des pressions limites et cinématiques de rupture. Le bon accord avec nos résultats expérimentaux en atteste.

Les modèles théoriques existants ne sont par contre pas adaptés au cas des massifs purement frottants pour lesquels la cinématique de rupture qu'ils génèrent est contraire aux observations expérimentales (cheminée d'écoulement prenant naissance en clé de tunnel et se propageant éventuellement jusqu'en surface). Des conditions aux limites adaptées (déconfinement de la calotte uniquement) associées à la formulation pseudo-dynamique de Flac3D® (permettant la poursuite du calcul post-rupture) ont permis de reproduire numériquement la cinématique réelle. Cette analyse a montré la pertinence du champ de déplacements Flac3D® créé au cours d'un écoulement plastique, et donc la possibilité de modéliser des phénomènes dynamiques (glissement de terrain par exemple) avec ce progiciel. Noter qu'une attention particulière a été apportée à l'établissement de critères objectifs de détection de la rupture. Sous César-LCPC®, elle se traduit directement par une absence de convergence des calculs, d'où une détection facile. Sous Flac3D®, une valeur de ratio de 10^{-5} (permettant d'atteindre la solution avec une très bonne précision lorsque le système reste « à l'équilibre ») peut dans certains cas être atteinte bien que le système ne soit pas en équilibre stable. La vérification que les champs de déplacement tendent bien vers une valeur constante au cours du calcul ou, si nécessaire, la réalisation d'un second calcul comparatif avec un ratio plus petit, permettent de s'en assurer.

Un modèle analytique adapté aux fronts mixtes bicouches, où la couche supérieure est de caractéristiques mécaniques plus faibles que la couche inférieure, a également été développé. Ce type de configuration est fréquemment rencontré sur chantier : par exemple lors du creusement du collecteur Rio-Bogota ou du prolongement de la ligne 12 du métro parisien. Ce modèle, adapté uniquement à des massifs cohérents frottants, fait des hypothèses fortes mais peut être utilisé comme outil estimatif de la pression frontale limite de rupture par effondrement dans ce type de massif.

Enfin, nous avons montré que les modèles analytiques actuels (théorie du calcul à la rupture) sont peu adaptés au cas de la rupture par refoulement. En effet, l'hypothèse de comportement rigide-plastique effectuée dans ceux-ci nécessite de grands déplacements pour mobiliser la totalité des conditions cinématiques de rupture reproduites dans le modèle. Nos essais sur modèle réduit ont par contre montré que des déplacements significatifs en surface, sources de désordres potentiellement importants, peuvent apparaître pour des valeurs de pressions 4 à 50 fois plus faibles que celles prédites par les modèles analytiques. C'est pourquoi l'évaluation de la pression limite par refoulement doit plutôt être issue d'une approche en déplacements (modélisation numérique).

4 MODELISATION DU PROCESSUS DE CREUSEMENT EN REGIME IDEAL : APPROCHE EN DEPLACEMENTS

4.1 *Présentation de la démarche et caractéristiques générales des modèles*

4.1.1 Contexte et objectif

Un critère « d'absence de rupture » n'est généralement pas suffisant au dimensionnement d'un tunnel en milieu urbain. Une évaluation précise des tassements de surface, des déplacements générés autour de la section courante du tunnel, des efforts exercés sur le revêtement ainsi que des efforts à appliquer par la machine elle-même sont souvent indispensables à la minimisation des coûts et des risques.

Ce type de modèle du creusement pressurisé des tunnels (nécessairement numérique de par la complexité du problème) n'est pas encore abouti à ce jour, et ce principalement pour trois raisons : la complexité du processus de creusement, celle du comportement du sol, et le manque de données expérimentales pour valider les modèles produits (Cf. Chapitre 1).

La large campagne expérimentale effectuée sur modèle réduit (Chapitre 2), dont la validité a pu être en partie montrée par confrontation à des données de chantier (Chapitre 3), minimise ces difficultés puisque les terrains excavés sont de caractéristiques mécaniques homogènes et bien connues, les conditions de creusement idéalisées, et la large instrumentation mise en place offre de multiples sources de validation des modèles.

Dans ce contexte, l'objectif visé dans ce paragraphe est la reproduction des principaux traits de la phénoménologie exhibée sur modèle réduit par des procédures de modélisation numérique ayant un sens physique. Les limites du modèle physique étant ce qu'elles sont, les procédures de modélisation numérique développées seront limitées aux phases d'excavation, de confinement frontal et de soutènement immédiat, i.e. jusqu'à environ un diamètre à l'arrière de la roue de coupe.

4.1.2 Résultats expérimentaux « de référence »

Deux essais représentatifs de la phénoménologie observée sur modèle réduit sont considérés ici pour caler la procédure de modélisation numérique du processus de creusement : les essais MC5 et MC8 (Cf. Chapitre 2). Ces deux essais ont été réalisés en massif cohérent frottant de cohésion $c=0.5\text{kPa}$, sans pression de surface et avec des pressions frontales moyennes valant respectivement 9 et 23kPa.

On rappelle brièvement les principaux aspects de la phénoménologie du creusement pressurisé des tunnels exhibés lors de ces essais (pour plus de détails, se référer au second chapitre de ce mémoire) :

- ✚ En surface : des profils de tassements stationnaires dans la direction longitudinale (Figure 4-40(a)) pouvant être approximés par une gaussienne cumulée dont les trois paramètres (U_{-1D} , α et I_x) valent respectivement (2.38mm, 0.00, 0.64D) dans les conditions de l'essai MC5, et (5.5mm, -0.17D, 0.44D) dans celles de l'essai MC8) ; des tassements de forme gaussienne dans la direction transverse avec un paramètre I_y de l'ordre de 0.6D.
- ✚ Autour d'une section courante : des déplacements radiaux en piédroits, clé et radier présentant une phase de refoulement à l'avant du bouclier suivis d'une phase de convergence après passage du front (Figure 4-40 (b)). Les amplitudes des déplacements radiaux à 0.1D du tunnel en piédroits valent 0.3mm pour l'essai MC5 et 6mm pour l'essai MC8. Leur amplitude est similaire en radier mais différente en clé où le refoulement à l'avant du front est limité et la convergence à l'arrière fortement amplifiée (Figure 4-40 (c)).
- ✚ Au front de taille : un refoulement du sol à l'approche du tunnelier est observé puisque la pression frontale moyenne imposée est supérieure à la poussée des terres lors des deux essais considérés ($2.5\sigma_{h0}$ pour MC5 et $6.5\sigma_{h0}$ pour MC8). L'amplitude de ce refoulement n'est pas connue mais par extrapolation des autres essais réalisés, on peut le considérer inférieur à 1mm à 0.1D devant le front dans les conditions de l'essai MC5.

✚ Au dessus de la clé du tunnel : des profils de contrainte verticale 0.2D au dessus de la clé caractéristiques de l'existence d'un effet de voûte longitudinal (Figure 4-40 (d)), à savoir une zone allégée au dessus du tunnelier avec un report du poids des terres en avant et en arrière de cette zone. En particulier, on notera que cet allègement est total 0.2D derrière la roue de coupe.

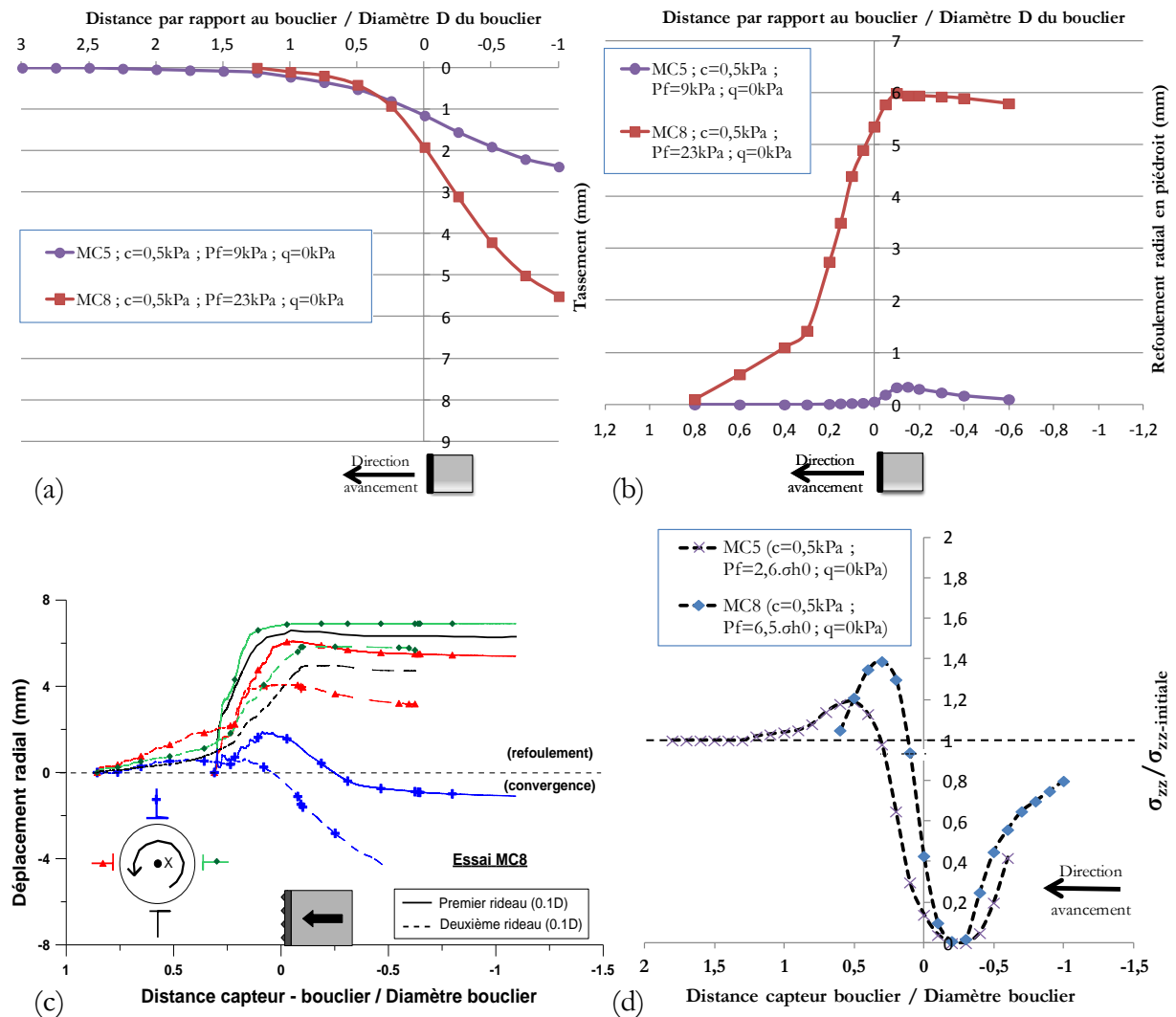


Figure 4-40 : Résultats expérimentaux obtenus au cours des essais MC5 et MC8 : (a) Tassements de surface dans l'axe ; (b) Déplacements radiaux en piédroit à 0.1D du tunnelier ; (c) Comparaison entre les déplacements radiaux en clé, piédroits et radier, (d) Contrainte verticale 0.2D au dessus de la clé.

4.1.3 Caractéristiques générales des modèles numériques réalisés

Les modèles numériques réalisés dans cette partie ont été exclusivement réalisés à l'aide du progiciel Flac3D®. Ce choix a été effectué à l'issue de plusieurs mois de modélisation numérique sur les progiciels César-LCPC® et Flac3D® (parties précédentes de ce chapitre). Il a notamment été motivé par le fonctionnement « en lignes de code » de ce logiciel permettant une plus grande précision dans les conditions aux limites imposées (particulièrement en 3D), l'automatisation de la procédure de modélisation du processus de creusement, la facilité de réalisation d'une étude paramétrique... Le bon accord des solutions issues de ce logiciel avec des solutions analytiques ou numériques aux éléments finis (paragraphes précédents) a également conforté ce choix.

La géométrie considérée est celle du modèle réduit, au même titre que lors de la modélisation des régimes extrêmes de creusement (partie 3). On rappelle en particulier que le modèle réalisé est 3D conformément au caractère fortement tridimensionnel du problème considéré (Cf. chapitre 1, §2.2.2). Le creusement est effectué sur une longueur d'un mètre, de même que sur modèle réduit.

Flac3D® étant un code lagrangien, le caractère permanent du processus de creusement est nécessairement modélisé par une succession de phases quasi-statiques où des éléments sont successivement activés ou désactivés (Cf. chapitre 1, §2.2.1). L'influence du pas d'avancement (distance excavée entre deux calculs successifs) sera étudiée au paragraphe 4.2.6.

Le choix du maillage a dû être effectué en adéquation avec la nécessaire réalisation d'un nombre important de phases de calcul (une par phase d'excavation, soit plus d'une dizaine). C'est pourquoi la finesse dans le plan (y,z) du maillage 3 (940 éléments, Cf. §3.2.2) a été préférée par rapport à celle du maillage 2, augmentant légèrement l'erreur commise en la portant à 10%³⁰ au maximum, mais divisant les temps de calcul par 2. Un remaillage plus grossier dans la direction longitudinale (x) cohérent avec le phasage des calculs a été effectué : des éléments de longueur constante $x_{\text{mail}}=2.5\text{cm}=D/20$ ont été utilisés sur la totalité du massif. Noter que cette valeur est 4 à 6 fois plus faible que celle utilisée par les différents auteurs présents dans la bibliographie (Cf. Tableau 1-2), et que son influence sur la précision des résultats sera étudiée au §4.2.5. Ce maillage, illustré en Figure 4-41, comporte ainsi 75200 éléments (80028 nœuds) et conduit à des temps de calcul de l'ordre de 8 à 10h (pour 20 phases d'excavation) sur un ordinateur disposant de 8 processeurs de 1Ghz et 8Go de mémoire vive.

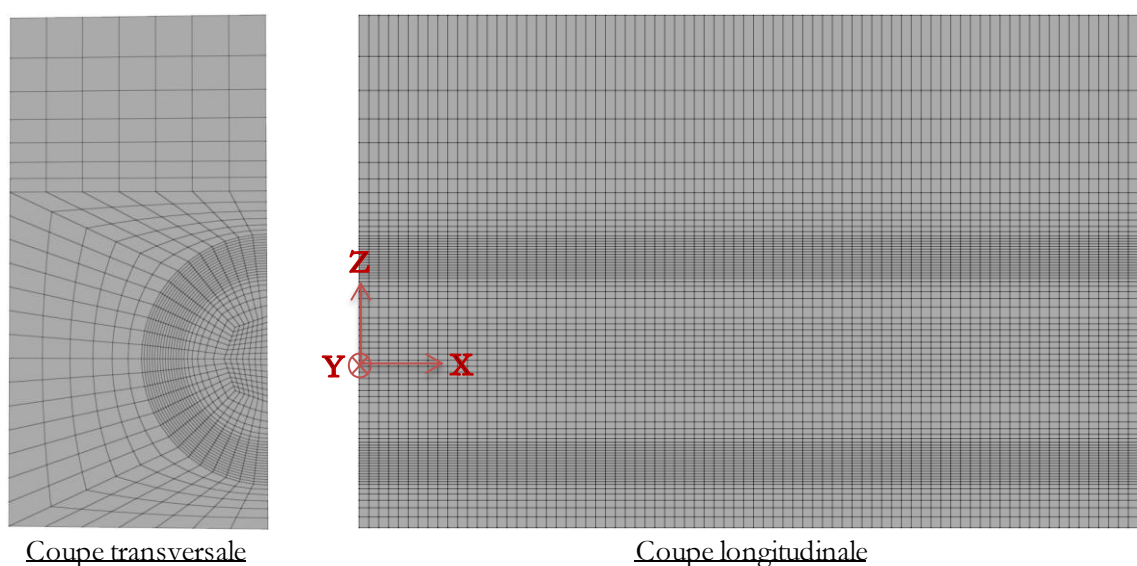


Figure 4-41 : Maillage Flac3D® utilisé pour la modélisation du processus de creusement en régime d'équilibre (80028 nœuds).

Une même loi de comportement du sol a été utilisée au cours de tous nos modèles de manière à ne pas fausser l'étude de l'influence de la procédure de modélisation réalisée. Un modèle de comportement à faible nombre de paramètres et pour lequel les caractéristiques des matériaux mis en œuvre sur modèle réduit sont bien connues a été retenu : le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb. Un module de déformation initial tangent fonction de la contrainte moyenne a été utilisé conformément aux conclusions de l'étude paramétrique du paragraphe 3.3.3. Par ailleurs, une plasticité parfaite a été considérée conformément à l'absence de problèmes numériques constatée dans ce cas là (Cf. §2.3.1.1) et au manque de données expérimentales pour évaluer un éventuel écrouissage. Noter enfin qu'une loi non associée a été considérée conformément aux conclusions du paragraphe 3.3.3. Dans ces conditions, et avec les notations du §3.3.1, les caractéristiques mécaniques du matériau mis en œuvre lors des essais MC5 et MC8 sont : $E_{\text{ref}}=10\text{MPa}$, $\sigma_{\text{ref}}=17\text{kPa}$, $n=0.5$, $\nu=0.25$, $c=0.5\text{kPa}$, $\varphi=36^\circ$ et $\psi=5^\circ$.

Une démarche de complexification progressive de la modélisation du processus de creusement a été utilisée. Elle correspond à la prise en compte progressive des différentes sources de déplacement générées au front taille ou le long du bouclier et présentée dans les trois prochains paragraphes (4.2, 4.3 et 4.4). On rappelle que l'on ne modélisera pas ici les déplacements générés à l'échappée de la queue du bouclier ou le long du revêtement (Cf. chapitre 1, §2.2.3.1). Notons que seuls des pilotages en contrainte des conditions aux limites seront utilisés

³⁰ Erreur sur l'extrusion frontale en massif purement frottant, juste avant la rupture (Cf. §3.2.2).

conformément aux conclusions du paragraphe 2.4. Notons enfin qu'une valeur de ratio de 10^{-5} sera utilisée par défaut, en s'assurant tout de même que la rupture n'est pas atteinte grâce à la convergence des champs de déplacements, voire grâce à la réalisation d'un second calcul avec une valeur de ratio plus petite conformément aux conclusions du §3.4.2.1.

4.2 Premier modèle de simulation du creusement pressurisé d'un tunnel : prise en compte d'un déconfinement radial en paroi

4.2.1 Principes du modèle (P1)

Cette première procédure de modélisation du processus de creusement est illustrée en Figure 4-42. Après une phase d'initialisation des contraintes, à chaque étape d'excavation, la zone excavée est désactivée, les conditions aux limites et chargement transférées au nouveau front de taille, et un anneau de revêtement (tronçon de la jupe en acier) activé. Ce revêtement est bloqué dans les trois directions au niveau de son entrée dans le massif conformément aux conditions régnant sur le modèle réduit.

Dans cette première approche, on suppose qu'aucune perte de volume n'est générée au front de taille (déplacement horizontal empêché) et que la totalité des pertes de volume générées le long du bouclier est modélisable par un déconfinement de valeur λ_{rad} sur une longueur L_{avct} au niveau du front de taille. Ce déconfinement radial modélise le cisaillement le long de la jupe sur modèle réduit (source de la convergence des déplacements radiaux à l'arrière du front, Cf. Figure 4-40 (c)), ou la surcoupe et la conicité de la jupe sur les tunneliers réels. Ce déconfinement est limité à une faible longueur juste derrière le front puisque sur modèle réduit, on peut supposer que les grands déplacements générés par le cisaillement le long de la jupe au bout d'une certaine longueur de frottement se font à variation de volume nulle. Les résultats d'essais triaxiaux de Verdugo & Ishihara (1996) présentés en Figure 4-43 le justifient. Sur chantier, cette condition peut s'expliquer par la remontée du mortier de bourrage le long de la jupe limitant les pertes de volume à une faible longueur juste derrière le front.

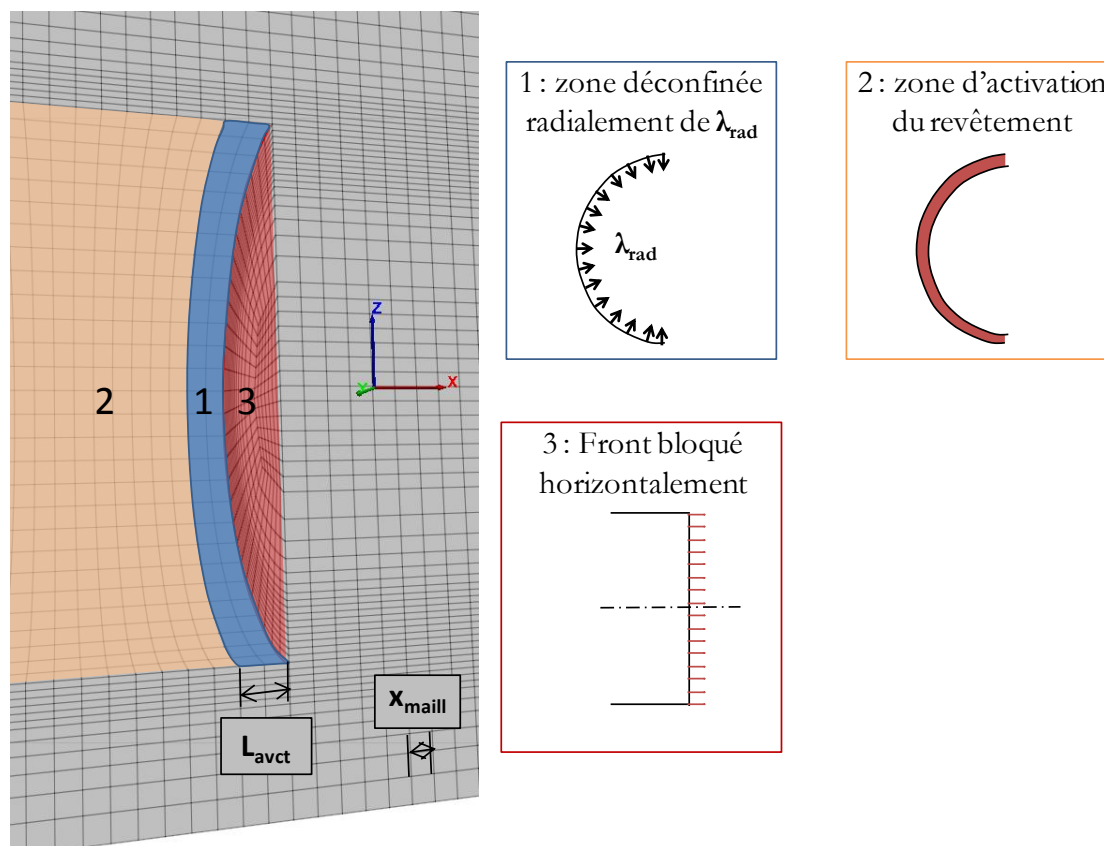


Figure 4-42 : Procédure P1 de modélisation numérique du processus de creusement pressurisé des tunnels : modélisation des pertes de volume par pur déconfinement radial.

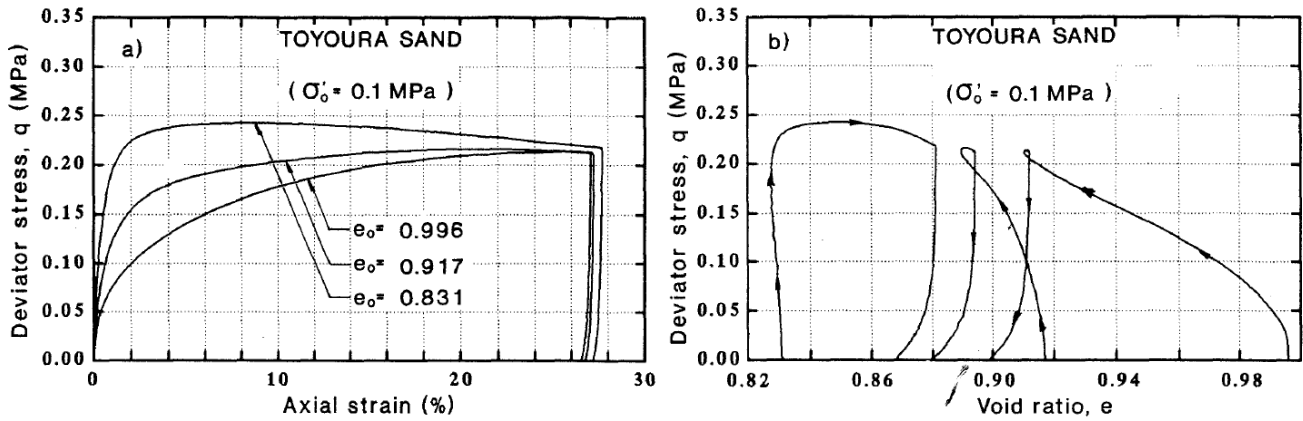


Figure 4-43 : Illustration de la constance des déformations volumiques à grande déformation grâce aux essais triaxiaux drainés de Verdugo & Ishihara (1996) : (a) courbe déviateur de contrainte / déformation axiale, (b) courbe déviateur de contrainte / indice des vides.

Cette procédure de modélisation est proche de celle utilisée par Mroueh & Shahrour (2008) exceptée sur deux points. D'une part, ces auteurs dissocient « longueur déconfinée » de « longueur d'avancement » alors que nous avons préféré ici prendre ces deux valeurs égales. Ce choix n'est pas pénalisant dans la mesure où la zone déconfinée est volontairement de faible longueur, ce qui conduit donc à effectuer des pas d'avancement suffisamment faibles pour pouvoir considérer le processus d'excavation comme quasi-permanent. D'autre part, Mroueh & Shahrour (2008) appliquent une pression frontale égale à la poussée des terres. Ce chargement tend à quasiment empêcher les déplacements horizontaux frontaux mais ne les empêche pas totalement puisque les contraintes frontales peuvent par exemple augmenter à cause des reports de contrainte par effet de voûte (Cf. Figure 2-65). Pour mieux comprendre l'influence du déconfinement radial sur le comportement du massif, nous avons donc choisi de les empêcher totalement dans un premier temps.

Le déconfinement n'est pas une procédure implémentée automatiquement dans Flac3D®. Nous l'avons donc programmée (Cf. annexe 4). Pour cela, on souhaite imposer une contrainte radiale σ_{rr} à l'étape $i+1$ sur les facettes intérieures³¹ des éléments en périphérie de la zone excavée égale à $(1-\lambda_{rad})$ fois sa valeur à l'étape i . Cette condition est équivalente à imposer les deux conditions suivantes (équation 4-16) puisque la contrainte radiale s'exprime sous la forme suivante par changement de repère :

$$(4-15) \quad \sigma_{rr} = \sigma_{yy} \cdot \cos^2 \theta + \sigma_{zz} \cdot \sin^2 \theta$$

$$(4-16) \quad \begin{cases} (\sigma_{yy})_{i+1} = (1 - \lambda_{rad}) \cdot (\sigma_{yy})_i \\ (\sigma_{zz})_{i+1} = (1 - \lambda_{rad}) \cdot (\sigma_{zz})_i \end{cases}$$

Soulignons qu'en cas d'absence de condition sur une facette, une contrainte nulle est automatiquement imposée sur Flac3D® contrairement à César-LCPC®, fonctionnant en « phasage », où la contrainte est maintenue égale à sa valeur à l'étape de calcul précédente.

La validité de cette procédure a été éprouvée dans le cas d'un champ de contrainte uniforme. On note en effet sur la Figure 4-44 que la contrainte principale mineure (σ_{rr} ici) est bien égale à 50% de sa valeur initiale en paroi de tunnel après déconfinement conformément aux conditions imposées. Le fait que les vecteurs déplacements soient bien radiaux à la paroi du tunnel est un second argument de validation de cette procédure.

³¹ Les facettes de chaque zone sont numérotées automatiquement par Flac3D®, ITASCA (2009).

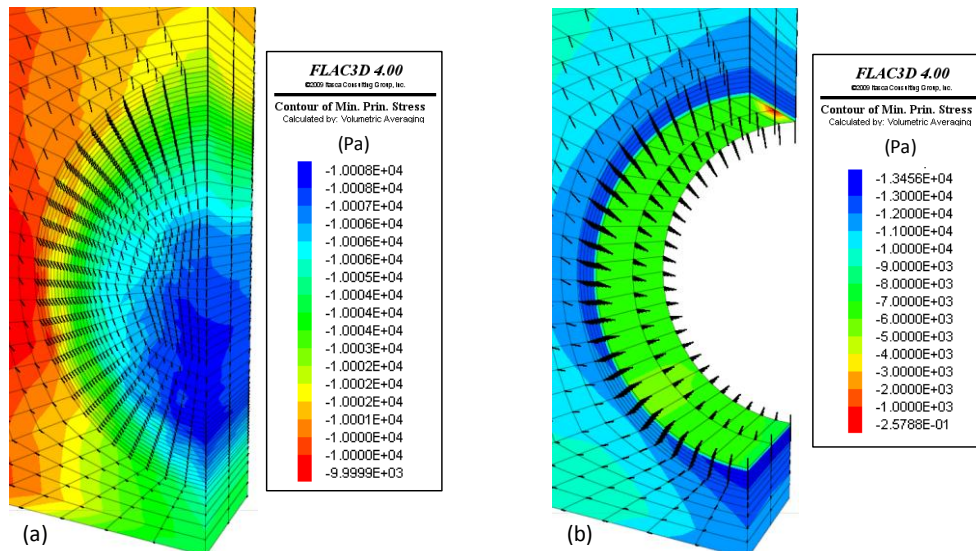


Figure 4-44 : Vérification de la procédure de déconfinement radial : (a) valeurs initiales de la contrainte principale mineure ; (b) valeurs de la contrainte principale mineure après un déconfinement de 50%.

4.2.2 Profils de déplacements de surface

Les prochains paragraphes illustrent le comportement du terrain (en surface, autour d'une section courante et au dessus de clé du tunnelier), le processus de creusement étant modélisé grâce à la procédure précédemment décrite avec $L_{avct}=5\text{cm}=0.1D$, $\lambda_{rad}=50\%$ et avec $x_{maill}=2.5\text{cm}$. Les influences de ces différents paramètres sur la précision des résultats et le comportement du terrain seront étudiées aux paragraphes 4.2.5 et 4.2.6.

La Figure 4-45 présente les profils de tassements de surface dans l'axe au dessus de l'axe du tunnel en 10 points de la surface obtenus avec cette procédure. De même que dans l'approche expérimentale de ce mémoire (chapitre 2), ces déplacements verticaux de surface sont représentés en fonction de la distance entre le point considéré et le bouclier adimensionnée par le diamètre du bouclier.

Il apparaît que les déplacements de surface calculés dans l'axe sont stationnaires, ne dépendant que de la distance au bouclier, de même que sur modèle réduit (chapitre 2). Le profil de ces tassements, dont la courbe maîtresse est représentée sur la Figure 4-45, est en excellente adéquation avec les profils expérimentaux. Ils peuvent en effet être approximés par une courbe gaussienne cumulée dont les paramètres α et I_x valent respectivement 0.0 et 0.6D, soit des valeurs cohérentes avec celles mesurées lors de l'essai MC5 (0.0 et 0.64D).

L'amplitude des déplacements de surface est par contre 30 à 100 fois trop faible, valant ici 0.066mm un diamètre derrière le front alors qu'elle valait 2.4mm pour l'essai MC5 ou 5.5mm pour l'essai MC8 par exemple.

Noter l'apparition d'un très léger refoulement du sol à plus d'un diamètre à l'avant du bouclier. Celui-ci n'a pas de sens physique. On peut relier son origine au refoulement en surface non physique généré par les modèles numériques aux abords des écrans de soutènement. Ce problème numérique a deux origines principales selon Mestat & Arafati (1998) et Finno & Tu (2006), cités par Burlon (2007) : la modification du coefficient de poussée des terres au repos par la mise en place de l'écran, et la simplicité des lois de comportement considérées qui ne permettent pas aux modules de cisaillement et de compressibilité de varier avec l'état et le chemin de contrainte (élasticité linéaire). Burlon (2007) a par ailleurs montré que la prise en compte d'une élasticité non linéaire dans le modèle de Mohr-Coulomb ne suffisait pas à empêcher ce problème de soulèvement mais qu'il serait nécessaire d'utiliser des modèles présentant un écrouissage déviatorique.

Dans la direction transversale, le profil des tassements de surface obtenu est assez cohérent avec les observations expérimentales sur modèle réduit ou les formules empiriques pour le matériau considéré (Doan, 2007) : les profils

obtenus sont de forme gaussienne avec un paramètre I_Y (position du point d'inflexion dans la direction transversale) de l'ordre de $0.6D$ (Figure 4-46). On souligne tout de même que les tassements de surface à plus de $0.8D$ de l'axe semblent influencés par le bord du modèle comme en atteste le fait qu'ils y soient non nuls. Ces effets de bord n'ont pas été observés sur le modèle réduit (Cf. Figure 2-45) du fait de leur faible amplitude.

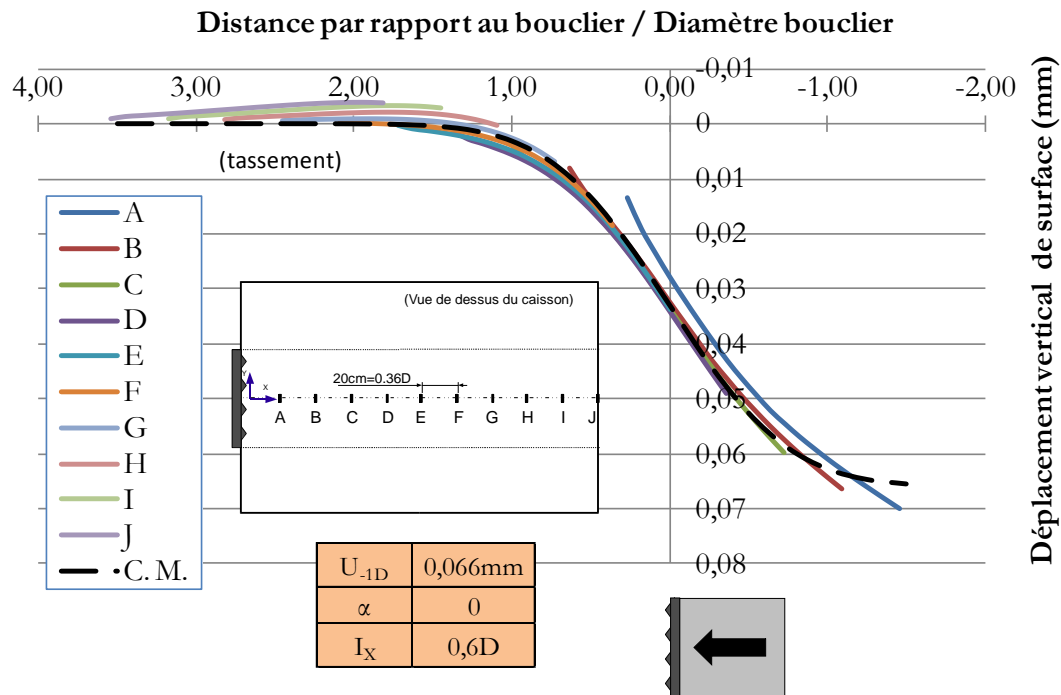


Figure 4-45 : Déplacements de surface dans l'axe du tunnelier obtenus en imposant uniquement un déconfinement radial de 50% sur 5cm derrière le front de taille (procédure 1).

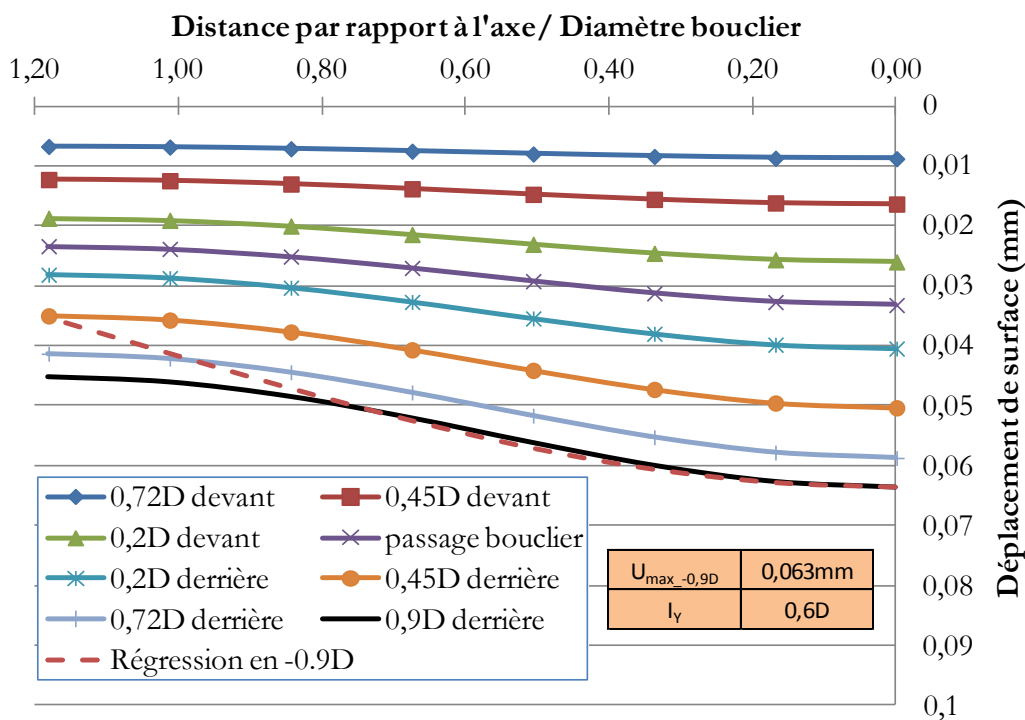


Figure 4-46 : Déplacements de surface transversalement à l'axe du tunnelier obtenus en imposant uniquement un déconfinement radial de 50% sur 5cm derrière le front de taille

4.2.3 Comportement du massif autour d'une section courante

Les déplacements radiaux calculés autour d'une section courante de tunnel, à 0.1D de la jupe du tunnelier, sont d'allures similaires en piédroit et en radier comme en atteste les profils stationnaires présentés en Figure 4-47 (a) et (b). Ils sont caractérisés par une convergence démarrant 0.2D devant le front de taille et atteignant son maximum juste derrière le front, à hauteur de la zone déconfinée. Ces profils ne sont pas en accord avec les observations sur modèle réduit (Figure 4-40(c)). L'amplitude de ces déplacements est extrêmement faible (0.01 à 0.03mm), soit 10 à 100 fois moins que sur modèle réduit. On note l'apparition d'un très léger refoulement à l'avant du front, beaucoup plus faible que sur modèle réduit, incohérent avec les chargements imposés et vraisemblablement lié au problème numérique présenté au paragraphe précédent.

En clé (Figure 4-48), la convergence démarre plus tôt et est 8 à 10 fois plus importante qu'en piédroit, conformément aux observations sur modèle réduit (Figure 4-40(c)). Son amplitude absolue reste cependant toujours beaucoup trop faible par rapport aux observations expérimentales.

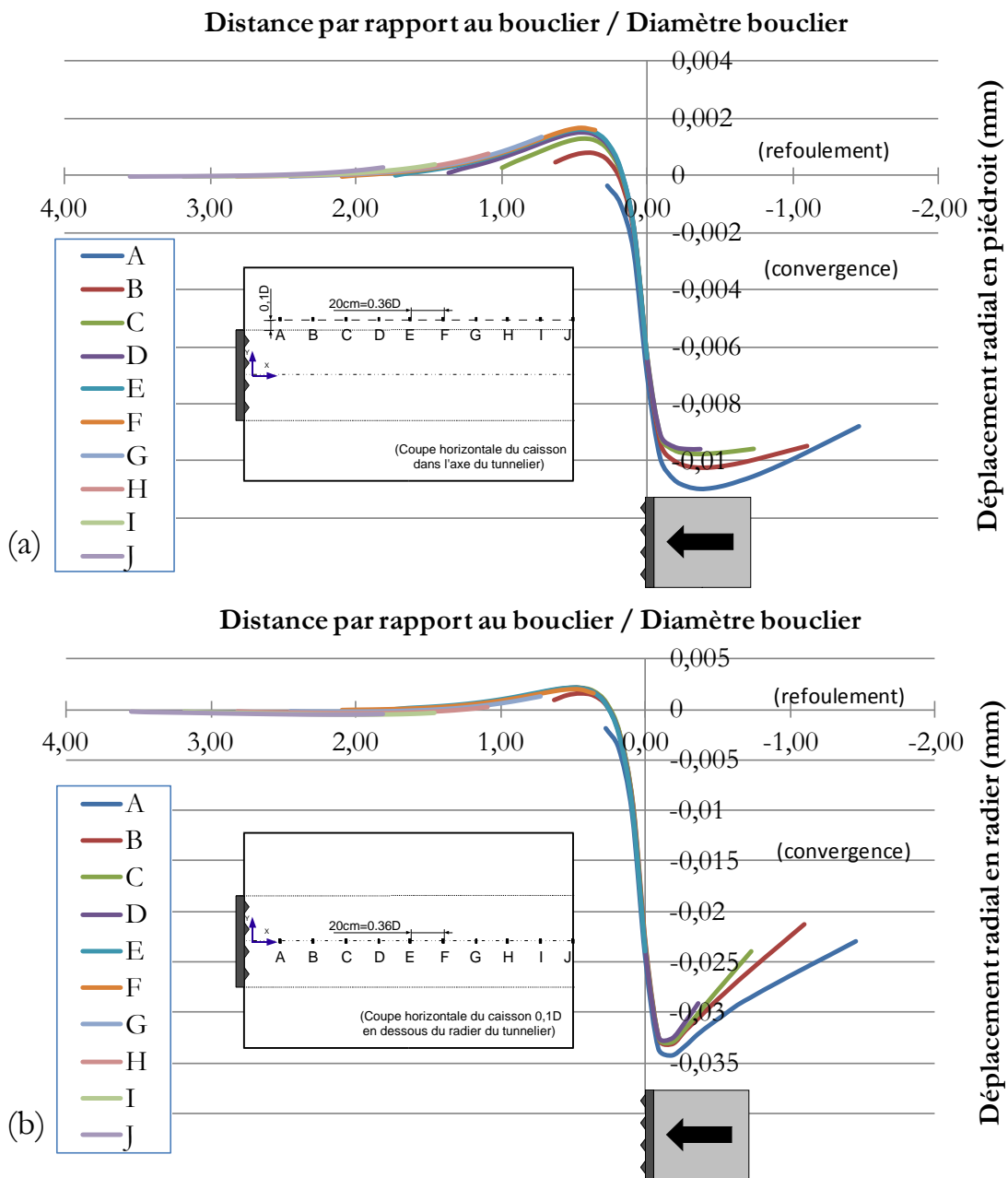


Figure 4-47 : Déplacements radiaux en piédroit à 0.1D du tunnelier (a) et 0.1D en dessous du radier du tunnelier (b) obtenus en imposant uniquement un déconfinement radial de 50% sur 5cm derrière le front de taille (procédure 1).

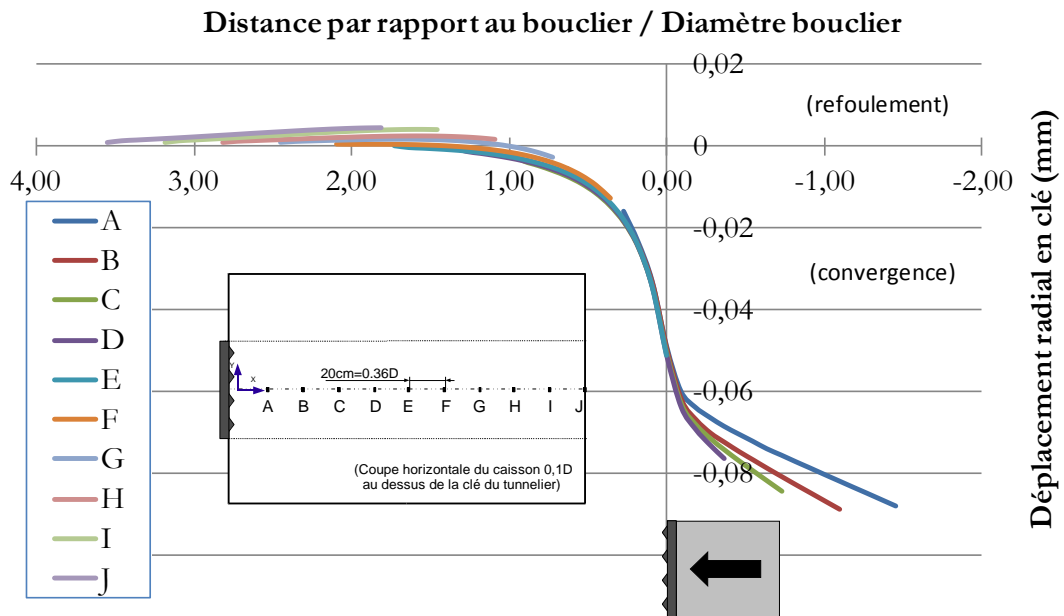


Figure 4-48 : Déplacements radiaux 0.1D au dessus de la clé du tunnelier obtenus en imposant uniquement un déconfinement de 50% sur 5cm derrière le front de taille (procédure 1).

Noter qu'à une distance nulle du tunnelier, les déplacements radiaux ont un profil « oscillatoire » comme en atteste la Figure 4-49. Ce profil s'explique par la discrétisation de l'avancement du tunnelier. En effet, à chaque étape d'avancement (d'une longueur de 5cm ici), les nœuds situés au front de taille ont leur déplacement radial limité par la présence du front et ceux situés au bout du revêtement sont quasiment bloqués par la forte rigidité de celui-ci, alors que les nœuds situés à l'intérieur de la zone déconfinée sont libres de se déplacer. Le resserrement des « pics » lorsque la finesse du maillage s'accroît en atteste (cas $x_{\text{maill}}=1.25\text{cm}$ par rapport à $x_{\text{maill}}=2.5\text{cm}$ sur la Figure 4-49). Ce profil non physique, lié à la nécessaire discrétisation d'un processus continu, reste cependant très localisé puisqu'à 0.1D il n'est plus du tout perceptible (Figure 4-47 et Figure 4-48). On peut donc supposer qu'il n'est pas préjudiciable pour la suite de nos analyses.

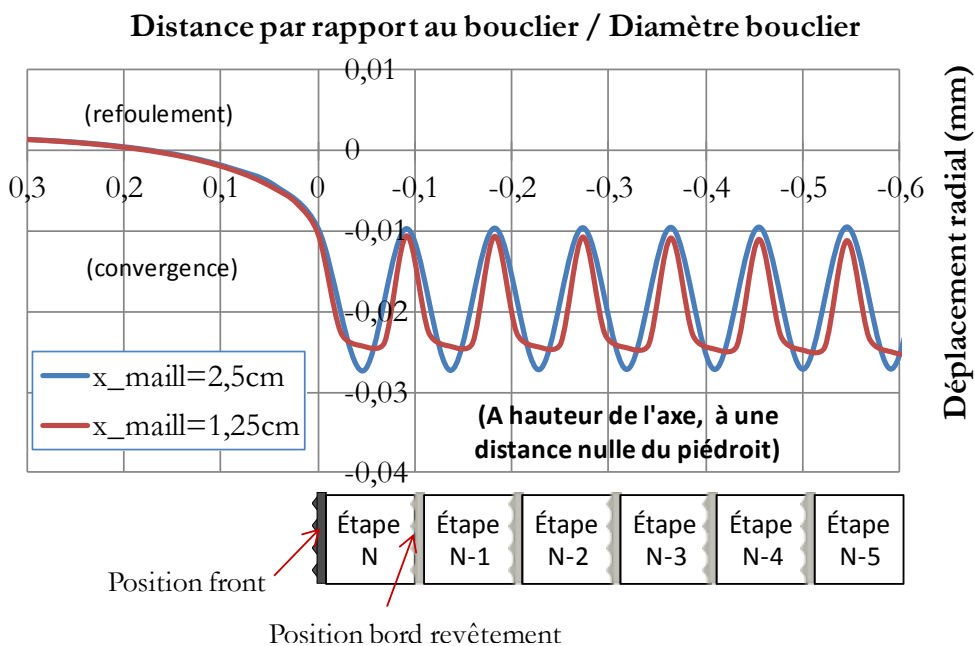


Figure 4-49 : Déplacements radiaux à une distance nulle du piédroit au cours de l'avancement du tunnelier.

4.2.4 Effets de voûte autour de la machine

Le profil de contrainte verticale dans l'axe 0.2D au dessus de la clé du tunnelier obtenu numériquement avec cette première procédure est très similaire aux résultats expérimentaux. En effet, de même que sur modèle réduit (Figure 4-40(d)), on observe une croissance de la contrainte verticale jusqu'à environ 0.5D à l'avant du front, suivie d'une décroissance rapide jusqu'à 0.2D derrière le front, la contrainte verticale devenant inférieure au poids des terres, puis une nouvelle croissance de la contrainte verticale au-delà (Figure 4-50 et Figure 4-40(d)).

Les amplitudes de l'allègement maximal et des reports de contrainte de part et d'autre du bouclier sont néanmoins beaucoup plus faible avec ce modèle numérique que sur modèle réduit. En effet, l'allègement maximal est de l'ordre de 6% numériquement alors qu'il pouvait atteindre 100% expérimentalement.

De manière synthétique, les tendances observées en termes d'effet de voûte et de tassements de surface avec cette première procédure de modélisation sont en bonne adéquation avec les observations expérimentales, preuve que la procédure de modélisation numérique utilisée a du sens. On notera toutefois que dans la direction radiale, le refoulement à l'approche du bouclier observé expérimentalement est mal reproduit numériquement. Par ailleurs, l'amplitude des déplacements dans le terrain (également source des effets de voûte) est 10 à 100 fois plus faible que les observations expérimentales. L'étude paramétrique du §4.2.6 dégagera l'influence des paramètres du modèle (L_{avct} et λ_{rad}) sur ceux-ci. Au préalable, intéressons nous à l'influence de la finesse du maillage dans la direction longitudinale x_{maill} sur la précision des résultats.

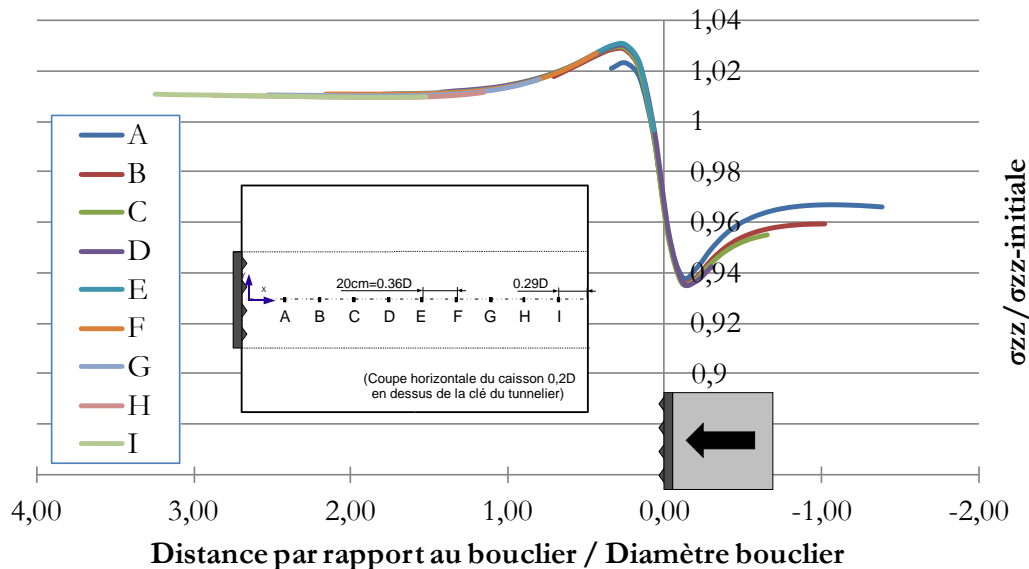


Figure 4-50 : Contraintes verticales dans l'axe 0.2D au dessus de la clé du tunnelier obtenues en imposant uniquement un déconfinement de 50% sur 5cm derrière le front de taille (procédure 1).

4.2.5 Influence de la densité du maillage dans la direction longitudinale sur la précision des résultats numériques

Trois calculs ont été réalisés avec le même pas d'avancement à chaque phase de creusement (5cm), le même déconfinement radial (50%) dans la zone non soutenue, mais avec des maillages 2 et 4 fois plus denses dans la direction longitudinale (Figure 4-51). On note que le maillage mettant en œuvre des éléments de 2.5cm de longueur ($D/20$) est un bon compromis dans la mesure où il conduit à une faible erreur (12% sur le tassement final) pour des temps de calcul acceptables (de l'ordre de 7h). Cette figure justifie le choix du maillage présenté au §4.1.3. Soulignons que le maillage considérant des éléments de longueur 5cm ($D/10$) conduit à une erreur importante sur les résultats (40% sur le tassement final). Cette valeur est pourtant 2 à 3 fois plus faible que celle utilisée par Melis et al (2002), Viggiani & Soccodato (2004) et Migliazza et al (2009), ayant pourtant travaillé avec des éléments de même degré d'interpolation (Cf. Tableau 1-2).

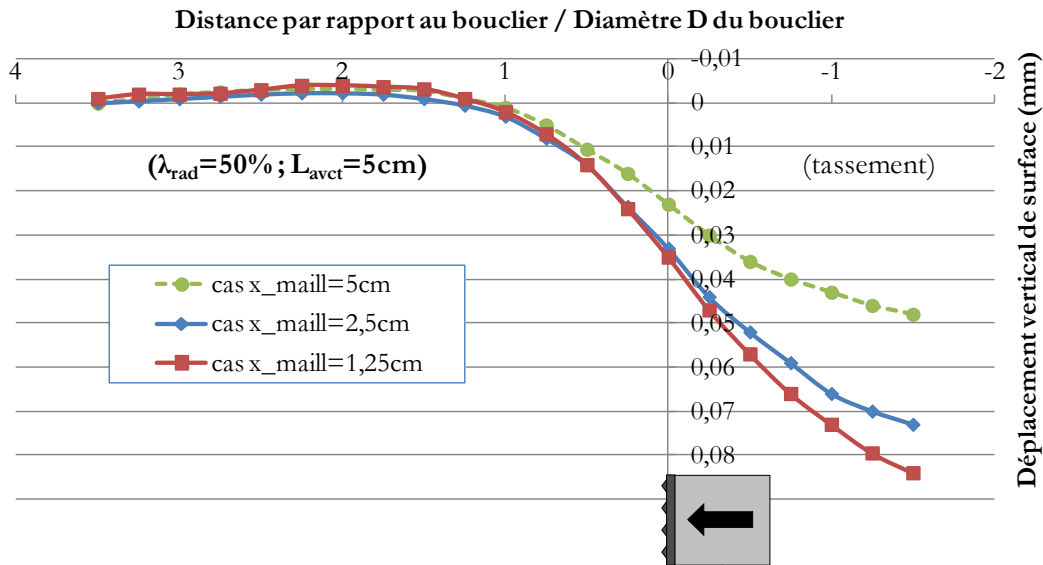


Figure 4-51 : Influence de la finesse du maillage dans la direction longitudinale sur la précision des résultats numériques.

4.2.6 Influences de L_{avct} et λ_{rad} sur le comportement du massif de sol

La modification des paramètres L_{avct} et λ_{rad} (longueur excavée à chaque phase de calcul et valeur du déconfinement radial dans la zone non soutenue) n'a pas d'influence notable sur l'allure des profils des déplacements en surface, des déplacements radiaux et des effets de voûte au cours du creusement. Leurs amplitudes en sont par contre fortement dépendantes. C'est pourquoi cette étude paramétrique n'est illustrée qu'à partir de la valeur du tassement de surface dans l'axe un diamètre derrière le bouclier U_{-1D} , la convergence radiale maximale en piedroit $U_{rad\ max}$, et la contrainte verticale minimale adimensionnée par sa valeur initiale dans l'axe $0.2D$ au dessus de la clé ($\sigma_{zz\ min}/\sigma_{zz0}$).

Cette étude paramétrique montre que l'augmentation de la longueur du pas d'avancement ou du taux de déconfinement de la zone non soutenue permet une augmentation significative des déplacements de surface, multipliés par 3 lorsque λ_{rad} passe de 50 à 100% et par 2 en augmentant le pas d'avancement de 5 à 10cm (Figure 4-52 (a et b)). La convergence radiale maximale (Figure 4-52 (c et d)) est elle multipliée par 2 lorsque λ_{rad} passe de 50 à 100%, et par 1.5 en augmentant le pas d'avancement de 5 à 10cm. Enfin, l'allègement $0.2D$ au dessus de la clé croît avec les augmentations du taux de déconfinement et de la longueur déconfinée, et atteint 25% pour un déconfinement total sur une longueur de 5cm. Ces ordres de grandeur restent cependant faibles devant les observations expérimentales : déplacements de surface de l'ordre du mm, déplacements radiaux de l'ordre du dixième de mm et contrainte verticale dans l'axe $0.2D$ au-dessus de la clé allant jusqu'à s'annuler.

Pour tendre vers les observations expérimentales, la tendance serait d'accroître la longueur de la zone non soutenue ainsi que le taux de déconfinement de celle-ci au-delà des valeurs étudiées ci-dessus. La marge de manœuvre autorisée par ce type de solution n'est cependant pas très grande puisque la rupture du massif (au sens numérique) intervient assez rapidement. En effet, aucun état d'équilibre stable n'a pu être atteint pour un déconfinement total sur une longueur de 7.5cm. La réalisation d'un second calcul avec une valeur de ratio plus petite ($5 \cdot 10^{-6}$) et l'absence de stabilisation des champs de déplacements au cours du calcul l'ont mis en évidence conformément aux conclusions de la partie 3. Par ailleurs, l'augmentation du pas d'avancement tend à éloigner la modélisation effectuée du cas réel où le creusement est continu.

C'est pourquoi, on conservera un pas d'avancement de 5cm et un déconfinement total dans la zone non soutenue pour la suite des modèles de manière à rester « à l'équilibre », et avec un pas d'avancement suffisamment faible pour que le processus de creusement s'approche du cas continu.

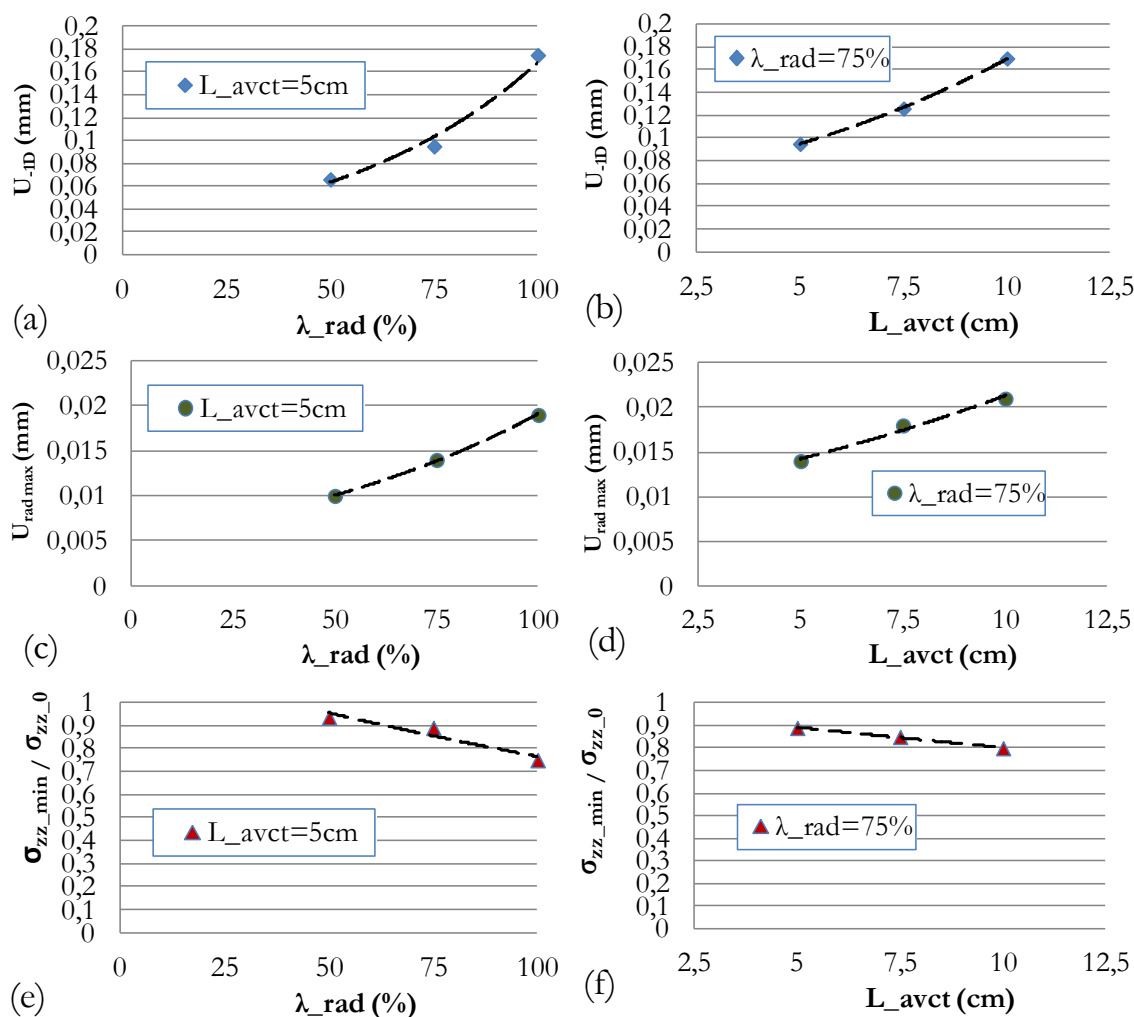


Figure 4-52 : Influences du pas d'avancement (L_{avct}) et du taux de déconfinement (λ_{rad}) sur l'amplitude du déplacement de surface un diamètre derrière le front (a et b), la convergence radiale maximale à 0.1D du piedroit (c et d) et l'allègement maximal de contrainte verticale dans l'axe 0.2D au dessus de la clé (e et f).

4.3 Première amélioration du modèle : ajout de la pression frontale

4.3.1 Principes du second modèle (P2)

Par définition, la pression frontale joue un rôle essentiel dans le comportement d'interaction sol-machine lors du creusement pressurisé d'un tunnel. Son ajout au modèle numérique « de base » précédemment présenté est donc indispensable.

La procédure de modélisation P2 du processus de creusement est identique à la procédure P1 illustrée en Figure 4-42, excepté le fait que l'extrusion empêchée du front de taille soit remplacée par l'application d'une pression frontale (Figure 4-53). On considère que cette dernière n'est pas homogène sur la hauteur du front de taille, et qu'elle évolue linéairement dans la hauteur de la chambre ($z'=0$ dans l'axe) :

$$(4-17) \quad P_f(z') = P_{f_moy} - K_0 \cdot \gamma_{sol_chambre} \cdot z'$$

Le gradient lié à la gravité ne peut en effet pas être négligé dans le cas des tunneliers à pression de terre ou à pression de boue (Cf. §2.2 du chapitre 3 par exemple). Dans la suite de cette partie, on néglige le remaniement du matériau contenu dans la chambre d'abattage en affectant au matériau remanié les caractéristiques initiales des matériaux ($K_0=0.3$ et $\gamma_{sol_chambre}=13.5\text{kN/m}^3$). Deux valeurs de pressions moyennes au front de taille sont par ailleurs successivement considérées : 9kPa (cas de l'essai MC5) et 23kPa (cas de l'essai MC8).

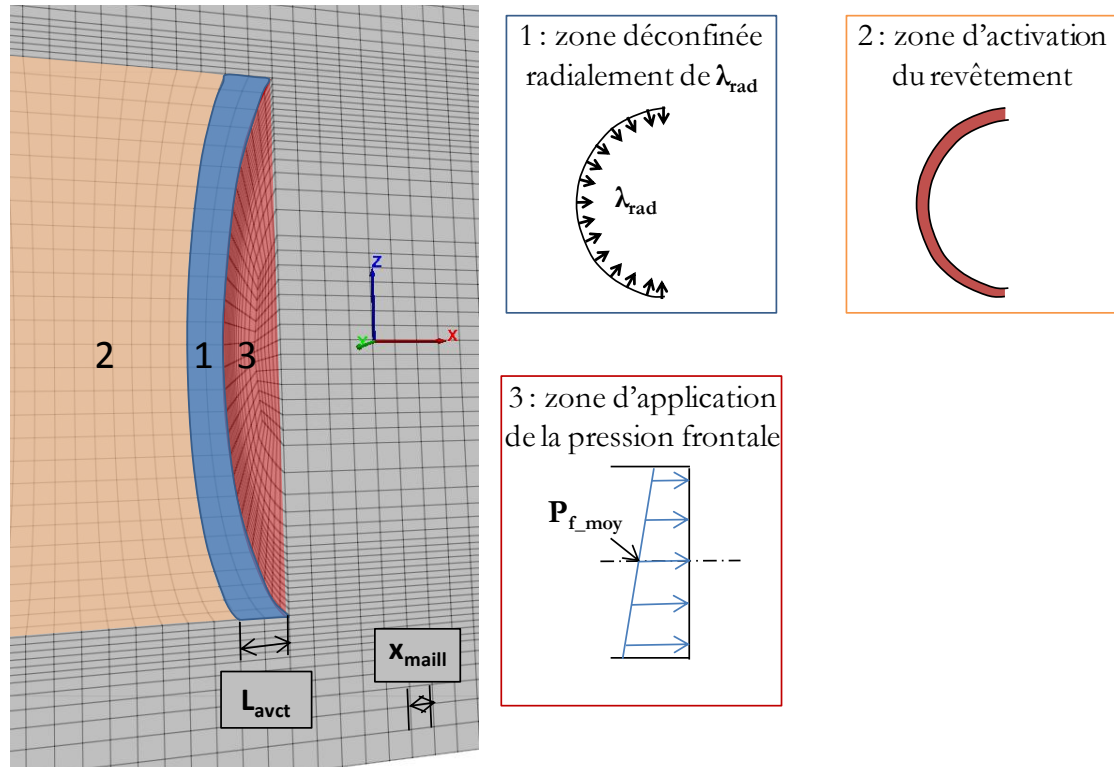


Figure 4-53 : Procédure P2 de modélisation numérique du processus de creusement pressurisé des tunnels : modélisation des pertes de volume par déconfinement radial et application de la pression frontale.

4.3.2 Influence de la pression frontale sur le comportement au front de taille

La programmation de la procédure de modélisation de la pression frontale (détaillée en Annexe 4) a été vérifiée comme en atteste la Figure 4-54(a). On observe que l'application d'une pression frontale de valeur moyenne 9kPa entraîne un refoulement généralisé du front de taille. Ce profil de déplacement frontal devient stationnaire au bout d'environ 1m de creusement (Figure 4-54(b)), ce qui est supérieur aux observations effectuées en surface ou autour de la section courante du tunnel. Les déplacements horizontaux frontaux valent 0.25mm en clé et radier et atteignent 0.41mm à hauteur de l'axe du tunnel pour une pression frontale moyenne de 9kPa. Dans le cas d'une pression frontale moyenne de 23kPa, ce refoulement atteint 1.56mm. L'ordre de grandeur de ces déplacements frontaux (plusieurs dixièmes de mm) est en bon accord avec les observations expérimentales (Cf. Figure 2-62(a)).

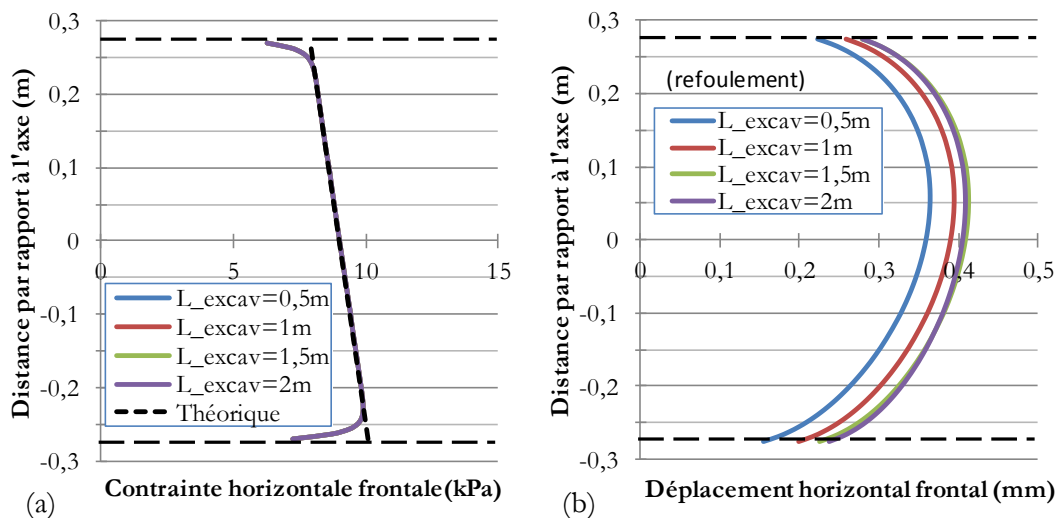


Figure 4-54 : Profils de contrainte horizontale frontale (a) et déplacement horizontal frontal (b) issus de la modélisation numérique P2 (déconfinement radial + pression frontale), dans le cas $P_{f_moy}=9kPa$, à différents stades de l'excavation (longueur excavée L_{excav}).

4.3.3 Mise en évidence d'un problème numérique important lié au fort contraste de rigidité sol/jupe

L'analyse détaillée des déplacements radiaux en piédroit révèle une tendance non conforme aux conditions aux limites et chargements imposés. En effet, un refoulement d'amplitude croissante est observé en piédroit à 0.1D de la jupe derrière le front de taille alors que le sol repose sur celle-ci et qu'elle est extrêmement rigide (Figure 4-55).

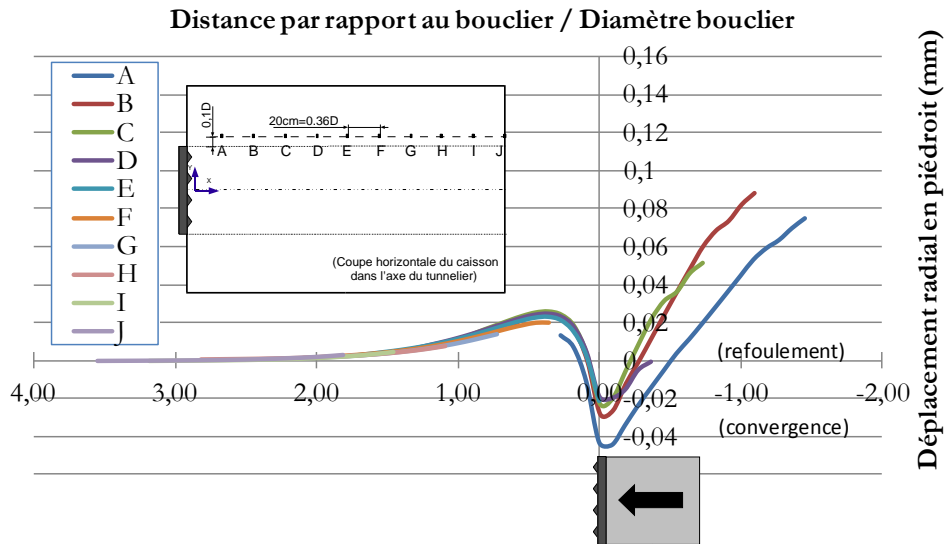


Figure 4-55 : Déplacements radiaux en piédroit obtenus avec la procédure de modélisation P2 ($P_{f,moy}=9kPa$).

Plusieurs sources d'explication de cette tendance anormale ont été envisagées. Dans un premier temps, une absence d'état d'équilibre du système est envisagée mais aussitôt écartée grâce à un calcul avec un ratio plus petit (5.10^{-6}). Dans un second temps, la dilatance du sol considéré ($\psi=5^\circ$) est mise en cause. Cette nouvelle hypothèse est mise en défaut grâce à un calcul avec un matériau contractant ($\psi=-5^\circ$) : le refoulement radial à l'arrière de la jupe persiste comme en atteste la Figure 4-56. La modélisation du soutènement radial à l'arrière de la jupe en bloquant radialement les nœuds à l'interface sol/jupe et en n'activant pas les éléments correspondant à la jupe en acier résout par contre ce problème (Figure 4-56) alors que le blocage radial de la jupe en acier n'y répond pas non plus. C'est donc l'important contraste de rigidité entre le sol et la jupe du tunnelier ($E_{jupe}/E_{sol}=21000$) qui est source d'une erreur numérique importante sur les champs de déplacements autour de la machine. Ce problème n'est pas mentionné dans la notice de Flac3D® et nécessitera une attention particulière lors de futures modélisations.

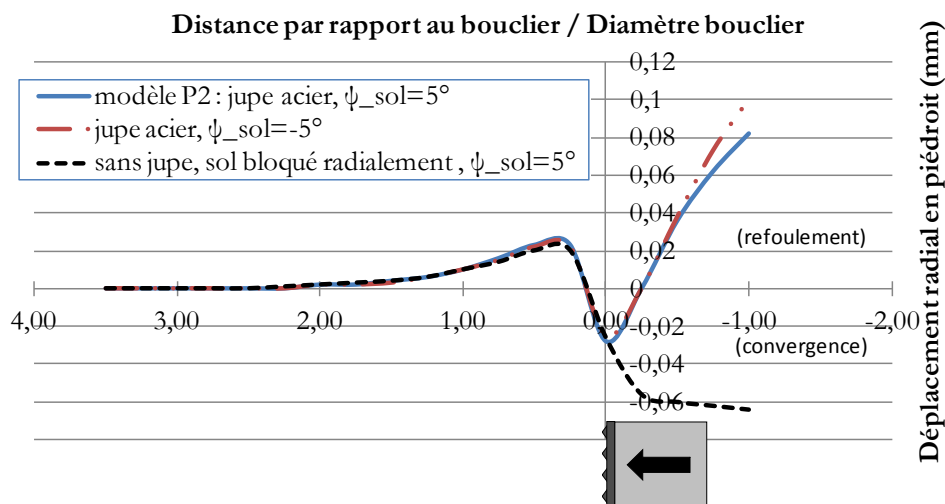


Figure 4-56 : Courbes maîtresses du déplacement radial à 0.1D du piédroit au cours du creusement obtenue pour différents modèles numériques : mise en évidence de l'influence du fort contraste de rigidité sol/jupe.

Dans la suite de ce chapitre, on a donc remplacé l'activation des éléments « jupe » par un blocage radial du sol à hauteur des éléments concernés. Se pose alors la question de la validité des analyses effectuées dans le cadre du modèle « de base » (§4.2). La réalisation d'un nouveau calcul avec la procédure P1 (pur déconfinement radial) mais sans activation de la jupe du tunnelier montre que l'erreur liée au contraste de rigidité sol/jupe est faible dans le cas du modèle « de base » (inférieure à 10% sur les tassements de surface par exemple, Figure 4-57). Les développements du paragraphe 4.2 ne sont donc pas mis en défaut dans la mesure où ceux-ci restaient essentiellement qualitatifs.

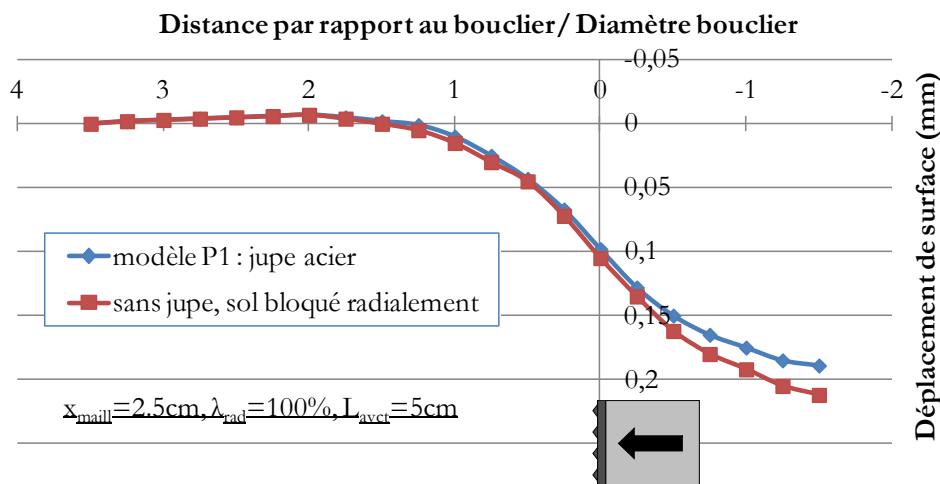


Figure 4-57 : Courbes maîtresses des déplacements de surface dans l'axe dans la direction longitudinale obtenue avec le modèle « de base » (pur déconfinement radial) avec ou sans activation des éléments de jupe en acier.

4.3.4 Influence de la pression frontale sur les déplacements de surface

La Figure 4-58(a) compare le profil longitudinal des tassements de surface dans l'axe du tunnelier issu du modèle « de base » (front bloqué) avec celui obtenu pour une pression frontale moyenne de 9kPa (conforme à celle imposée lors de l'essai MC5). On observe que cette pression frontale, source d'un refoulement horizontal frontal non présenté ici, génère une logique augmentation du refoulement en surface à l'avant du bouclier, celui-ci atteignant 0.04mm.

Le refoulement horizontal frontal s'accompagne également d'une forte accentuation des tassements de surface à partir de 0.5D devant la roue de coupe. Ainsi, 1.5D à l'arrière du front, l'amplitude du tassement de surface dans l'axe est multipliée par 1.3 avec une pression frontale moyenne de 9kPa (Figure 4-58(a)) par rapport au cas d'une extrusion frontale nulle. Cette observation est conforme aux observations sur modèle réduit (Cf. Chapitre 2, §4.1.3). Elle s'explique par la « mise en rotation » d'un bloc rigide à l'aplomb du front suite aux efforts de cisaillement importants générés par le refoulement du sol à l'avant du bouclier sous l'effet de la pression frontale (Cf. §3.6.1).

Le calcul réalisé avec une forte pression frontale ($P_{f,\text{moy}}=23\text{kPa}$) confirme la tendance exhibée, les tassements à l'arrière étant multipliés par 2 à 3 par rapport au cas d'une pression frontale moyenne de 9kPa (Figure 4-58(b)). Les tassements n'ont cependant plus un profil stationnaire (absence de superposition des différentes courbes représentées). Cette perte de stationnarité est liée à la proximité des bords du caisson, dont l'influence devient non négligeable pour une pression frontale importante. La quantification de ces effets de bord sera effectuée au §4.3.7.

Ces observations conduisent à un résultat fort pour la pratique : l'augmentation de la pression frontale a, certes tendance à limiter les tassements de surface à l'avant du bouclier, mais a également pour conséquence d'accélérer les tassements de surface à l'arrière. La pression frontale maximale à utiliser doit donc être le fruit d'un compromis entre la limitation des tassements de surface à l'avant du front (par une augmentation de la pression frontale) et leur limitation à l'arrière (nécessitant une diminution de la pression frontale).

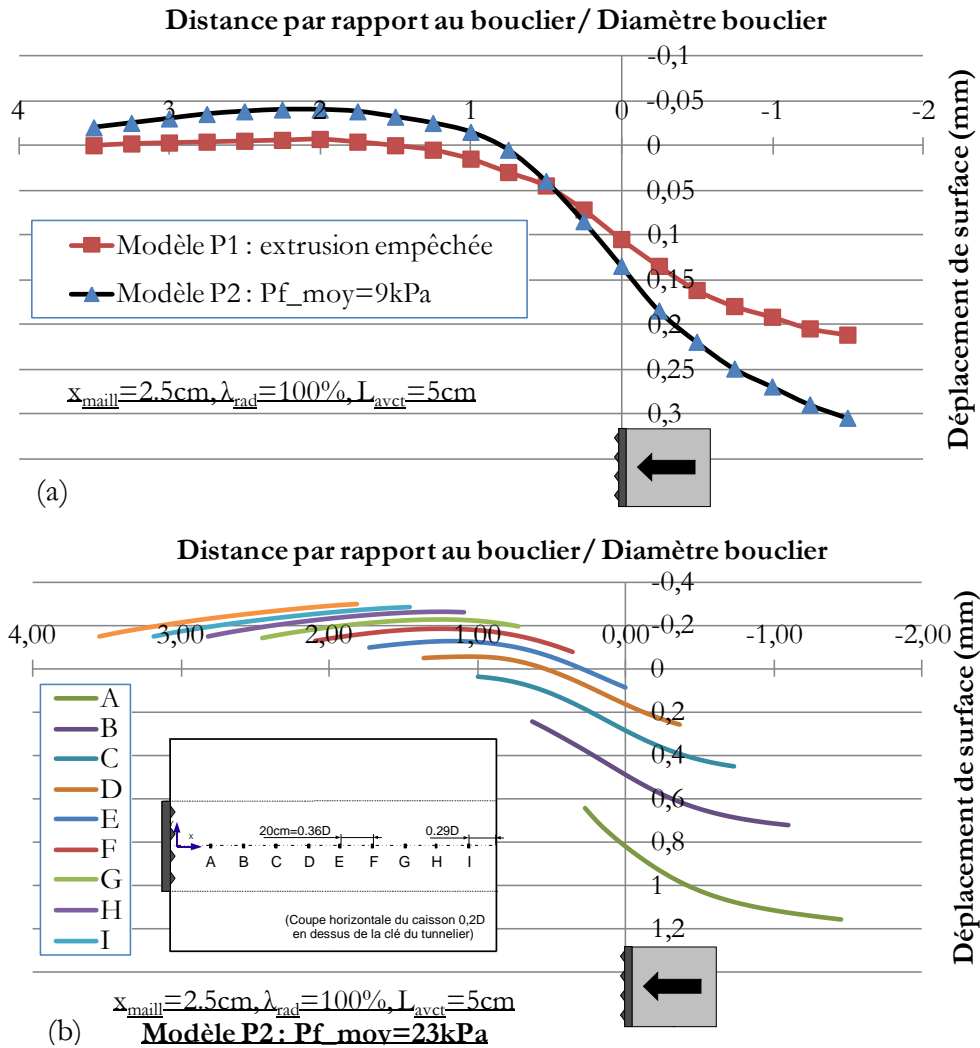


Figure 4-58 : Influence de la pression frontale sur les déplacements de surface dans l'axe du tunnelier : (a) cas d'une pression frontale moyenne de 9kPa, (b) cas d'une pression frontale moyenne de 23kPa.

4.3.5 Influence de la pression frontale sur le comportement autour d'une section courante.

Si on s'intéresse à présent au comportement des déplacements radiaux autour d'une section courante de tunnel, on note que l'augmentation de la pression frontale entraîne une augmentation de l'amplitude du refoulement horizontal radial en piédroit à l'avant de la roue de coupe (Figure 4-59). Valant 0.002mm lorsque les déplacements horizontaux frontaux sont empêchés, le refoulement maximal est multiplié par 10 pour une pression frontale moyenne de 9kPa, et par 35 pour une pression frontale moyenne de 23kPa. Cette tendance est conforme aux observations expérimentales (Cf. Figure 2-50). Les amplitudes des déplacements radiaux restent cependant faibles par rapport aux observations expérimentales : facteur 10 pour $P_{f_moy}=9\text{kPa}$ (essai MC5) et facteur 100 pour $P_{f_moy}=23\text{kPa}$ (essai MC8).

À l'arrière du bouclier, l'amplitude de la convergence croît avec celle de la pression frontale (multipliée par 3 pour $P_{f_moy}=9\text{kPa}$ et par 6 pour $P_{f_moy}=23\text{kPa}$ par rapport au cas d'une extrusion frontale empêchée. Ainsi, l'amplitude finale de la convergence générée à l'arrière du bouclier est de l'ordre de celle du refoulement généré à l'avant. Cette observation est contraire aux résultats expérimentaux pour lesquels une faible convergence a été exhibée, d'où un déplacement radial total en piédroit toujours positif (Figure 4-40(b)). Une diminution du taux de déconfinement λ_{rad} permettrait de se rapprocher des résultats expérimentaux.

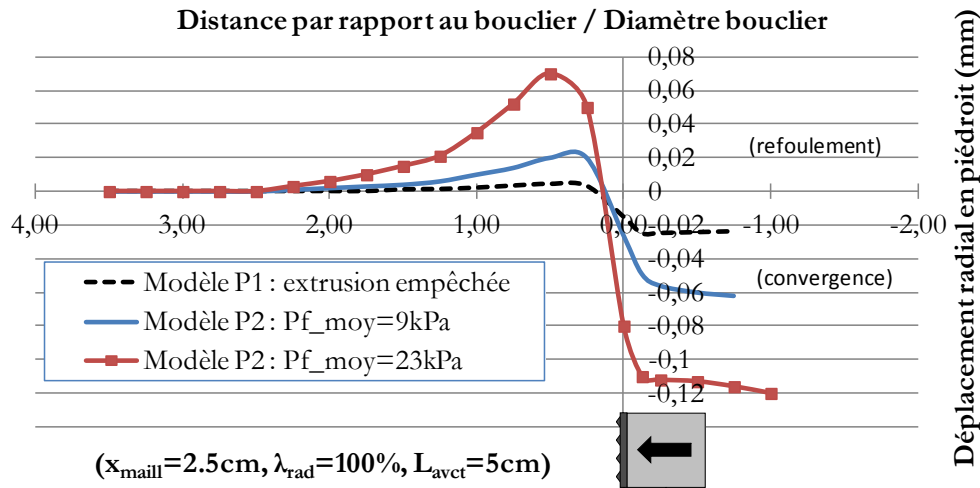


Figure 4-59 : Courbes maîtresses des déplacements radiaux à 0.1D du piedroit : influence de la pression frontale.

4.3.6 Influence de la pression frontale sur les effets de voûte

La prise en compte de la pression frontale a peu d'influence sur le profil d'évolution des contraintes verticales 0.2D au dessus de la clé du tunnelier. En effet, quelle que soit la pression frontale, on note que la zone allégée commence à une distance identique à l'avant du bouclier (0.1D), que l'allègement est maximal 0.2D à l'arrière du front et que le report du poids des terres a lieu à l'avant et à l'arrière, bien que d'amplitude plus importante à l'avant (Figure 4-60).

La pression frontale a par contre une influence importante sur l'amplitude de l'allègement maximal et sur l'amplitude du report du poids des terres en avant et à l'arrière du bouclier, ces deux grandeurs étant accrues par l'augmentation de la pression frontale (Figure 4-60). Cette tendance est conforme aux observations expérimentales (Figure 2-72(a), §4.4.2 du Chapitre 2).

Avec cette procédure de modélisation (déconfinement radial et application de la pression frontale), l'amplitude du report de contrainte à l'avant du bouclier (20% pour $P_{f_moy}=9\text{kPa}$, 40% pour $P_{f_moy}=23\text{kPa}$) est en parfait accord avec les résultats expérimentaux (Figure 4-40(d)) pour le type de sol investigué (cohérent frottant de cohésion $c=0.5\text{kPa}$). L'allègement maximum juste derrière la roue de coupe (30%) reste cependant faible par rapport aux observations expérimentales où celui-ci était total.

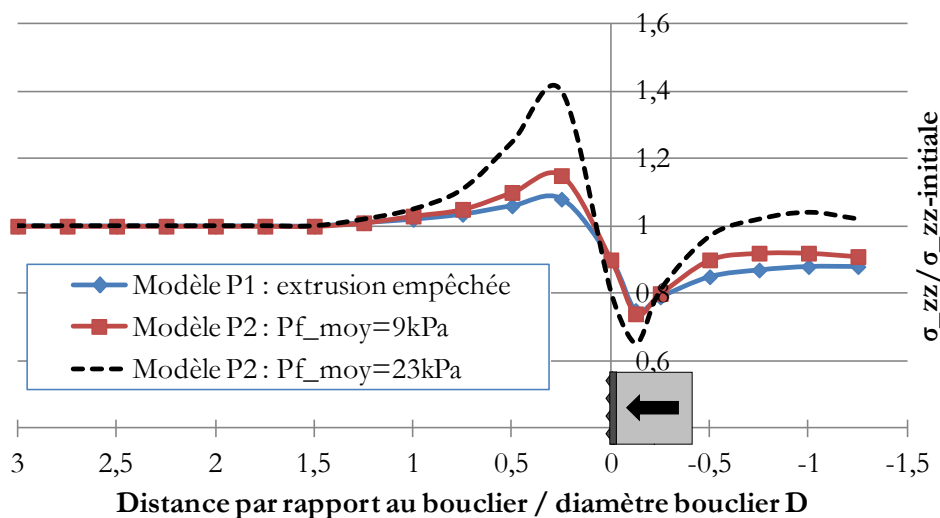


Figure 4-60 : Courbes maîtresses des contraintes verticales dans l'axe, 0.2D au dessus de la clé du tunnelier : influence de la pression frontale.

4.3.7 Analyse et quantification des effets de bord

Ce paragraphe est consacré à l'évaluation de l'influence des bords du modèle (de dimensions assez faibles : 2.0*1.3*1.3m) sur le comportement du terrain au cours du creusement. Cette analyse est réalisée dans le cas d'une pression frontale moyenne de 9 ou 23kPa, pressions utilisées sur modèle réduit lors des essais MC5 et MC8.

L'évolution des contraintes normales aux parois calculées le long des bords latéraux ($y=0.65m$) et frontaux ($x=2.0m$) du modèle au cours du creusement montre que dans les conditions de cette modélisation, l'influence des bords est non nulle mais faible dans le cas d'une pression frontale moyenne de 9kPa (Figure 4-61). En effet, l'augmentation de la contrainte horizontale sur les parois reste dans ce cas inférieure à 6% sur la paroi frontale et 12% sur la paroi latérale. Cette faible modification des contraintes horizontales sur les bords du caisson est conforme aux observations expérimentales (Cf. Figure 2-65 par exemple). Le calcul réalisé avec un modèle deux fois plus long (4m, soit 7.2D) montre que la présence du bord frontal du modèle entraîne une minimisation de l'ordre de 25% des tassements de surface dans l'axe (Figure 4-62). L'influence du bord latéral sur la forme et l'amplitude des cuvettes transversales de tassements de surface n'a pas été quantifiée ici mais on peut raisonnablement penser qu'elle est du même ordre de grandeur.

Dans le cas d'une pression frontale importante (23kPa), l'augmentation des contraintes horizontales sur les bords du modèle atteint 45% (Figure 4-61(b)). Les effets de bord y sont par conséquent importants. La perte de stationnarité des tassements de surface dans l'axe illustrée en Figure 4-58 en atteste. Une analyse quantitative des déplacements et contraintes générées dans le massif de sol est donc hasardeuse pour ce niveau de pression frontale. Les tendances (analyse qualitative) exhibées aux paragraphes précédents restent néanmoins correctes.

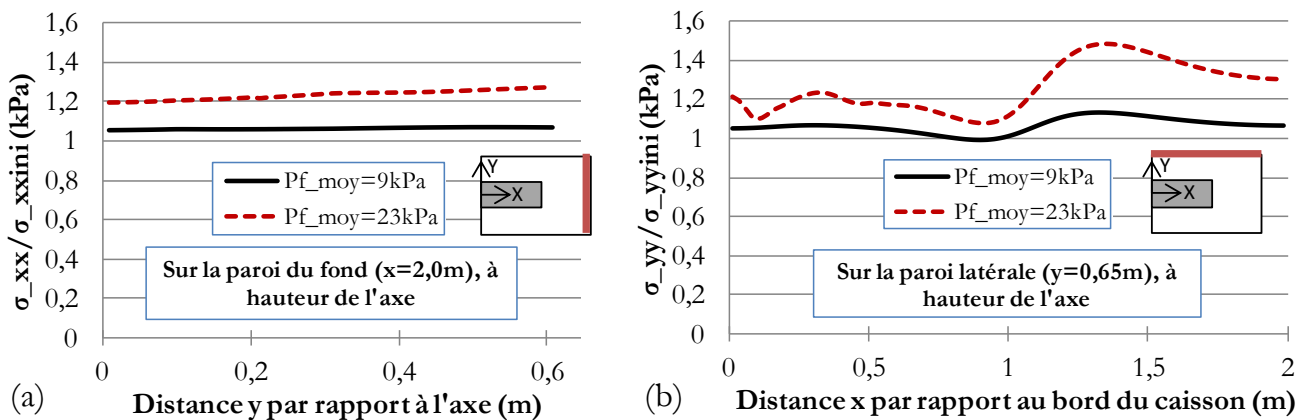


Figure 4-61 : Valeurs des contraintes normales le long des bords frontaux (a) et latéraux (b) du modèle dans le cas de la procédure de modélisation P2 avec une pression frontale moyenne de 9 ou 23kPa (tunnelier arrêté en $x=1.0m$).

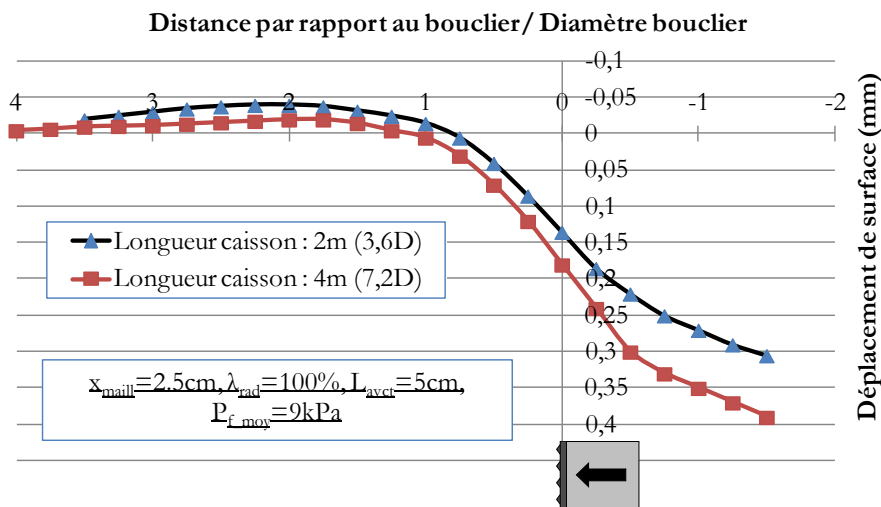


Figure 4-62 : Quantification de l'influence de la longueur du caisson sur les tassements de surface dans l'axe dans le cas d'une pression frontale moyenne de 9kPa.

En toute rigueur, lors de la modélisation « quantitative » d'un chantier, il sera donc nécessaire d'augmenter la taille du modèle (supérieure à 1.2D dans la direction transversale, et supérieure à 3.6D dans la direction longitudinale) dès lors que la pression frontale sera supérieure au double des contraintes horizontales initiales. Dans la démarche « qualitative » qui est la notre dans ce chapitre de thèse, cette extension du maillage, source d'une forte augmentation des temps de calcul, ne semble néanmoins pas justifiée au vu de la faible amplitude de l'erreur commise (pour une pression frontale raisonnable : 9kPa).

4.4 Seconde amélioration du modèle : prise en compte de l'effet compressif de la roue de coupe

Les profils oscillatoires des contraintes radiales observés expérimentalement autour de la section courante du tunnelier (Cf. Figure 2-59(a)) sont révélateurs de l'effet compressif exercé par la roue de coupe. La non prise en compte de cet effet dans la procédure de modélisation P2 pourrait en partie expliquer la faible amplitude des déplacements radiaux par rapports aux observations expérimentales (Cf. §4.3.5). La procédure de modélisation P3, détaillée ci-dessous, a pour objectif de pallier ce manque.

4.4.1 Procédure de modélisation du processus de creusement (P3)

Cette procédure de modélisation du processus de creusement pressurisé des tunnels est illustrée en Figure 4-63. A chaque pas d'avancement de longueur L_{avct} , quatre chargements et conditions aux limites différents sont imposés aux frontières de la zone excavée :

- ✚ Zone 1 : un anneau de longueur L_{avct} est déconfiné radialement d'une valeur λ_{rad} (procédure P1). Dans cette partie, L_{avct} est maintenu égal à 5cm et λ_{rad} à 100%.
- ✚ Zone 2 : la zone située derrière la zone 1 est bloquée radialement au niveau de l'extrados du tunnel. Des éléments de revêtement en acier ne sont pas activés conformément aux conclusions du §4.3.3.
- ✚ Zone 3 : une pression croissante avec la hauteur de sol contenue dans la chambre, et de valeur moyenne P_{f_moy} ($\approx 9\text{kPa}$ dans cette partie) est imposée au front de taille (procédure P2).

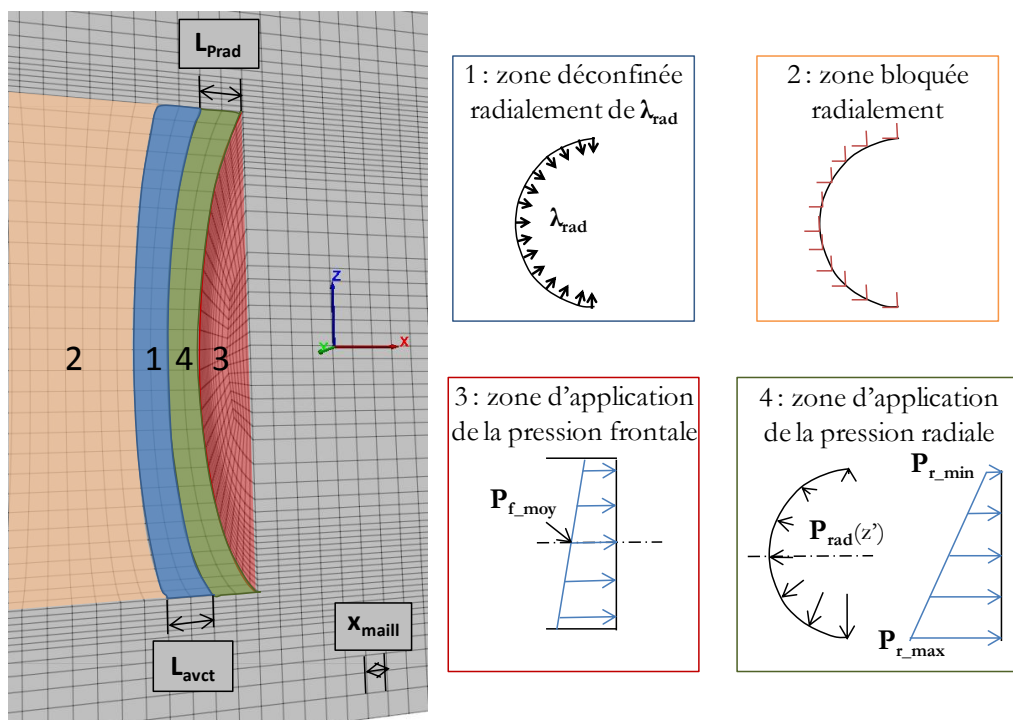


Figure 4-63 : Procédure P3 de modélisation numérique du processus de creusement pressurisé des tunnels. Trois chargements différents sont imposés : un déconfinement radial (cisaillement le long de la jupe, surcoupe, conicité...), la pression frontale et une compression radiale (effet compressif de la roue de coupe).

✚ Zone 4 : une pression radiale P_{rad} est imposée sur l'anneau de sol de longueur L_{Prad} compris entre le front de taille et la zone déconfinée (zone 1). Cette pression a pour objectif de modéliser l'effet compressif de la roue de coupe. A ce titre, on suppose que cette pression croît linéairement avec la profondeur et qu'elle vaut P_{r_min} en clé et P_{r_max} en radier. Trois cas sont étudiés dans cette partie afin de juger de l'influence de cette pression radiale sur le comportement du terrain : ($L_{Prad}=2.5\text{cm}$, $P_{r_min}=2\text{kPa}$, $P_{r_max}=30\text{kPa}$), ($L_{Prad}=2.5\text{cm}$, $P_{r_min}=2\text{kPa}$, $P_{r_max}=60\text{kPa}$) et ($L_{Prad}=5\text{cm}$, $P_{r_min}=2\text{kPa}$, $P_{r_max}=60\text{kPa}$). La longueur L_{Prad} a été prise voisine de l'épaisseur de la roue de coupe utilisée sur modèle réduit, la pression minimale P_{r_min} a été prise quasiment nulle conformément à l'intuition, et la pression maximale en radier P_{r_max} a été choisie arbitrairement. Cette valeur arbitraire sera justifiée a posteriori par confrontation avec les résultats expérimentaux lors de l'analyse des déplacements radiaux.

4.4.2 Influence de la pression radiale sur les déplacements en section courante

La prise en compte de l'effet compressif de la roue de coupe (par application d'une pression radiale au niveau du front de taille) accroît fortement l'amplitude du refoulement radial en piédroit à l'avant du front et diminue l'amplitude de la convergence à l'arrière (Figure 4-64), tendant ainsi davantage vers les résultats expérimentaux (Figure 4-40(c)). L'amplitude des déplacements en piédroit croît avec la pression radiale mais aussi avec la surface sur laquelle cette pression est appliquée. Une valeur de refoulement en piédroit $0.5D$ derrière le front similaire à celle mesurée expérimentalement est obtenue numériquement avec le triplet de paramètres suivant : $P_{r_max}=60\text{kPa}$, $P_{r_min}=2\text{kPa}$ et $L_{Prad}=5\text{cm}$. La procédure de modélisation P3 avec ce lot de paramètres minimise cependant le refoulement au passage du front de taille et maximise le refoulement radial à l'arrière du front (amplitude de la convergence après passage du front trop faible).

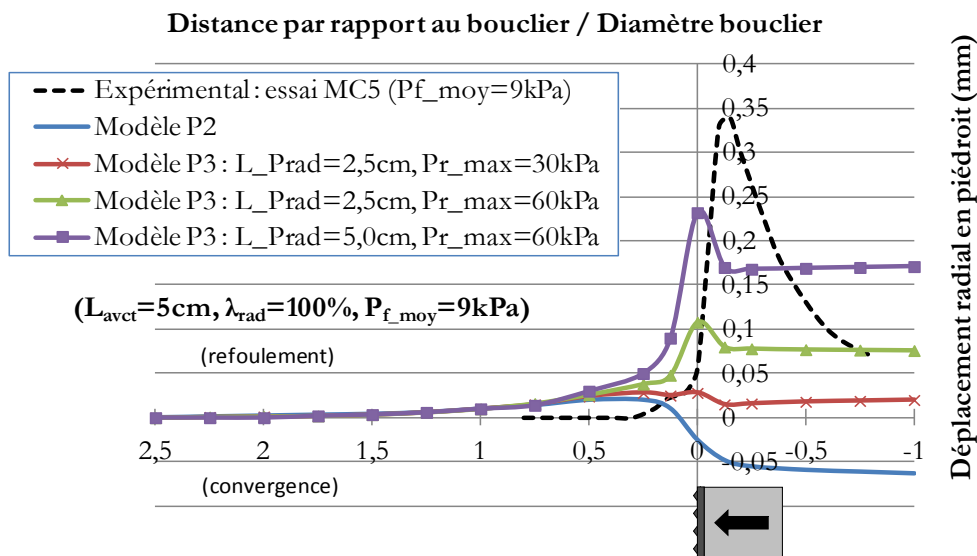


Figure 4-64 : Courbes maîtresses des déplacements radiaux à $0.1D$ du piédroit issus de la procédure de modélisation P3 (déconfinement radial + compression radiale + pression frontale).

La procédure de modélisation P3 entraîne par ailleurs une augmentation des déplacements verticaux en clé au passage du bouclier ainsi qu'à l'arrière de celui-ci (Figure 4-65). Cette augmentation vaut 30% lorsque $L_{Prad}=2.5\text{cm}$ et 60% lorsque $L_{Prad}=5\text{cm}$ par rapport au modèle P2 (sans pression radiale). Cette accentuation est liée à l'augmentation de la longueur déconfinée en clé par rapport au modèle P2 puisque la pression radiale imposée en clé (2kPa) est inférieure au poids des terres (7.4kPa), la zone déconfinée en clé est donc de longueur $L_{avct}+L_{Prad}$ (notations de la Figure 4-63). Insistons sur le fait que cette faible pression en clé (2kPa) suffise au système pour rester « à l'équilibre », assertion vérifiée grâce à un calcul avec un ratio plus petit (5.10^{-6}).

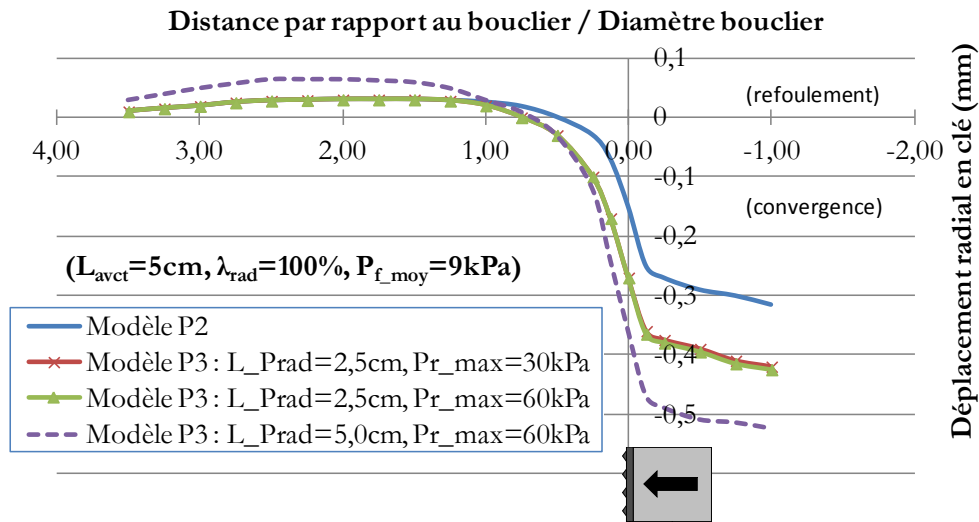


Figure 4-65 : Courbes maîtresses des déplacements radiaux 0.1D au dessus de la clé issus de la procédure de modélisation P3 (déconfinement radial + compression radiale + pression frontale).

4.4.3 Influence de la pression radiale sur les tassements de surface

La tendance observée verticalement en clé est retrouvée en surface dans la direction longitudinale : l'accroissement des déplacements verticaux en clé entraîne une augmentation de l'amplitude des tassements de surface (Figure 4-66). Ils atteignent 0.40mm à 0.1D derrière le front contre 0.25mm avec la procédure de modélisation P2. Ils restent néanmoins toujours 6 fois plus faibles que les tassements observés expérimentalement lors de l'essai MC5 pour une pression frontale identique (9kPa). Le profil des tassements de surface dans l'axe reste néanmoins en bonne adéquation avec les observations expérimentales (non représenté ici mais visibles en Figure 4-40(a)). En effet, tous deux peuvent être approximés par une gaussienne cumulée (détaillée au paragraphe 4.1.4 du chapitre 2) dont le paramètre α vaut 0.0D et le paramètre I_x est compris entre 0.5D et 0.6D (Figure 4-66).

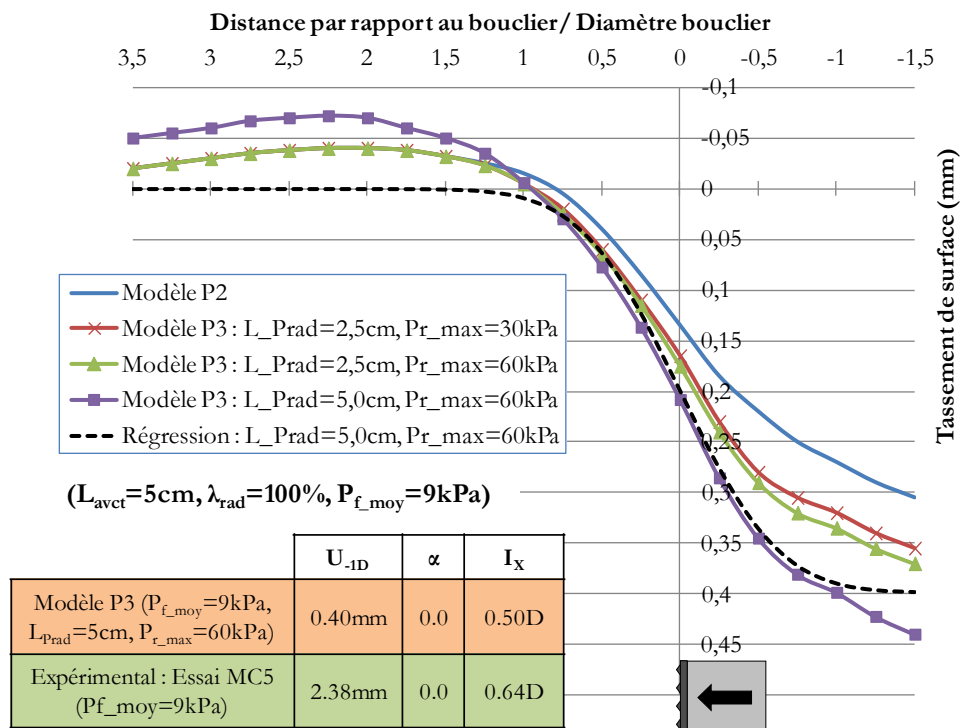


Figure 4-66 : Courbes maîtresses des tassements de surface dans l'axe (direction longitudinale) issus de la procédure de modélisation P3 (déconfinement radial + compression radiale + pression frontale).

L'augmentation des tassements en surface avec la procédure P3 (liée à l'augmentation de longueur de la zone déconfinée), observée dans l'axe du tunnelier, est également visible dans toute la largeur du modèle (Figure 4-67). On rappelle à nouveau que les tassements de surface à plus de 0.8D de l'axe sont influencés par le bord latéral du modèle. Cet effet de bord est vraisemblablement en grande partie responsable de la médiocre adéquation des profils obtenus numériquement avec les résultats expérimentaux présentés en Figure 2-45 (I_y de l'ordre de 0.9D numériquement contre 0.6D expérimentalement).

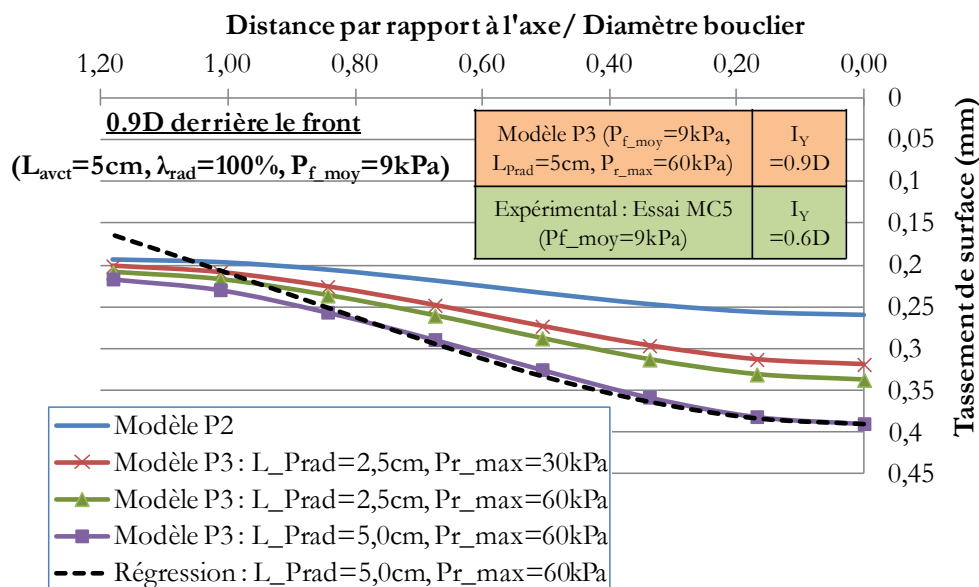


Figure 4-67 : Cuvettes de tassements de surface transversalement à l'axe du tunnelier issues de la procédure de modélisation P3 (déconfinement radial + compression radiale + pression frontale).

4.4.4 Influence de la pression radiale sur les effets de voûte

La Figure 4-68 fait la synthèse des profils de contrainte verticale 0.2D au dessus de la clé du tunnelier issus des modélisations numériques avec les procédés P2 (déconfinement radial + pression frontale de 9kPa en moyenne) et P3 (idem mais avec en plus un anneau juste derrière le front sur lequel est imposé une compression radiale) et les compare avec les résultats expérimentaux.

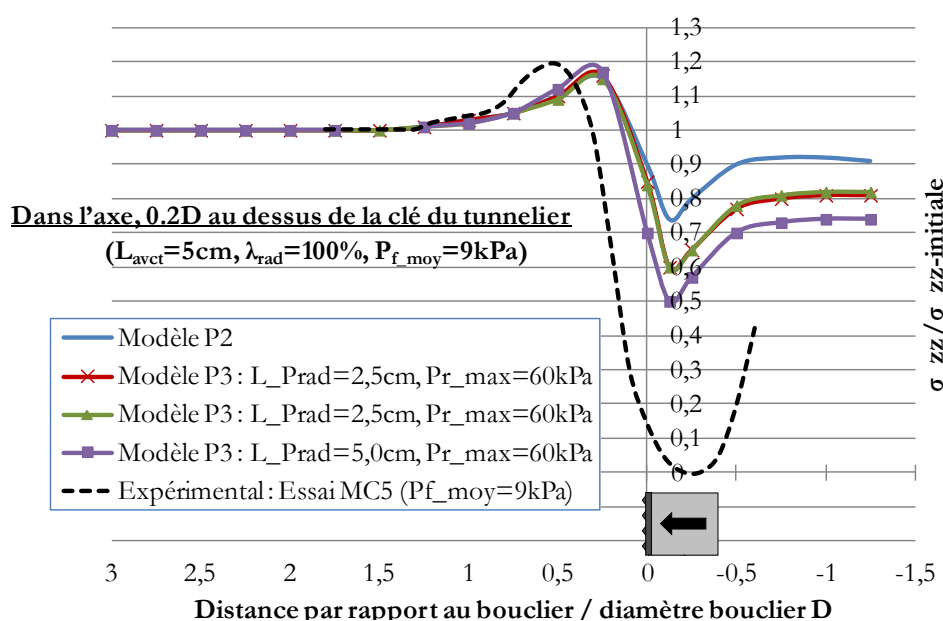


Figure 4-68 : Courbes maîtresses d'évolution de la contrainte verticale dans l'axe du tunnelier, 0.2D au dessus de la clé, issues de la procédure de modélisation P3 (déconfinement radial + compression radiale + pression frontale).

On observe tout d'abord que les profils de contrainte dans ce plan générés numériquement sont très similaires aux observations expérimentales : augmentation de la contrainte verticale à partir de $1.2D$ à l'avant, diminution à partir de 0.2 à $0.5D$ à l'avant, atteinte d'un minimum de contrainte verticale $0.2D$ à l'arrière du front (la contrainte verticale étant alors largement inférieure au poids des terres), et réaugmentation au-delà.

Par ailleurs, l'amplitude du report de contrainte à l'avant (de l'ordre de 20%) est identique numériquement qu'expérimentalement dans les conditions étudiées (pression frontale moyenne de 9kPa).

L'allègement maximum constaté (valant 100% expérimentalement) reste néanmoins deux fois trop faible numériquement. Notons tout de même que la procédure de modélisation P3, augmentant la longueur de la zone déconfinée en clé, améliore la modélisation en étendant cet allègement à 50% lorsque $L_{\text{Prad}}=5\text{cm}$.

4.5 Conclusion de la partie « modélisation du processus de creusement en régime idéal »

La quatrième et dernière partie de ce quatrième chapitre de thèse a été consacrée à la modélisation numérique du processus de creusement en régime idéal en vue d'une évaluation précise des tassements de surface, des déplacements générés autour de la section courante du tunnel, des efforts exercés sur le revêtement ainsi que des efforts à appliquer par la machine elle-même au cours du creusement. On rappelle que ce type de modélisation n'est pas abouti à ce jour dans la littérature pour trois raisons majeures : la complexité du processus de creusement, celle du comportement du sol, et le manque de données expérimentales pour valider les modèles produits. La large campagne expérimentale effectuée sur modèle réduit, dont la pertinence a pu être en partie validée à partir de données de chantier, minimise ses difficultés grâce à des sols et des conditions de creusement idéalisées, ainsi que grâce à la large instrumentation du massif excavé. C'est pourquoi les résultats expérimentaux ont été utilisés comme outil de développement et de validation des modèles numériques exécutés.

Ces modèles ont été réalisés sur le progiciel Flac3D®. Ils ont mis en œuvre un maillage tridimensionnel source d'une faible erreur sur les résultats. L'étude réalisée a en effet montré que des éléments de longueur $D/20$ dans la direction longitudinale étaient nécessaires, soit une longueur 4 à 6 fois plus faible que celle utilisée par d'autres auteurs dans la bibliographie (Cf. Tableau 1-2). Un modèle de comportement de sol élastoplastique de Mohr Coulomb a été maintenu tout au long de l'étude avec un module d'Young initial fonction de la contrainte moyenne, une cohésion de 0.5kPa (pour confrontation avec les essais MC5 et MC8) et une dilatance réelle ($\psi < \varphi$).

Trois procédures de modélisation numérique du processus de creusement basées sur les observations faites au cours des essais sur modèle réduit ont par ailleurs été développées pour permettre la reproduction des champs de déplacements et contraintes observés expérimentalement dans le terrain. La première (P1) consiste en le déconfinement d'un anneau juste derrière le front de taille, toute la zone de sol précédemment excavée étant bloquée radialement, et le front de taille bloqué horizontalement. Ce déconfinement modélise le cisaillement le long de la jupe sur modèle réduit ainsi que la surcoupe ou la conicité du bouclier sur les tunneliers réels. La faible longueur de la zone déconfinée est justifiée par le fait qu'à grandes déformations, les sols aient tendance à avoir une déformation volumique constante. Différentes amplitudes de déconfinement et longueurs de la zone déconfinée ont été étudiées. Dans la seconde (P2), le front n'est plus bloqué horizontalement et une pression frontale décroissante dans la hauteur de la chambre d'abattage est appliquée. Une valeur moyenne de 9 ou 23kPa, avec un gradient correspondant au poids des terres, est imposée de manière à correspondre aux essais sur modèle réduit. Enfin, un anneau compressé radialement est intercalé entre le front de taille et la zone déconfinée pour modéliser l'effet compressif de la roue de coupe constaté expérimentalement (P3). Cette pression est imposée largement supérieure en radier (30 à 60kPa) qu'en clé (2kPa). Deux longueurs d'application de cette pression sont testées : $D/20$ et $D/10$.

Dans ces conditions, le Tableau 4-6 quantifie les capacités des trois procédures précédemment citées à reproduire les amplitudes et profils de tassements en surface dans les directions longitudinales et transversales, de déplacement

radial en piédroit et clé, et de contrainte verticale 0.2D au dessus de la clé. Ces capacités sont évaluées qualitativement, prenant en compte un ajustement réaliste des différents paramètres d'ajustement (amplitudes du déconfinement, de la longueur déconfinée, de la compression radiale et de la longueur comprimée).

On y voit que la procédure P1 (pur déconfinement radial) permet de reproduire fidèlement les profils de déplacement en surface, en clé et les profils de contrainte verticale au dessus de la clé. Les déplacements radiaux en piédroit générés sont cependant erronés ainsi que l'amplitude générale des déplacements en surface et autour de la machine qui restent largement minimisés.

Le procédé P2 (ajout de la pression frontale) améliore la pertinence de la modélisation en modélisant plus fidèlement le comportement au front de taille et en rendant plus réaliste l'amplitude des déplacements en surface, autour de la section courante et l'amplitude des effets de voûte autour de la machine. Soulignons que dans le cas d'une pression frontale raisonnable (9kPa, soit $2.5.\sigma_{h0}$), le bord frontal du modèle, situé à 2D au minimum, a une faible influence sur les résultats. Le bord latéral du modèle, situé à 0.7D du piédroit du tunnel, a par contre une influence non négligeable, notamment sur les cuvettes transverses de tassements en surface.

Enfin, le procédé P3 (ajout de l'effet compressif de la roue de coupe) permet une modélisation beaucoup plus fidèle des déplacements en piédroit de tunnel, et améliore par suite la modélisation des tassements de surface, des déplacements verticaux en clé, et des contraintes verticales dans l'axe au dessus de la clé.

Tableau 4-6 : Capacités des trois procédures de modélisation du creusement pressurisé des tunnels développées à reproduire les principaux traits de la phénoménologie exhibée sur modèle réduit.

	P1 = déconfinement radial	P2 = P1 + pression frontale	P3 = P2 + compression radiale
Profil déplacement surface direction longitudinale			
Profil déplacement surface direction transversale			
Amplitude déplacement de surface			
Comportement du front de taille			
Profil déplacement radial en piédroit			
Amplitude déplacement radial en piédroit			
Profil déplacement radial en clé			
Profil contrainte verticale direction longitudinale 0.2D au dessus de la clé.			
Amplitude contrainte verticale direction longitudinale 0.2D au dessus de la clé			



Conclusion générale

Cette thèse a été consacrée au creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles. Elle a été réalisée au Département Génie Civil et Bâtiment (DGCB) de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE) et menée en collaboration avec le pôle Géotechnique du Centre d'Etude des Tunnels (CETu). Ses objectifs sont l'amélioration de la compréhension de la phénoménologie propre au creusement pressurisé des tunnels et le développement d'outils d'aide au dimensionnement et au pilotage des tunneliers. Plus particulièrement, cette thèse s'inscrit dans une démarche tripartite de modélisation du problème associant des expérimentations sur un modèle réduit de tunnelier à pression de terre (échelle 1/4 à 1/20), original sur le plan international, l'analyse de données de chantier, et le développement de modèles théoriques (analytiques et numériques) du problème (Cf. Figure 0-3). Elle fait suite aux phases de conception ayant conduit à la réalisation du modèle réduit en 1998, et à plusieurs campagnes expérimentales sur modèle réduit en massifs de sols homogènes purement frottants et cohérents frottants, en particulier menées dans le cadre du projet national Eupalinos (Branque & Boutin, 2002) et de la thèse de Doan (2007).

La structuration en quatre chapitres de ce mémoire est en accord avec cette démarche globale : après un premier chapitre bibliographique, la réalisation et l'analyse d'essais sur modèle réduit, leur validation par des données de chantier et la modélisation théorique du problème (à partir des observations effectuées sur modèle réduit) ont été successivement présentés. Les résultats obtenus au cours de ces différentes étapes de recherche ont été synthétisés dans des conclusions partielles à la fin de chaque chapitre et ne sont donc pas détaillés à nouveau dans cette conclusion générale. Rappelons-en simplement les grands axes.

- 1) L'état de l'art effectué consacré à la modélisation physique et théorique du creusement pressurisé des tunnels (Chapitre 1) a montré que :
 - Le modèle réduit de l'ENTPE semble le dispositif expérimental permettant actuellement la modélisation la plus fidèle du processus de creusement au tunnelier à pression de terre, et par conséquent un outil particulièrement pertinent dans l'étude de l'interaction sol-machine. Le soin porté au choix du matériau modèle utilisé sur ce modèle réduit (Doan, 2007) afin qu'il respecte les lois de similitude est un autre argument en faveur de l'intérêt de ce modèle physique.
 - Plusieurs questions n'ont été que partiellement traitées expérimentalement jusqu'à présent sur les plans du comportement du terrain au cours du creusement (déplacements de surface, effets de voûte...), l'identification de paramètres de contrôle fiables du régime de creusement entretenu, l'étude de la stabilité du front de taille et l'extension de toutes ces analyses au cas des massifs stratifiés, configuration fréquemment rencontrée sur chantier.
 - Les modèles analytiques existants pour évaluer la stabilité du front de taille sont limités à des terrains homogènes, et n'ont été que partiellement validés expérimentalement, qui plus est à l'aide dispositifs ne reproduisant pas fidèlement le creusement au bouclier pressurisé.
 - Les modèles numériques existants du processus de creusement pressurisé des tunnels (régime d'équilibre) ne modélisent que partiellement la phénoménologie réelle et souffrent dans certains cas d'un manque de données expérimentales pour les valider.

- 2) La large campagne expérimentale effectuée sur le modèle réduit de l'ENTPE (synthèse de tous les essais réalisés sur le modèle réduit depuis sa conception, et réalisation de huit nouveaux essais de creusement dont trois en massifs stratifiés bicouches et tricouches) a permis de :
 - Avoir une bonne compréhension de la phénoménologie et des mécanismes mis en jeu dans le cadre du creusement à pression de terre tant en massifs homogènes que stratifiés : en particulier quantifier les influences de la pression frontale et de la nature du massif (cohésion, stratification) sur les déplacements de surface, les champs de contrainte et de déplacements autour d'une section courante

et au front de taille, ainsi que sur les effets de voûte autour de la machine en creusement en régime d'équilibre.

- Apporter des éléments concrets dans le cadre de l'aide au pilotage et au dimensionnement de la machine : identifier les parts du couple exercé sur la roue de coupe nécessaires à l'abattage et au brassage du matériau. Autre résultat fort issu de l'analyse des grandeurs-machine : la roue de coupe exerce un rôle de soutènement mécanique du front de taille dont l'ampleur est directement égale au pourcentage de ses parties fermées, d'où une erreur importante sur la pression frontale appliquée lorsqu'on raisonne à partir de la pression moyenne dans la chambre d'abattage.
- Fournir dans le cas de l'étude de la stabilité du front de taille, les pressions limites et cinématiques de rupture par effondrement ou refoulement du front pour différentes configurations de massifs homogènes ou stratifiés.
- Rappelons par ailleurs qu'une large étude consacrée à l'influence de divers paramètres caractéristiques du sol sur la réponse des capteurs de contrainte noyés dans le massif a également été effectuée, ainsi qu'une évaluation précise de l'état de contrainte initial dans le massif reconstitué, ceci afin de garantir la validité des analyses effectuées.

3) Les résultats obtenus sur modèle réduit ont ensuite été confrontés à des données de chantier (creusement d'un collecteur d'eau en Colombie et prolongement de la ligne 12 du métro parisien) montrant ainsi que :

- Rapport d'échelle effectué, les conditions de pilotage imposées sur modèle réduit sont réalistes (en termes de vitesses d'avancement, pressions frontales...). De plus, à conditions identiques (même couverture, terrains de mêmes caractéristiques mécaniques, même conditions de pilotage...), les paramètres de contrôle du régime de creusement entrepris (couple sur la roue, effort de poussée, ...) sont d'ordres de grandeurs similaires sur modèle réduit que sur chantier, preuve de l'absence d'effet d'échelle dans ce domaine.
- Un certain nombre de corrélations entre grandeurs-machine issues de nos essais sur modèle réduit ont été confirmées sur chantier et, a fortiori, aucune n'a été mise en défaut.
- Les profils de déplacements longitudinaux et transversaux observés en surface de massif sur modèle réduit jusqu'à un diamètre à l'arrière de la roue de coupe sont en bon accord avec ceux mesurés sur chantier, preuve de la capacité du modèle réduit à modéliser de façon fidèle les phases d'excavation et de soutènement immédiat. Ce résultat justifie ainsi l'intérêt du modèle réduit dans l'aide à la compréhension de la phénoménologie et au développement d'un outil d'aide au dimensionnement.

4) Enfin, le dernier chapitre de ce mémoire a été consacré à la modélisation théorique du problème. Deux aspects ont été considérés : l'analyse de la stabilité du front d'une part, et les approches en déplacement d'autre part. Concernant l'analyse de la stabilité du front de taille, la confrontation des modèles analytiques et numériques existants ou réalisés pendant cette thèse aux résultats expérimentaux obtenus sur modèle réduit ont montré que :

- Dans le cadre de la rupture par effondrement du front de taille en massif homogène cohérent frottant, les modèles théoriques actuels permettent une bonne prédiction des pressions limites et cinématiques de rupture du front. Ces modèles ne sont par contre pas en mesure de modéliser fidèlement la cinématique de rupture par effondrement réelle en massif purement frottant dans le cas du creusement au tunnelier à pression de terre (cheminée d'écoulement prenant naissance en clé du tunnelier). Des conditions aux limites adaptées (déconfinement de la calotte uniquement) associées à la formulation pseudo-dynamique de Flac3D® ont permis de s'en rapprocher.
- Les modèles analytiques actuels (calcul à la rupture) sont peu adaptés à la rupture par refoulement du front de taille dans la mesure où des désordres importants pourront intervenir en surface pour des pressions frontales 4 à 50 fois plus faibles que les prédictions analytiques.
- Un nouveau modèle analytique adapté au cas de fronts cohérents-frottants bicouches (où la couche supérieure est de caractéristiques mécaniques plus faibles que la couche inférieure) a aussi été proposé.
- Rappelons que les calculs numériques effectués dans le cadre de cette partie ont également montré que l'utilisation d'un module de rigidité constant ne permet pas d'évaluer correctement les pertes de

volume au front de taille et en surface. Un module initial (à déformation nulle) fonction de la contrainte moyenne, considéré dans nos travaux, permet d'améliorer les résultats mais la prise en compte d'une élasticité non linéaire serait souhaitable. Rappelons également qu'une dilataance réaliste (lois non associées) doit être mise en œuvre dans les approches en déplacement.

Concernant les approches en déplacement, une procédure de modélisation numérique du processus de creusement pressurisé en régime d'équilibre, basée sur les observations expérimentales, a par ailleurs été développée par étapes successives pour permettre la reproduction des champs de déplacements et contraintes observés expérimentalement sur le modèle réduit. On a ainsi montré que :

- Le déconfinement radial d'un simple anneau situé juste derrière le front de taille permet de reproduire fidèlement les profils de déplacements en surface, en clé et les profils de contrainte verticale au dessus de la clé, mais pas les déplacements radiaux en piédroits. L'amplitude générale des déplacements reste également largement trop faible avec cette procédure.
- L'ajout de la pression frontale au modèle améliore la pertinence de la modélisation en modélisant plus fidèlement le comportement au front de taille et en accentuant l'amplitude des déplacements en surface et autour d'une section courante du tunnel.
- Enfin, la prise en compte de l'effet compressif de la roue de coupe permet une modélisation plus fidèle des déplacements en piédroit de tunnel, et améliore par suite la modélisation des tassements en surface, des déplacements verticaux en clé, et des contraintes verticales dans l'axe au dessus de la clé.

Ces travaux ont donné lieu à deux publications pour revue internationale (Berthoz et al, 2012a, 2012b), trois communications en conférence internationale à comité de lecture (Subrin et al, 2009 ; Berthoz et al, 2011a, 2011b) et trois communications en conférence nationale (Berthoz et al, 2010a, 2010b, 2011c).

Les perspectives à donner à ce travail sont multiples. En poursuite directe de ces travaux de thèse, l'essentiel des recherches doit à présent être fondé sur l'analyse de données de chantier.

- En particulier, la phase de validation des résultats obtenus sur modèle réduit doit être complétée afin de lever certaines incertitudes soulevées dans ce mémoire (influence du sens de rotation de la roue de coupe par exemple), de confirmer certaines relations entre grandeurs machine, et d'avoir davantage d'éléments de validation de la cinématique du terrain au cours du creusement en régime d'équilibre.
- Les grands principes de modélisation numérique du processus de creusement en régime d'équilibre exhibés dans le cadre de cette thèse doivent ensuite être appliqués à quelques chantiers modèles afin de produire et valider l'outil de dimensionnement souhaité.
- L'analyse de données de chantier semble également la voie à privilégier pour étendre la modélisation numérique à la totalité du processus de creusement (modélisation du vide annulaire et de son bourrage, i.e. modélisation correcte de la phénoménologie à plus d'un diamètre à l'arrière de la roue de coupe).

L'analyse de l'influence du creusement au tunnelier sur le comportement du bâti, de ses fondations profondes ou superficielles, et de réseaux enterrés existants semble ensuite une perspective très intéressante. A nouveau, la modélisation physique sur modèle réduit pourra être source de compréhension des phénomènes et d'élaboration d'une base de données nécessaire à l'amélioration des modèles analytiques et numériques développés en terrain vierge.

A plus long terme, les analyses pourront être étendues au cas du creusement pressurisé de tunnels dans des aquifères : prise en compte des pressions hydrostatiques et phénomènes de désaturation du front lors des interventions hyperbares. Trois raisons le justifient : l'important nombre de projet réalisés sous la nappe phréatique (puisque les notions de terrains meubles et d'aquifères sont généralement concomitantes), l'important rôle déstabilisateur de l'eau, et la multiplication des risques matériels et humains (noyage du tunnelier, modification du régime hydraulique autour du tunnel source de déplacements dans le terrain, ...). Les recherches pourront à

nouveau se fonder sur des modélisations physiques sur le modèle réduit de l'ENTPE moyennant la mise en étanchéité du caisson et du tunnelier.

Références bibliographiques

- Adachi T., Kimura M., Kishida K. (2003).** *Experimental study on the distribution of earth pressure and surface settlement through three-dimensional trapdoor tests.* Tunnelling and Underground Space Technology, vol 18, pp. 171-183.
- AFTES (1995).** *Tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain.* Revue Tunnels et Ouvrages Souterrains, vol. 132, pp. 373-395.
- AFTES, (2000).** *Choix des techniques d'excavation mécanisée.* Recommandations, Revue TOS, N°157, pp. 7-31. Atkinson et al (1975)
- AFTES (2002).** *La méthode convergence-confinement.* Revue Tunnels et Ouvrages Souterrains, vol. 170, pp. 79-89.
- Al Mahmoud M. (1997).** *Etude en laboratoire du comportement des sables sous faibles contraintes.* Thèse de doctorat de l'Ecole Centrale de Lille.
- Anagnostou G., Kovari K. (1994).** *The face stability of slurry shield-driven tunnels.* Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 9, n°2, pp. 165-174.
- Askegaard V. (1961).** *Measurement of pressure between a rigid wall and a compressible medium by means of pressure cells.* Acta Polytechnica Scandinavica, vol. 11, Copenhagen.
- Askegaard V. (1981).** *Design and application of stress and strain cells with small measuring errors.* NDT International, vol. 14, n°5, pp. 271-277.
- Atkinson J.H., Potts D.M. (1977).** *Subsidence above shallow tunnel in soft ground.* Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE GT4, pp. 307-325.
- Attewell P.B., Woodman J.P. (1982).** *Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunneling in soil,* Ground Engrg, London, vol. 15, n°8, pp. 13-22.
- Atwa M. (1996).** *Calcul des tassements de consolidation engendrés par le creusement de tunnels dans des argiles.* Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 475p.
- Behringer R.P., Howell D., Kondic L., Tennakoon S., Veje C. (1999).** *Predictability and granular materials,* Physica D, vol. 133, pp. 1-17.
- Berrardi R., Cabella E., Passalacqua R. (1994).** *About the stress-state measurements in soil model stress-state measurements in soil models,* Proceedings of the 13th ICSMFE, New Delhi, India, pp. 429-432.
- Berthoz N., Branque D., Wong H., Subrin D. (2010a).** *Evolution des champs de contraintes et déplacements autour d'un tunnelier à front pressurisé,* Actes des Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Grenoble, France, pp. 779-786.
- Berthoz N., Branque D., Wong H., Subrin D. (2010b).** *Stabilité frontale des tunnels creusés au bouclier à front pressurisé : Approches expérimentales et théoriques,* Actes de CIGOS, Paris, France.
- Berthoz N., Branque D., Wong H., Génèreux G., Subrin D., Humbert E. (2011a).** *Tunneling of stratified soft ground: experimental study on 1g reduced scale model,* Proceedings of the 7th international symposium on geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Roma, Italy.
- Berthoz N., Branque D., Wong H., Subrin D., Humbert E., (2011b).** *Le creusement de tunnels en massifs stratifiés : étude expérimentale sur modèle réduit non centrifugé.* Actes du Congrès international de l'AFTES, Lyon, France.
- Berthoz N., Branque D., Wong H., Subrin D., (2011c).** *Evolution des champs de contraintes et déplacements autour d'un tunnelier à front pressurisé,* Actes des Rencontres Interdisciplinaires Doctorales de l'Aménagement Durable, Vaulx-en-Velin, France.
- Berthoz N., Branque D., Subrin D., Wong H., Humbert E. (2012a).** *Face failure in homogeneous and stratified soft ground: theoretical and experimental approaches on 1g EPBS reduced scale model.* Tunneling and Underground Space Technology (under review).
- Berthoz N., Branque D., Wong H., Subrin D., Humbert E. (2012b).** *Stress measure in partially saturated soils and its application to physical modelling.* European Journal of Environmental and Civil Engineering (under review)

- Bezuijen A., Nagel F., Meschke G. (2011).** *Flow around a TBM: A comparison of analytical and numerical models.* Proceedings of the 7th international symposium on geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Roma, Italy.
- Blom C.B.M., Van der Horst E.J., Jovanovic P.S. (1999).** *Three-dimensional Structural Analysis of the Shield-Driven "Green Heart" Tunnel of the High-Speed Line South.* Tunneling and Underground Space Technology, vol. 14, n°2, pp. 217-224.
- Boulebnane A. (1996).** *Contraintes totales dans les sols : étude sur modèle en macrogravité et en semi-grandeur,* thèse de doctorat soutenue à l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France.
- Boyer C. (2011).** *Stabilité frontale des tunnels en milieu de type bicouche – Mécanisme de rupture 3D en forme de corne à fond plat.* Travail de fin d'étude de l'ENTPE, Vaulx en Velin.
- Branque D., Subrin D., Boutin C. (2002).** *Etude sur modèle réduit du creusement des tunnels par la méthode du bouclier à pression de terre.* Proceedings of the 3rd International Symposium on Underground Construction in soft ground, International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Toulouse, France.
- Branque D., Boutin C. (2002).** *Contrôle du confinement à pression de terre – Etude sur modèle réduit de laboratoire : essai de creusement sur massif de sol à faible cohésion,* Projet National EUPALINOS 2000, rapport de synthèse, N°64-2001-B1.
- Branque D., Doan V.H., Boutin C. (2007).** *Urban tunnelling in soft ground: experimental study on 1g-earth pressure balanced shield model.* Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, Spain, Vol 2, pp. 937-942, Ed. Millpress.
- Branque D., Gomes Correia A., Biarez J. (1997).** *Utilisation d'un modèle élasto-plastique simple dans l'interprétation de l'essai pressiométrique sur sable,* Rapport de synthèse Contrat Capital Humain Mobilité.
- Broere W. (2001).** *Tunnel face stability and new CPT applications.* Ph.D. Thesis, Delft university of Technology, Delft University Press, The Netherlands.
- Brown S.F. (1977).** *State-of-the-Art Report on Field Instrumentation for Pavement Experiments,* Transportation Research, Rec. n°640, pp. 13-28.
- Bucky B.P. (1931).** *The Use of Models for the Study of Mining Problems.* Technical Publication. American Institute of Mining Engineers, pp. 425-X.
- Burlon S. (2007).** *Modélisation numérique des mouvements du sol induits par des excavations et des injections de compensation.* Thèse de doctorat de l'université des sciences et technologies de Lille, 200p.
- Caporaletti P., Burghignoli A., Scarpelli G., Taylor R.N. (2008).** *Assessment of tunnel stability in layered ground.* Proceedings of the 6th symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Shanghai, China, pp. 488-493.
- Caquot A., Kerisel J. (1966).** *Traité de mécanique des sols,* Gauthier-Villard, Paris, 4^{ème} édition, pp. 223-226.
- Casarin C., Mair R.J. (1981).** *The assessment of tunnel stability in clay by model tests.* Proceedings of Soft Grounds Tunneling – Failures and Displacements, Lima, Pérou, Balkema, pp.33-44.
- Chambon P. (1990).** *Etudes sur modèles réduits centrifugés ; application aux tunnels à faible profondeur en terrain meuble pulvérulent.* Thèse de doctorat de l'Université de Nantes.
- Chambon P., Corté J.F. (1989).** *Stabilité du front de taille d'un tunnel faiblement enterré: modélisation en centrifugeuse.* Proceedings of the Int. Conf. Tunnelling and Microtunnelling in Soft Ground: from field to theory, Paris, pp. 307-315, presses ENPC.
- Chambon P., Corté J.F. (1990).** *Stabilité du front de taille d'un tunnel dans un milieu frottant : approche cinématique en calcul à la rupture,* Revue Française de Géotechnique, vol. 51, pp. 51-59.
- Chambon P., Corté J.F. (1991).** *Etude sur modèles réduits centrifugés : application aux tunnels à faible profondeur en terrain meuble pulvérulent.* Collection études et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, série Géotechnique, GT 48.
- Chapman D.N., Ahn S.K., Hunt D.V.L., Chan H.C. (2006).** *The use of model tests to investigate the grounds displacement associated with multiple tunnel construction in soil.* Tunnels & Tunneling, Vol. 21, n°3, pp. 413-433.
- Chen R.P., Tang L.J., Ling D.S., Chen Y.M. (2011).** *Face stability analysis of shallow shield tunnels in dry sandy ground using the discrete element method.* Computer and Geotechnics. vol. 38. pp. 187-195.
- Chow L. (1994).** *The prediction of surface settlements due to tunnelling in soft ground.* PhD Thesis, Brasenose College, University of Oxford, 129p.

- Claudin P. (1999).** *La physique des tas de sable – Description phénoménologique de la propagation des contraintes dans les matériaux granulaires*, thèse de doctorat de l'université de Paris-Sud, U.F.R. scientifique d'Orsay, France.
- Clayton C.R.I., Bica A.V.D (1993).** *The design of diaphragm-type boundary total stress cells*, Geotechnique, vol. 43, n°4, pp. 523-535.
- Clough G.W., Leca E. (1993).** *EPB shield tunneling in mixed face conditions*. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 119, n°10. pp. 1640-1656.
- Clough G.W, Sweeney B.P., Finno R.J. (1983).** *Mesured soil response to EPB shield tunneling*, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 109, n°2, pp. 131-149.
- Combes A.L. (1998).** *Comportement du sable d'Hostun S28 au triaxial axisymétrique – Comparaison avec le sable d'Hostun RF*, Maîtrise de Physique et Applications, Université Joseph Fourier, Grenoble, France.
- Corbetta F. (1990).** *Nouvelles méthodes d'étude des tunnels profonds – calculs analytiques et numériques*. Thèse de doctorat de l'école Supérieure des Mines de Paris, 188p.
- Cundall P., Billiaux D. (1993).** *Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens*. Revue Française de géotechnique, n°63, pp. 9-21.
- Davis E.H., Gunn M.J., Mair R.J., Seneviratne H.N. (1980).** *The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material*. Geotechnique. Vol. 30, n°4. pp. 397-416.
- Demagh R., Emeriault F., Benmebarek S. (2008).** *Analyse numérique 3D de la stabilité du front de taille d'un tunnel à faible couverture en milieu frottant*. Revue Française de géotechnique, n°123. pp. 27-35
- Dhatt G., Touzot G. (1981).** *Une présentation de la méthode des éléments finis*, Maloine S.A., Paris, deuxième édition.
- Dimmock P.S. (2003).** *Tunnelling induced ground and building movements on the Jubilee Line Extension*, PhD Thesis, University of Cambridge.
- Doan H.V. (2007).** *Creusement des tunnels en terrain meuble : étude expérimentale sur modèle réduit de tunnelier à pression de terre en sol cohérent frottant*, thèse de doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France.
- Drescher A., Detournay E. (1993).** *Limit load in translational failure mechanisms for associative and non-associative materials*. Géotechnique, vol. 43, n°3, pp. 443-456.
- Duca V. (2001).** *Contribution à la mesure des efforts appliqués par les solos sur les ouvrages*, thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France.
- Dudouit F., Burger W. (2010).** *Hallandsås Tunnels Project – A technical challenge*. Revue Tunnels et Espaces Souterrains, vol. 220, pp. 283-305.
- Dunnicliff J. (1988).** *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*, John Wiley & Sons, Inc., pp. 165-184.
- Ferregotto M. (2007).** *Creusement de tunnels en terrain purement frottant : analyse à partir d'un essai sur modèle réduit de tunnelier à pression de terre et de sa modélisation tridimensionnelle par éléments finis*, master recherche en Génie Civil de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France.
- Finno R.J., Tu X. (2006).** *Selected topics in numerical simulation of supported excavations*, Proceedings of the international conference on Numerical modeling of construction processes in geotechnical engineering for urban environment, Bochum, Germany, ed. Triantafyllidis, pp. 3-19.
- Funatsu T., Hoshino T., Sawae H., Shimizu N. (2008).** *Numerical analysis to better understand the mechanism of the effects of ground supports and reinforcement on the stability of tunnels using the distinct element method*. Tunnel Underground Space Technology, Vol. 23, n°5, pp. 561-573.
- Garnier J. (2001).** *Modèles physiques et géotechniques – I : Evolution des techniques expérimentales et des domaines d'application*. Revue Française de géotechnique, n°97, pp. 3-29.
- Garnier J., Derkx F., Cottineau L.M., Rault G. (1999).** *Etudes géotechniques sur modèles centrifugés. Evolution des matériels et des techniques expérimentales*. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 223, pp. 27-50.
- Gay O. (2000).** *Modélisation physique et numérique de l'action d'un glissement lent sur des fondations d'ouvrage d'art*. Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier de Grenoble.
- Généreux G. (2010).** *Influence de la stratification du massif sur le comportement d'interaction sol-machine dans le cas du creusement au bouclier à pression de terre – Etude sur modèle réduit de laboratoire*, master recherche en Génie Civil de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France.
- Greenwood J.D. (2003).** *Three-dimensional analysis of surface settlement in soft ground tunneling*, Master of Engineering in Civil and Environmental Engineering, University of Minnesota, USA, 90p.
- Guglielmetti V., Grasso P., Mahtab A., Xu, S. (2008).** *Mechanized tunnelling in urban areas-design methodology and construction control*. Taylor and Francis. 507p.

- Hagiwara T., Grant R.J., Calvello M., Taylor R.N. (1999).** *The effect of overlying strata on the distribution of ground movements induced by tunneling in clay.* Soils and Foundations, vol. 39, n°3, pp. 63-73.
- Hanna T. H. (1985).** *Field Instrumentation in Geotechnical Engineering,* Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, 843p.
- Hoefsloot F.J.M., Verweij A. (2005).** *4D grouting pressuremodel PLAXIS.* Proceedings of the 5th symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, pp.61-66.
- Horn M. (1961).** *Horizontal earth pressure on perpendicular tunnel face.* Proceedings of the Hungarian National Conference of the Foundation Engineer Industry, Budapest (Hungary)
- Hvorslev M.J. (1976).** *The changeable interaction between soils and pressure cells ; tests and reviews at the Waterways Experiment Station,* United States Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss (USA), Technical Report S-76-7.
- ITASCA (2009).** *Flac3D® v4.00 User's manual.* Itasca Consulting Group Inc Minneapolis.
- Janbu N. (1963).** *Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests.* Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Weisbaden, Germany, vol. 1, pp.19-25.
- Jancsecz S., Steiner W. (1994).** *Face support for a large mix-shield in heterogeneous ground conditions.* Tunneling, vol. 94, pp. 531-550.
- Jardine R.J., Potts D.M., Fourie A.B., Burland J.B. (1986).** *Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction,* Geotechnique, vol. 36, n°3, pp. 377-396.
- Kallstenius T., Bergau W. (1956).** *Investigation of soil pressure measuring by means of cell,* Proceedings of Royal Swedish Geotechnical Institute, Stockholm, n°12, pp. 5-50.
- Kamata H., Masimo H. (2003).** *Centrifuge model test of tunnel face reinforcement by bolting.* Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 18, n°2, pp. 205-220.
- Karakus M. (2007).** *Appraising the methods accounting for 3D tunnelling effects in 2D plane strain FE analysis.* Tunnelling and Underground Space Technology. Vol. 22, pp. 47-56.
- Karim AM. (2007).** *Three dimensional discrete element modeling of tunneling in sand.* PhD thesis, Alberta University, Canada.
- Kasper T., Meschke G. (2004).** *A 3D finite element simulation model for TBM tunneling in soft ground.* International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 28, pp. 1441-1460.
- Kasper T., Meschke G. (2006a).** *On the influence of face pressure, grouting pressure and TBM design in soft ground tunnelling.* Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 21, pp.160-171.
- Kasper T., Meschke G. (2006b).** *A numerical study of the effect of soil and grout material properties and cover depth in shield tunnelling.* Computers and Geotechnics, vol.33, pp.234-247.
- Kerisel J. (1972).** *Le langage des modèles.* Proceedings of the 5th ECSMFE, Madrid, vol 2, pp. 9-30.
- Konagai K., Johansson. J (2001).** *Two dimensional Lagrangian Particle Finite Difference Method for modeling large soil deformations.* Structural Eng./Earthquake Eng. JSCE, vol. 18, n°2, pp. 105-110.
- Kurosawa S. (1981).** *Earth pressure balanced shield tunneling.* Journal of the Construction Division, ASCE, vol 107, n° CO4, pp. 609.
- Kurosawa, S. (1984).** *Up-to-date state of the art of japanese shield. The Section Criteria of Slurry Shield and Earth Pressure Balanced Shield.* In "Le creusement des tunnels en terrains meubles et aquifères", Edited by Rotterdam: Balkema, pp. 9-13.
- Langhaar H. (1951).** *Dimensional analysis and theory of models.* John Wiley, New York.
- Leca E., Dormieux L. (1990).** *Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material,* Geotechnique, vol. 40, n°4, pp. 581-606.
- Leca E. (2000).** *Etude du comportement des tunnels creusés en terrains meubles.* Presses du LCPC, Etudes et recherches des LPC, Série Géotechnique GT 66, 96p.
- Lee C.J., Wu B.R., Chen H.T., Chiang K.H. (2006).** *Tunnel stability and arching effects during tunneling in soft clayey soil,* Tunneling and Underground Space Technology, vol. 21, n°2, pp. 119-131.
- Lee Y., Yoo C. (2006).** *Behavior of a bored tunnel adjacent to a line of load piles.* Tunneling and underground Space Technology, vol 21, n°3, pp. 370-377.
- Lee Y.L. (1994).** *Prise en compte des non-linéarités de comportement des sols et des roches dans la modélisation du creusement d'un tunnel.* Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 310p.

- Li Y., Emeriault F., Kastner R., Zhang Z.X. (2009).** *Stability analysis of large slurry shield-driven tunnel in soft clay.* Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 24, pp. 472-481.
- Litwiniszyn J. (1956).** *Application of the equation of stochastic processes to mechanics of loose bodies,* In archiwum Mechaniki Stosowanej, vol. 8, pp. 396-411.
- Mair R.J. (1979).** *Centrifugal modelling of tunnel construction in soft clay,* PhD Thesis, Cambridge University.
- Mair R.J. (2008).** *Tunnelling and geotechnics: new horizons.* Géotechnique, vol 58, n°9, pp. 695-736.
- Mair R.J., Taylor, R.N. (1997).** *Bored tunnelling in the urban environment.* Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Balkema, Rotterdam, pp. 2353–2385.
- Mandel J. (1962).** *Essais sur modèle réduits en mécanique des terrain - Etude des conditions de similitude,* Revue d'industrie minérale, n°9, pp. 611-620.
- Marti J., Cundall P.A. (1982).** *Mixed discretization procedure for accurate solution of plasticity problems.* International Journal of Numerical Methods on Engineering., vol. 6, pp. 129-139.
- Matsushita H. (1979).** *Earth pressure balanced shield method – A newly developed tunneling method for loose subaqueous sandy soil.* Proceeding of Rapid Excavation and Tunneling Conference, Atlanta, New York, pp. 521-529.
- Meguid M.A., Saada O., Nunes M.A., Mattar J. (2008).** *Physical modeling of tunnels in soft ground: A review.* Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 23, pp. 185-198.
- Melis M., Medina L., Rodriguez J.M. (2002).** *Prediction and analysis of subsidence induced by shield tunneling in the Madrid Metro extension.* Canadian Geotechnical Journal, vol. 39, pp. 1273-1287.
- Melix P. (1986).** *Modellversuche und Berechnungen zur Standsicherheit oberflächennaher Tunnel.* Karlsruhe: Institut für Bodenmechanik der Universität Fridericiana, n° 103, 154 p.
- Meschke G., Kropik C., Mang H.A. (1996).** *Numerical analysis of tunnel linings by means of a viscoplastic material model for shotcrete.* International Journal for Numerical Method in Engineering, vol. 39, pp. 3145-3162.
- Messerli J., Pimentel E., Anagnostou G. (2010).** *Experimental study into tunnel face collapse in sand.* Proceedings of the 7th International Conference in Physical Modelling in Geotechnics, Zurich, Switzerland.
- Mestat P. (1988).** *César – Manuel Théorique – Fascicule Plas – Elastoplasticité.* Bulletin du LCPC.
- Mestat P., Arafati N. (1998).** *Modélisation par éléments finis du Rideau de palplanches expérimental de Hochstetten.* Bulletin du Laboratoire des Ponts et Chaussées, vol. 216, pp. 19-39.
- Migliazza M., Chiorboli M., Giani G.P. (2009).** *Comparaison of analytical method, 3D finite element model with experimental subsidence measurements resulting from the extension of the Milan underground.* Computers and Geotechnics, vol. 36, pp. 113-124.
- Mokrani L. (1991).** *Simulation physique du comportement des pieux à grande profondeur en chambre de calibration,* thèse de doctorat de l'Institut National Polytechnique de Grenoble, France.
- Möller S.C. (2006).** *Tunnel induced settlements and structural forces in linings.* PhD thesis, Institute of Geotechnical Engineering. University of Stuttgart (Germany), 174p.
- Möller S.C., Vermeer P.A. (2008).** *On numerical simulation of tunnel installation.* Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 23, pp. 461-475.
- Mollon G., Dias D., Soubra A.H. (2010).** *Rotational failure mechanisms for the face stability analysis of tunnels driven by a pressurized shield.* International journal for numerical and analytical methods in geomechanics. ASCE. Vol. 36, n°1, pp. 215-229.
- Mroueh H., Shahrour I. (2008).** *A simplified 3D model for tunnel construction using tunnel boring machines.* Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 23, pp. 38-45.
- Nagel F., Bezuijen A., Stascheit J., Meschke G. (2009).** *Measurements and simulations of Fluid and Ground Pressures around a TBM,* Proceedings of the 2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling, Bochum, Germany, pp. 61-70
- Nakai T., Xu L., Yamazaki H. (1997).** *3D and 2D model tests and numerical analysis of settlements and earth pressures due to tunnel excavation,* Soils and Foundation, vol. 37, n°3, pp. 31-41.
- Nomoto T., Imamura S., Hagiwara T., Kusakabe O., Fujii N. (1999).** *Shield Tunnel Construction in Centrifuge,* Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, vol. 125, n°4, pp. 289-300.
- Oppert J. (1863).** *Expédition scientifique en Mésopotamie exécutée par ordre du gouvernement de 1851 à 1854.* Tome 1, Imprimerie impériale, Paris.
- Paikowsky S.G., Tien H.S., Rolwes L.E. (2010).** *Observing and measuring arching in ideal and natural granular materials.* Proceedings of the 7th International Conference in Physical Modelling in Geotechnics, Zurich, Switzerland.

- Panet M. (1995).** *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*. Presses de l'ENPC. Paris.
- Park S.H., Adachi T., Kimura M., Kishida K. (1999).** *Trap door test using aluminium blocks*. Proceedings of the 29th Symposium of Rock Mechanics. J.S.C.E., pp. 106-111.
- Peck R.B. (1969).** *Deep excavations and tunneling in soft ground*, Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State of the Art Volume, pp. 225-290.
- Pokrovskii G.I., Fyodorov I.S. (1936).** *Studies of soil pressures and soil deformations by means of a centrifuge*. Proceedings of the 1st International Conference ISSMFE (Harvard), vol. 1, pp. 70-80.
- Pokrovskii G.I., Fyodorov I.S. (1975).** *Centrifugal model testing in the construction industry*. Nedra Publishing House, Moscou, English translation by BRE, 173+195 pages.
- Powell D.B., Sigl O., Beveridge J.P. (1997).** *Heathrow-Express – the design and performance of platform tunnels at Terminal 4*. In 'Tunnelling' 97. The Institution of Mining and Metallurgy. London. pp. 565-593.
- Qiu G., Henke S., Grabe J.** *Application of a coupled Eulerian-Lagrangian approach on geomechanical problems involving large deformations*. Computers and Geotechnics, vol 38, pp. 30-39.
- RATP/XELIS/EiffageTP (2010).** *Prolongement de la ligne 12 de la porte de la Chapelle à la Mairie d'Aubervilliers – Stabilité du front et calcul des tassements*. Note de calcul n°10551.
- Richefeu V., El Youssoufi M.S., Azéma E., Radjai F. (2009).** *Force transmission in dry and wet granular media*, Powder Technology, vol 190, pp. 258-263.
- Richefeu V., El Youssoufi M.S., Peyroux R., Radjai F. (2008).** *A model of capillary cohesion for numerical simulations of 3D polydisperse granular media*, International Journal of Analytical Methods in Geomechanics, vol. 32, pp. 1365-1383.
- Rocha M. (1955).** *Conditions de similitude dans l'étude sur modèle de problèmes de mécanique du sol*. Annales ITBTP, 86p.
- Rowe R.K., Lo K.Y., Kack K.J. (1983).** *A method of estimating surface settlement above shallow tunnels constructed in soft ground*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 20, pp. 11-22.
- Rusinek R., Molenda M., Horabik J. (2009).** *Performances of membrane pressure transducers in granular materials of various particle size*, Powder Technology, vol. 190, pp. 410-414.
- Salençon J. (1983).** *Calcul à la rupture et analyse limite*, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 366p.
- Schikora K., Ostermeier B. (1988).** *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, pp. 1499-1503.
- Schuller H., Schweiger H.F. (2002).** *Application of a multilaminar model to simulation of shear band formation in NATM-tunnelling*. Computer and Geotechnics, vol. 29, pp. 501-525.
- Scott R.F. (1989).** *Essais en centrifugeuse et technique de la modélisation*. Revue Française de Géotechnique, n°48, pp. 15-34.
- Shahrour I., Ghorbanbeigi S. (1994).** *Calculation of tunnels in soft ground*. Proceedings of the 3rd European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Manchester, UK, pp. 229-234.
- Sharma J.S., Bolton M.D., Boyle R.E. (2001).** *A new technique for simulation of tunnel excavation in a centrifuge*. Geotechnical Testing Journal, vol. 24, n°4, pp. 343-349.
- Skiker A. (1995).** *Stabilité du front de taille d'un tunnel creusé par la méthode de prédécoupage mécanique*. Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Nantes.
- Soubra A.H. (2000).** *Three-dimensional face stability analysis of shallow circular tunnels*. Proceedings of International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne, Australia, pp. 19-24.
- Stascheit J., Dadvand P., Meshke G. (2009).** *Parallelisation techniques for the numerical simulation of shield tunneling processes*. Proceedings of the 2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling, Ruhr University Bochum, Germany, pp. 1031-1038.
- Sterpi D., Cividini A., Sakurai S., Nishitake S. (1996).** *Laboratory model tests and numerical analysis of shallow tunnels*. Proceedings of the International Symposium on Eurock '96 –IRSM, Torino, vol 1. Balkema, Rotterdam, pp. 689-696.
- Subrin D. (2002).** *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.

- Subrin D., Branque D., Berthoz N., Wong H. (2009).** *Kinematic 3D approaches to evaluate TBM face stability: comparison with experimental laboratory observations*, Proceedings of the 2nd International Conference on computational Methods in Tunneling, Bochum, Germany, pp. 801-808.
- Sudret B. (1999).** *Modélisation multiphasique des ouvrages renforcés par inclusions*, thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Sugiyama T., Hagiwara T., Nomoto T., Nomoto M., Ano Y., Mair, R.J., Bolton M.D., Soga K. (1999).** *Observations of ground movements during tunnel construction by slurry shield method at the Dockland Light Railway Lewisham Extension – East London*. Soils and Foundations, vol. 39, n°3, pp. 99-112.
- Swoboda G., Marence M., Mader I. (1994).** *Finite element modelling of tunnel excavation*. International Journal of Engineering Modelling, vol. 6, pp. 51-63.
- Taylor R.N. (1995).** *Geotechnical Centrifuge Technology*. Blackie Academic & Professional, Chapman & Hall, London.
- Terzaghi K. (1936).** *Stress distribution in dry and in saturated sand above a yielding trap-door*. Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics, vol 1. Harvard University. Press, Cambridge, pp. 307-311.
- Terzaghi K. (1943).** *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley, New York.
- Triandafilidis G.E. (1974).** *Soil-stress gage design and evaluation*, Journal of Testing and Evaluation, American Society for Testing and Materials, vol. 2, n°3, pp. 146-158.
- Triclot J., Rettighieri M., Barla G. (2007).** *Large convergences observed in the Saint-Martin-La-Porte access gallery to the Lyon-Torino base tunnel*, Revue Tunnels et Espace Souterrains, vol. 204, pp. 409-414.
- Trolope D.H., Lee I.K. (1961).** *The measurement of soil pressures*, Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, pp. 493-499.
- Van der Waerden B.L. (1968).** *Eupalinos and His Tunnel*. Isis, Vol. 59, No. 1., pp. 82-83.
- Verdugo R., Ishihara K. (1996).** *The steady state of sandy soils*. Soils and Foundations. Vol. 36, n°2, pp. 81-91.
- Vermeer P.A, Ruse N.M., Marcher T. (2002).** *Tunnel heading stability in drained ground*. Felsbau, vol. 20, n°6, pp. 8-18.
- Viggiani G., Soccodato F.M. (2004).** *Predicting tunneling-induced displacements and associated damage to structures*. Rivista italiana di geotechnical, vol. 4, pp. 11-25.
- Weiler W.A., Kulhawy F.H. (1982).** *Factors affecting stress cell measurements in soil*, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 108, GT.12, pp. 1529-1548.
- Wong H., Subrin D. (2006).** *Stabilité frontale d'un tunnel : mécanisme 3D en forme de corne de rhinocéros et influence de la profondeur*, revue européenne de génie civil, vol. 10, n°4, pp. 429-456.
- Wongsaroj J., Borghi F.X., Soga K., Mair R.J., Sugiyama T., Hagiwara T., Bowers K.J. (2005).** *Effect of TBM driving parameters on ground surface movements: Channel Tunnel Rail Link Contract 220*. Proceedings of the 5th International Conference on Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, pp. 335-341.
- Wu B.R., Lee C.J. (2003).** *Ground movement and collapse mechanisms induced by tunneling in clayey soil*. International Journal of Physical Modeling in Geotechnics, vol. 3, n°4, pp. 13-27.
- Xu Q., Zhu H., Ding W., Ge X. (2011).** *Laboratory model tests and field investigations of EPB shield machine tunneling in soft ground in Shanghai*. Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 26, pp. 1-14.
- Zhu B., Jardine R.J., Foray P. (2009).** *The use of miniature soil stress measuring cells in laboratory applications involving stress reversals*, Soils and Foundations, vol. 49, n°5, pp. 675-688.
- Zienkiewicz O.C, Taylor (1994).** *The finite element method – Solid and fluid mechanics, dynamics and non-linearity*, vol. 2, McGraw-Hill, 4th edition.
- Zienkiewicz O.C. (1973).** *La méthode des éléments finis*, Ediscience, Paris.

Annexes

1 POSITIONS DES CAPTEURS DE DEPLACEMENTS ET DE CONTRAINTES AU COURS DES DIFFERENTS ESSAIS

1.1 Essais MC6 et MC7

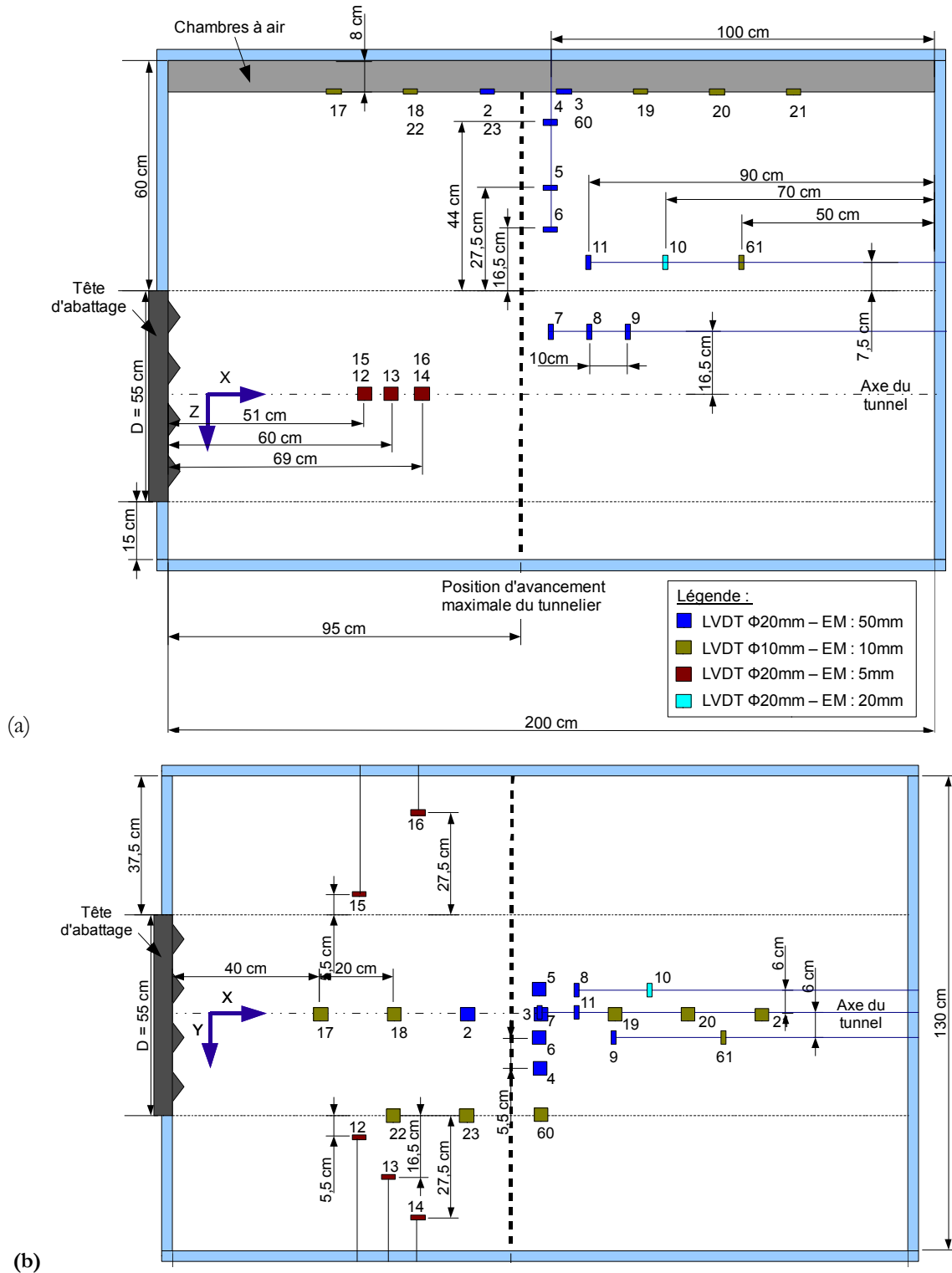


Figure Annexes 1 : Positions des capteurs de déplacements lors des essais MC6 et MC7 (vue de côté (a) et vue de dessus (b) du caisson).

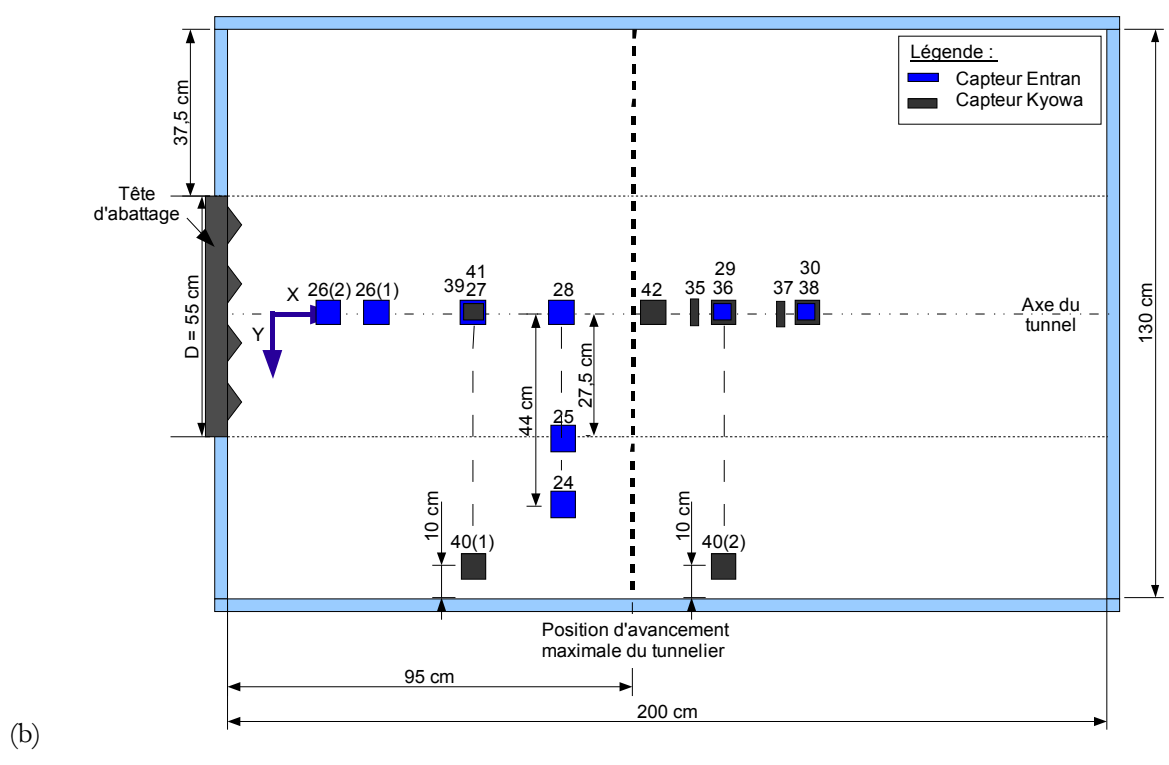
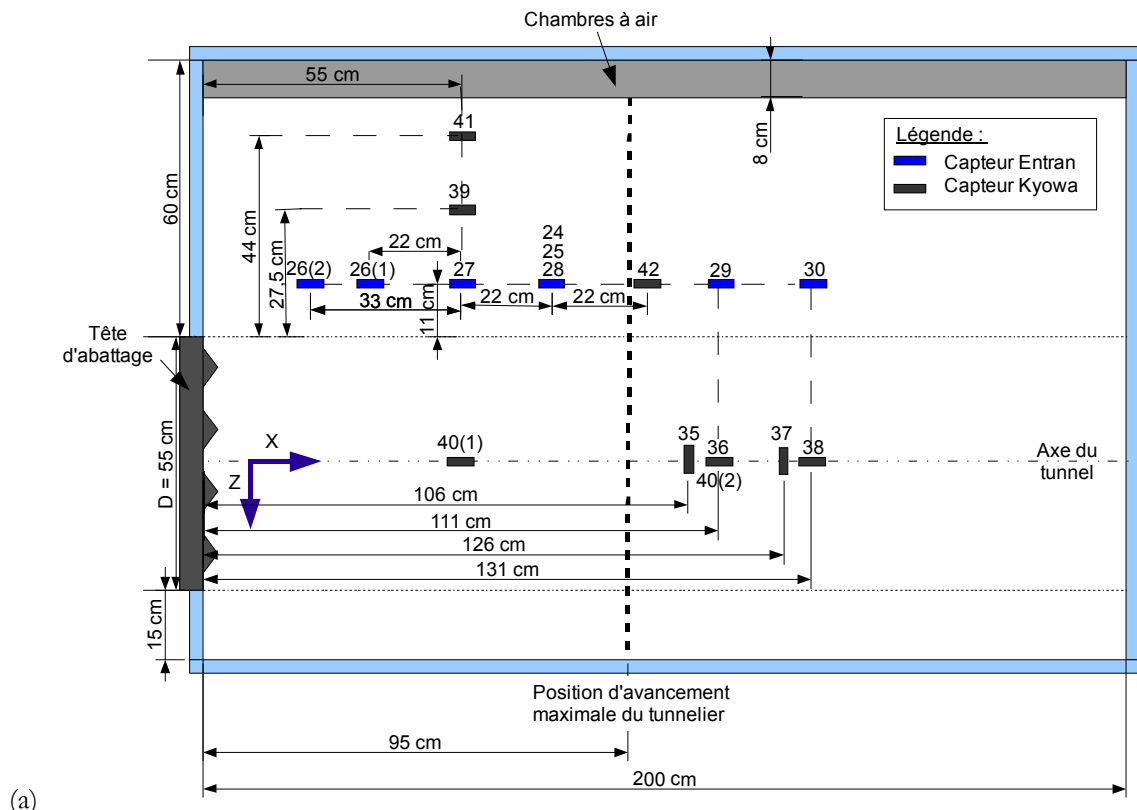


Figure Annexes 2 : Positions des capteurs de contraintes lors des essais MC6 et MC7 (vue de côté (a) et vue de dessus (b) du caisson).

1.2 Essai MC8

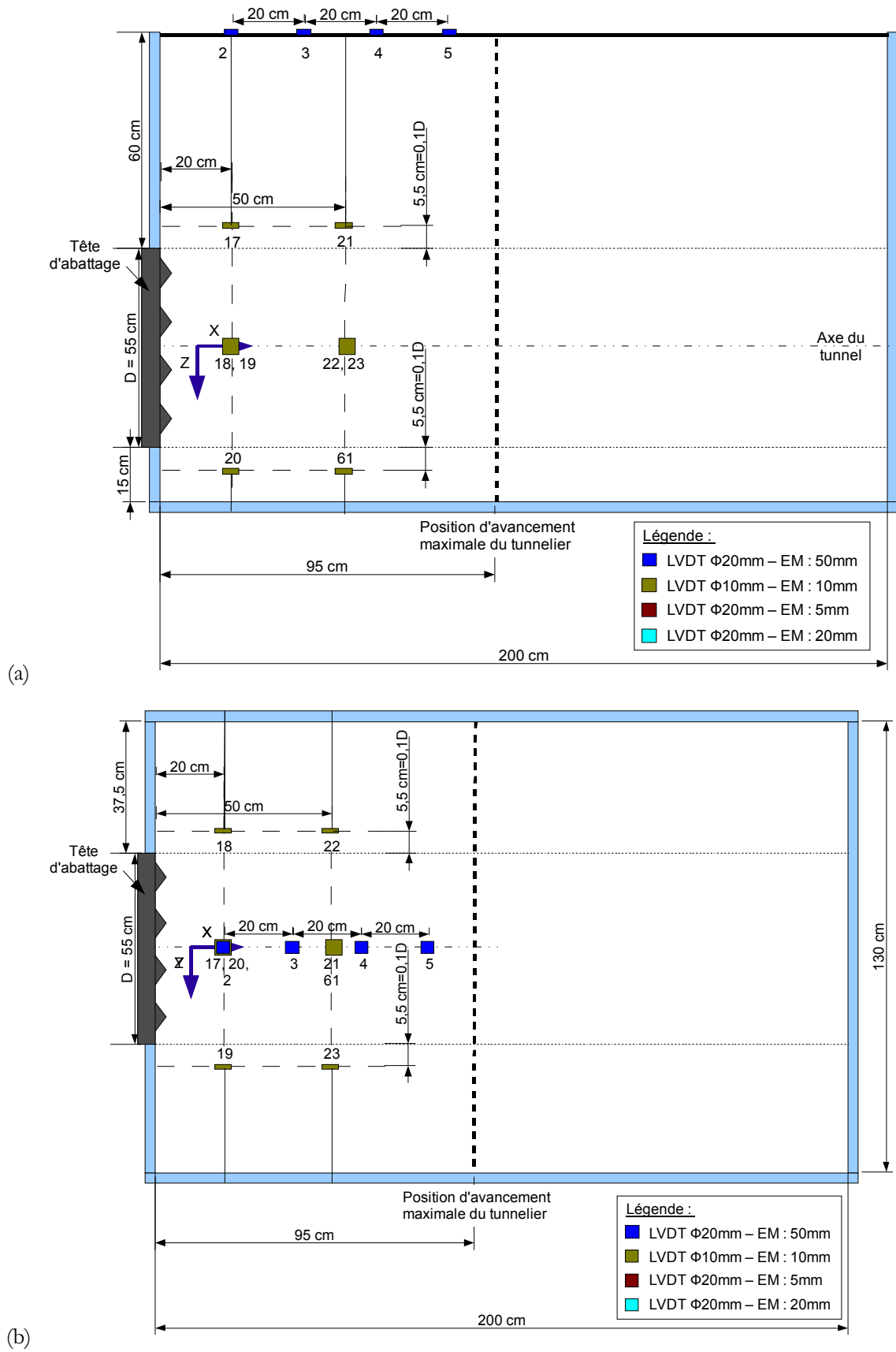


Figure Annexes 3 : Positions des capteurs de déplacements lors de l'essai MC8 (vue de côté (a) et vue de dessus (b) du caisson).

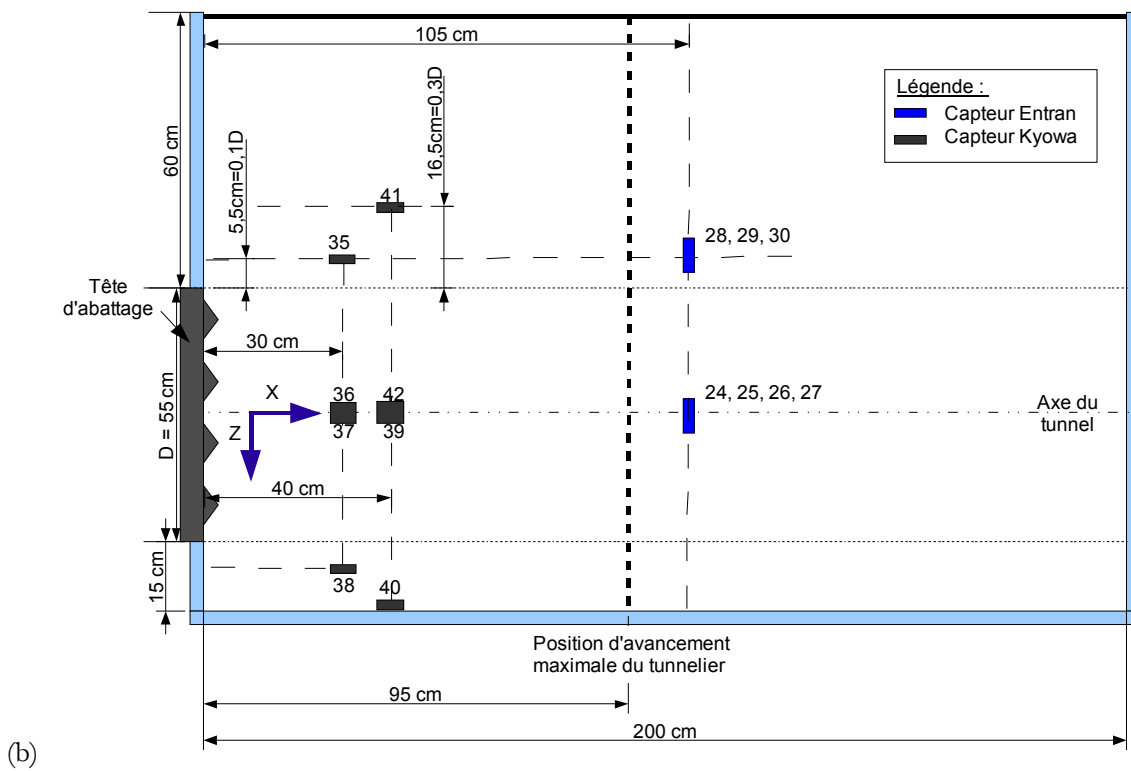
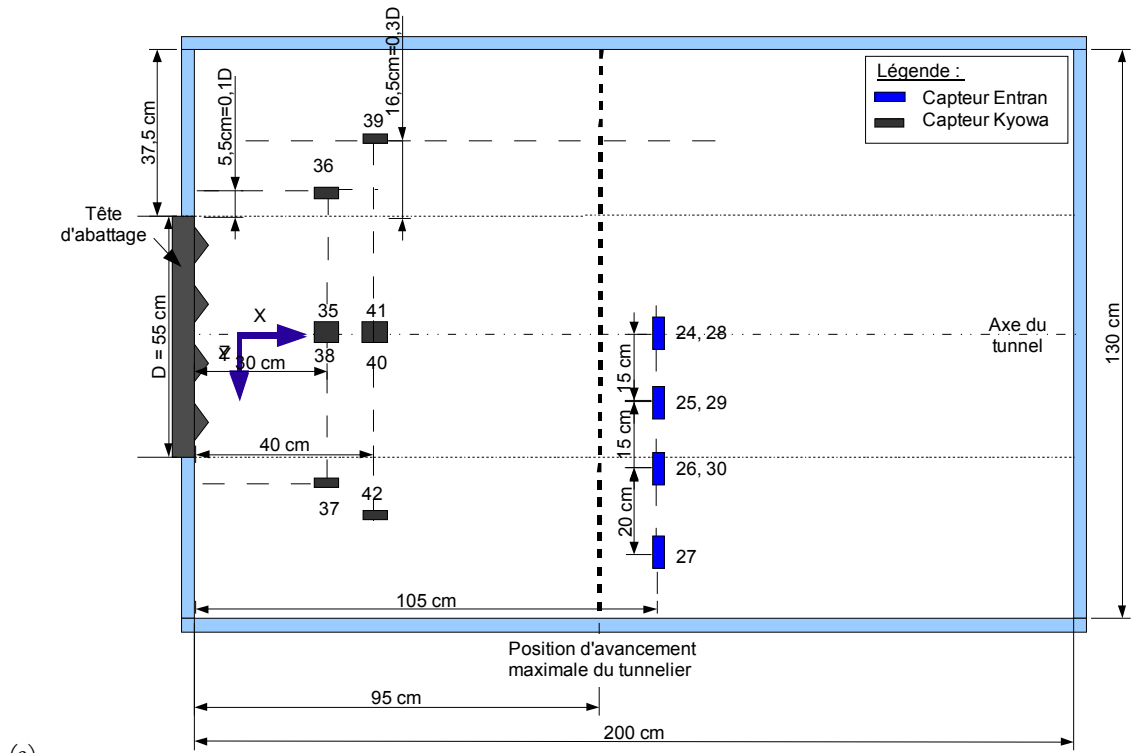


Figure Annexes 4 : Positions des capteurs de contraintes lors de l'essai MC8 (vue de côté (a) et vue de dessus (b) du caisson).

1.3 MF11 et MF12

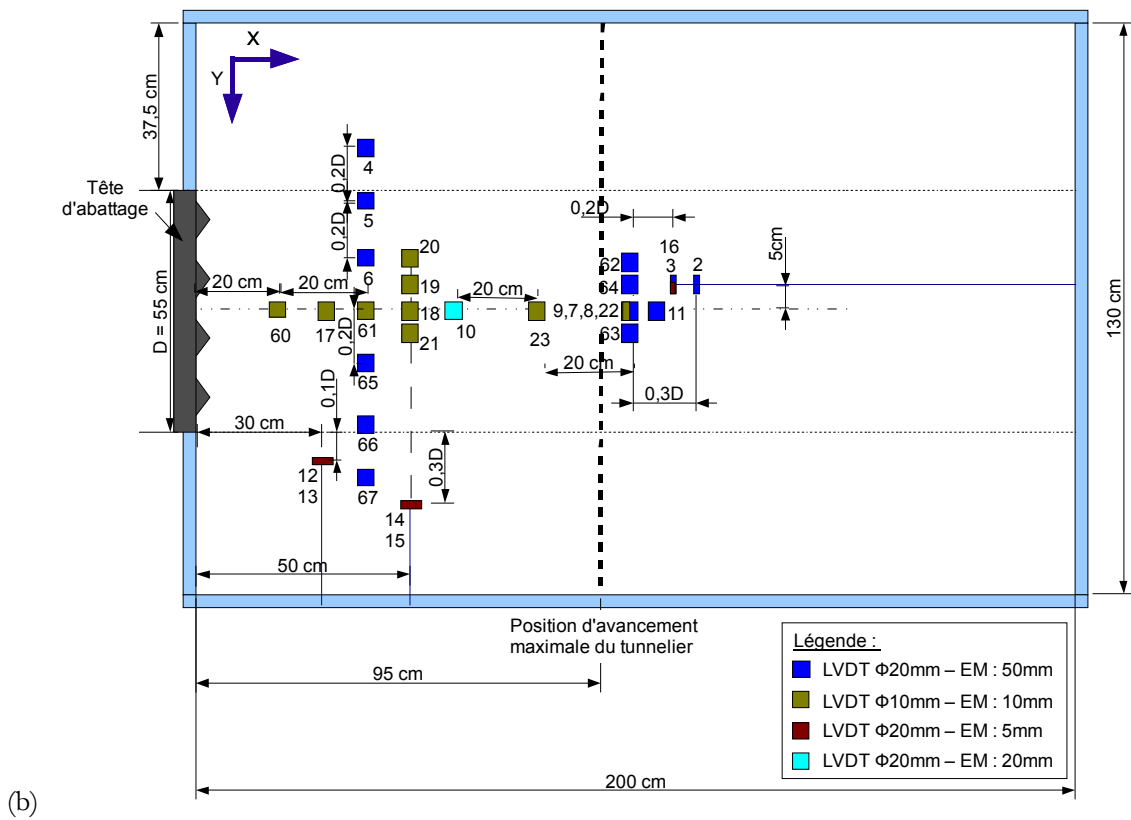
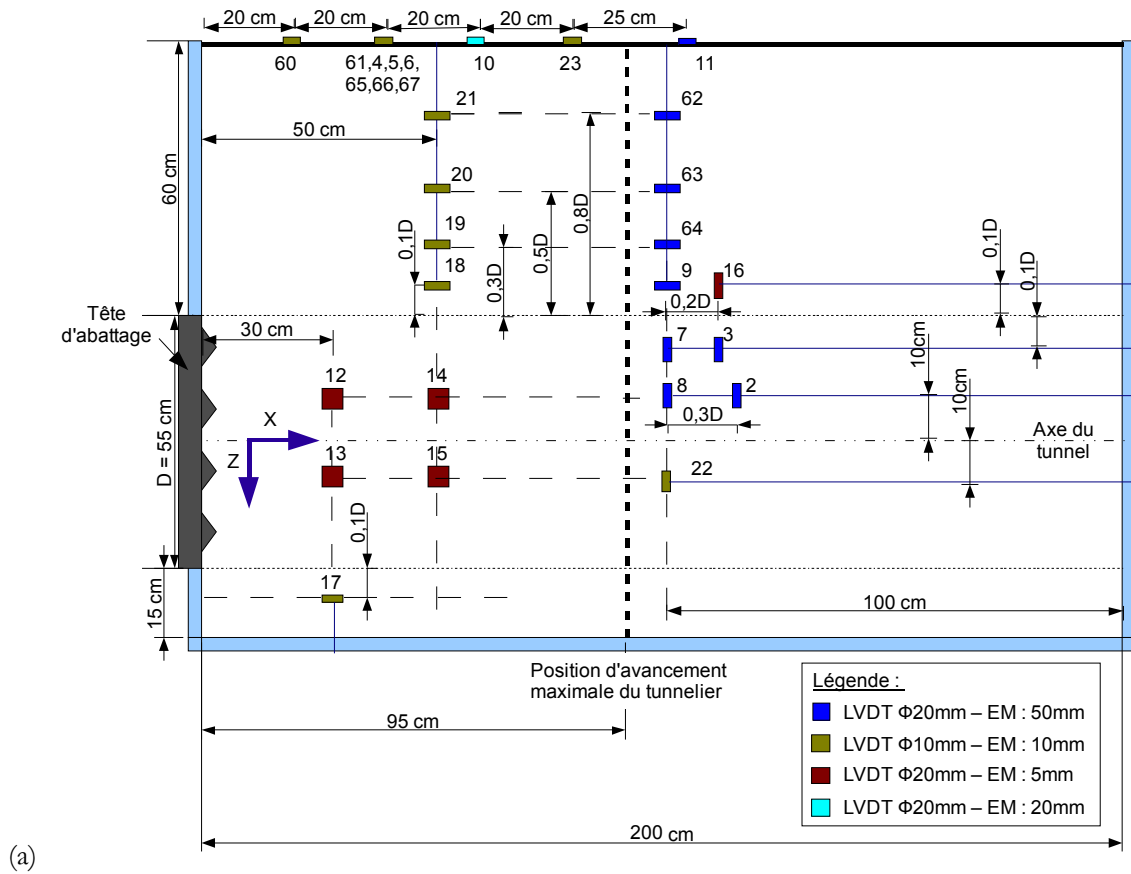


Figure Annexes 5 : Positions des capteurs de déplacements lors des essais MF11 et MF12 (vue de côté (a) et vue de dessus (b) du caisson).

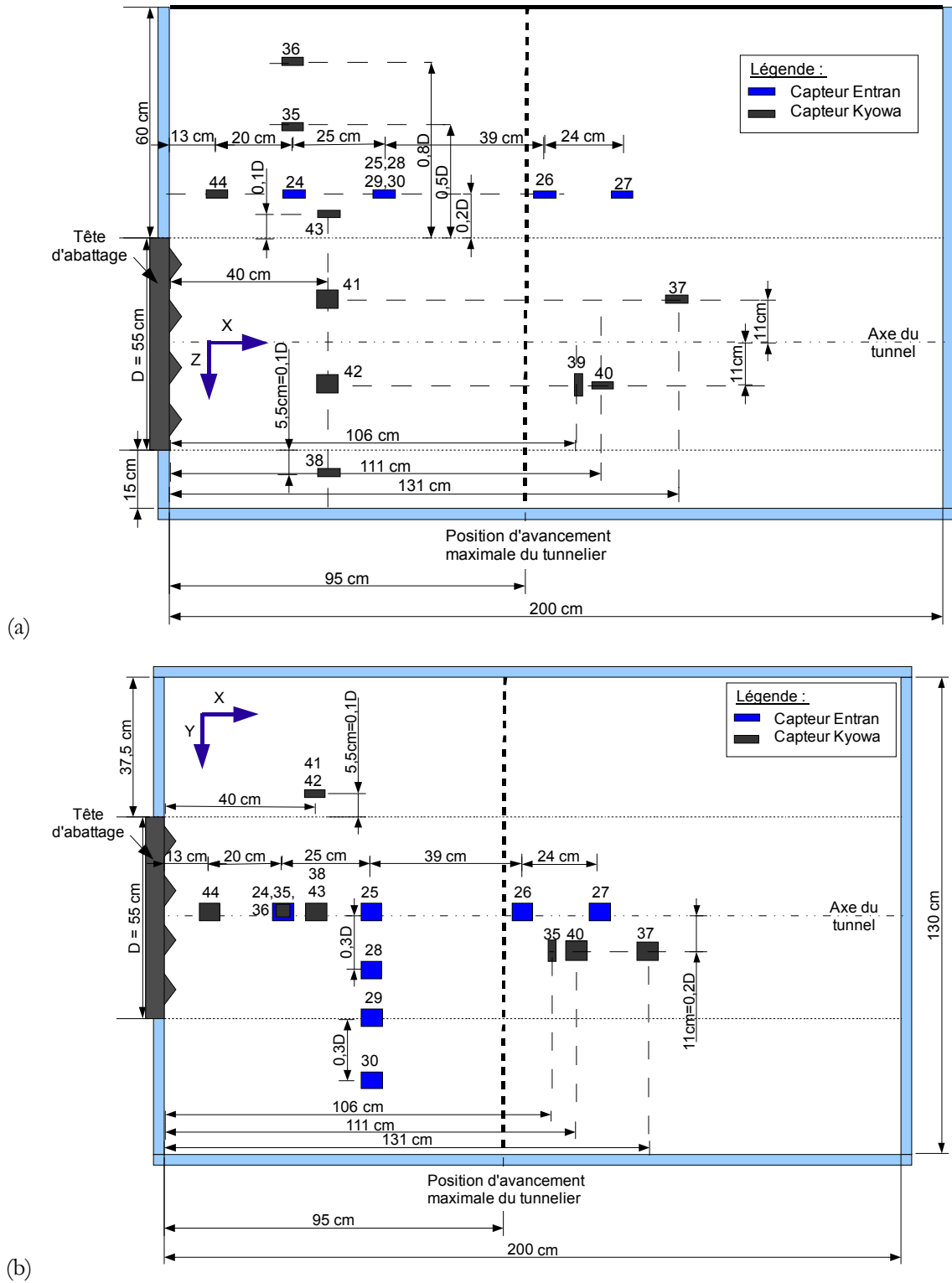


Figure Annexes 6 : Positions des capteurs de contraintes lors des essais MF11 et MF12 (vue de côté (a) et vue de dessus (b) du caisson).

1.4 Essai MS1

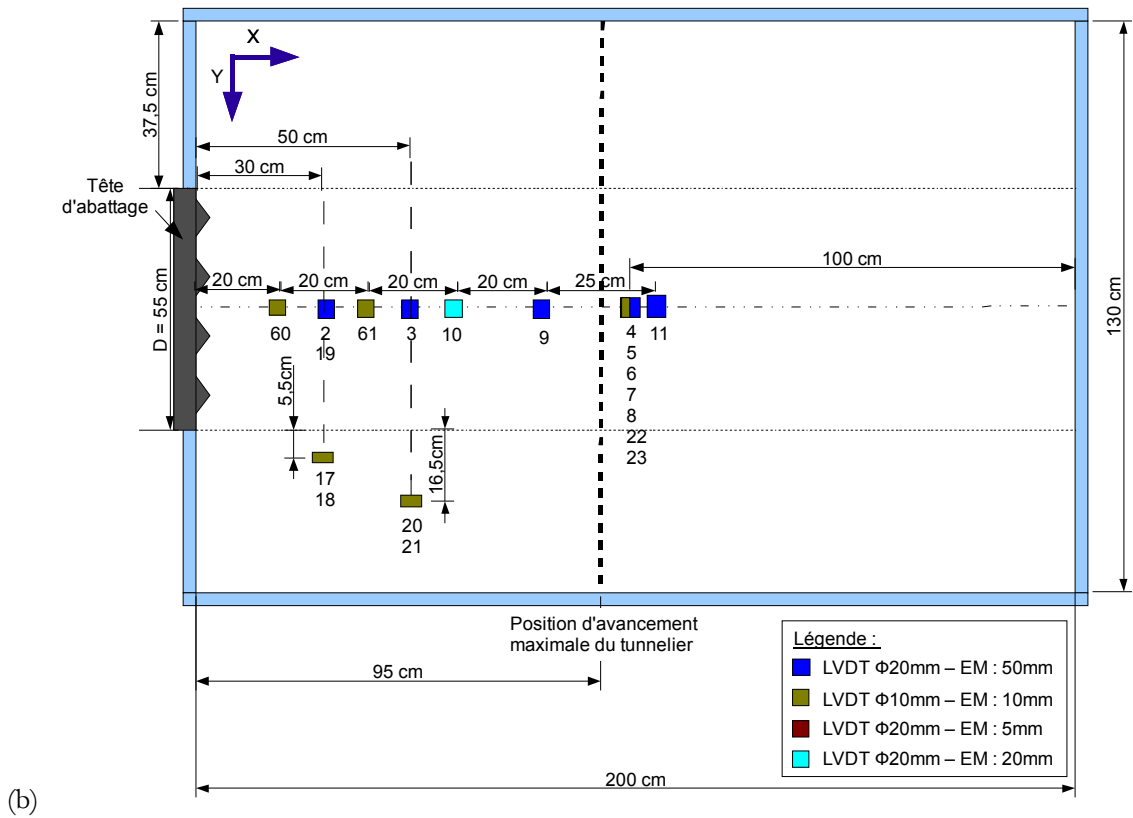
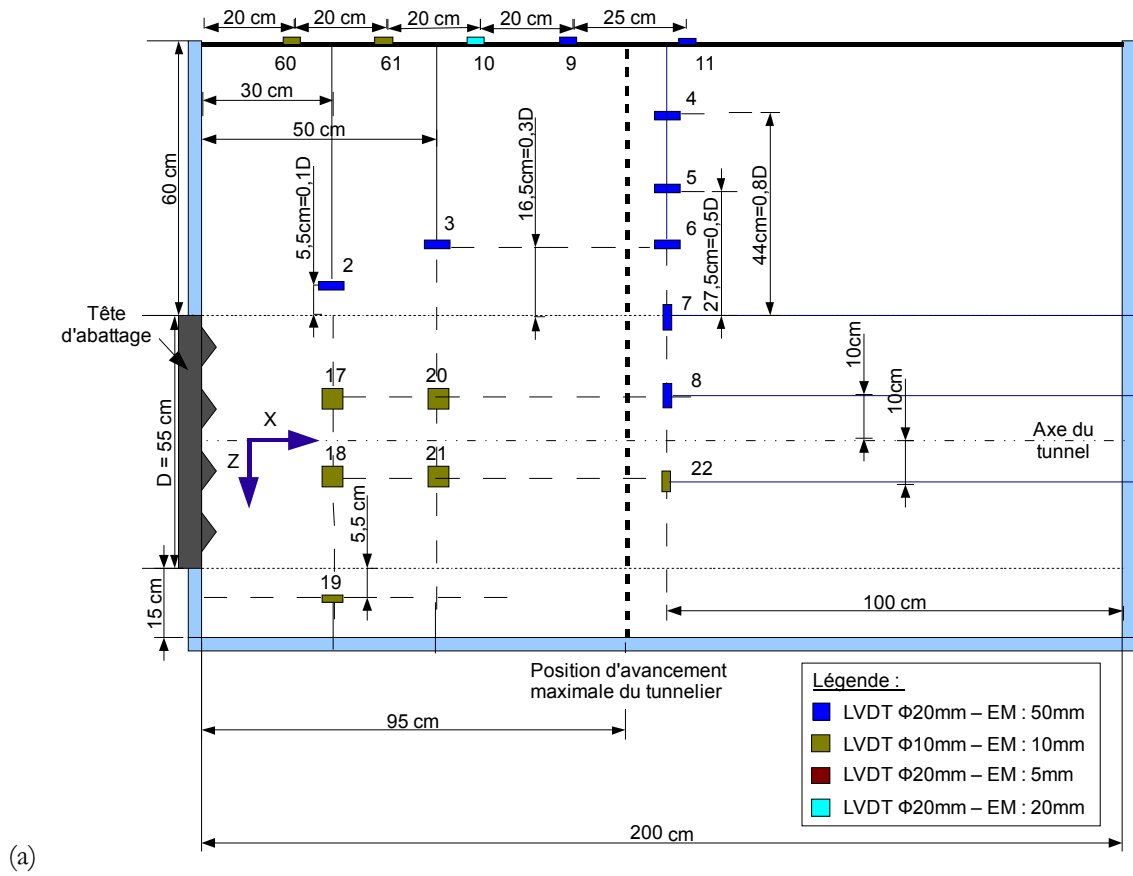


Figure Annexes 7 : Positions des capteurs de déplacements lors de l'essai MS1 (vue de côté (a) et vue de dessus (b) du caisson).

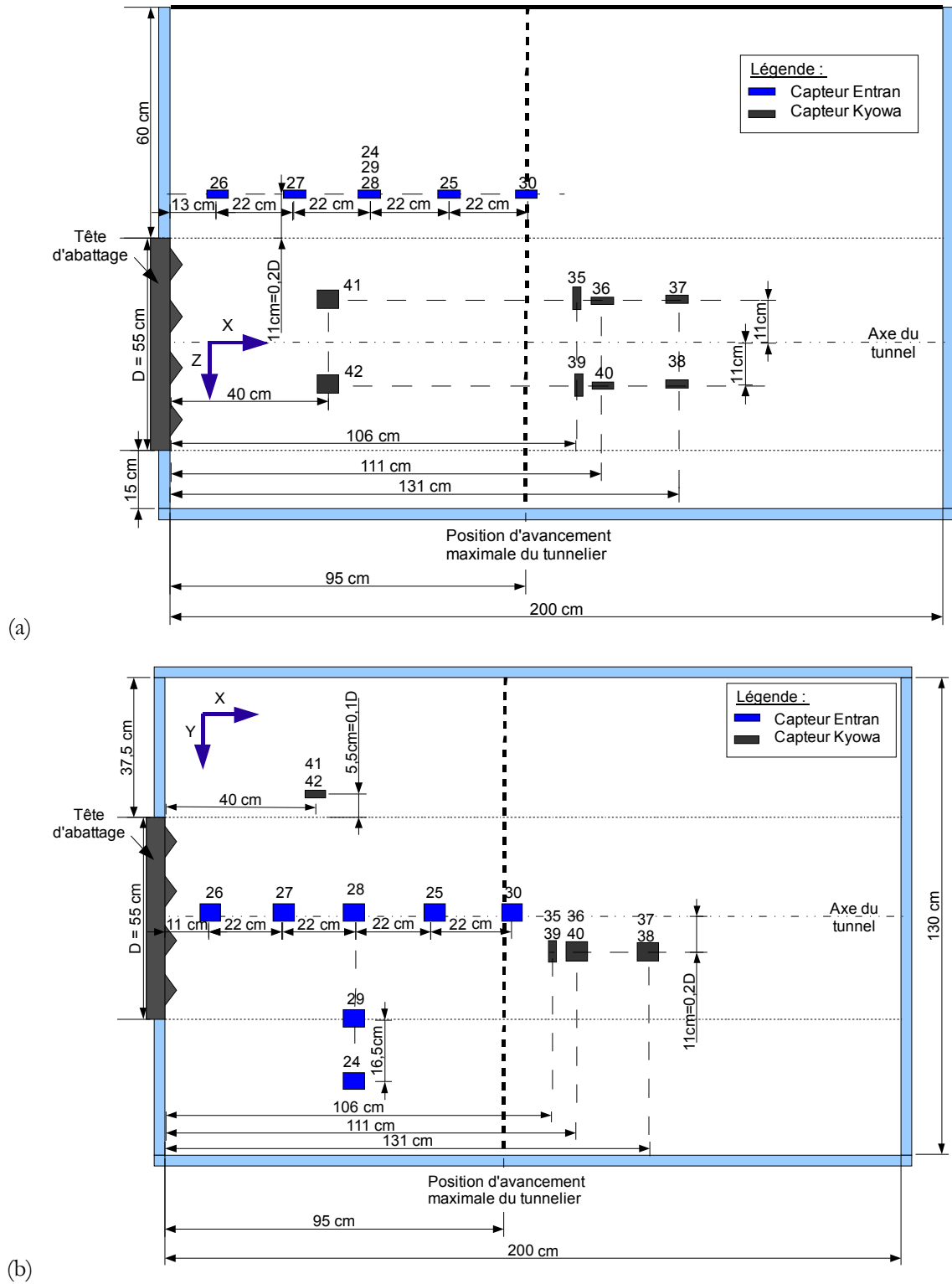


Figure Annexes 8 : Positions des capteurs de contraintes lors de l'essai MS1 (vue de côté (a) et vue de dessus (b) du caisson).

1.5 MS2 et MS3

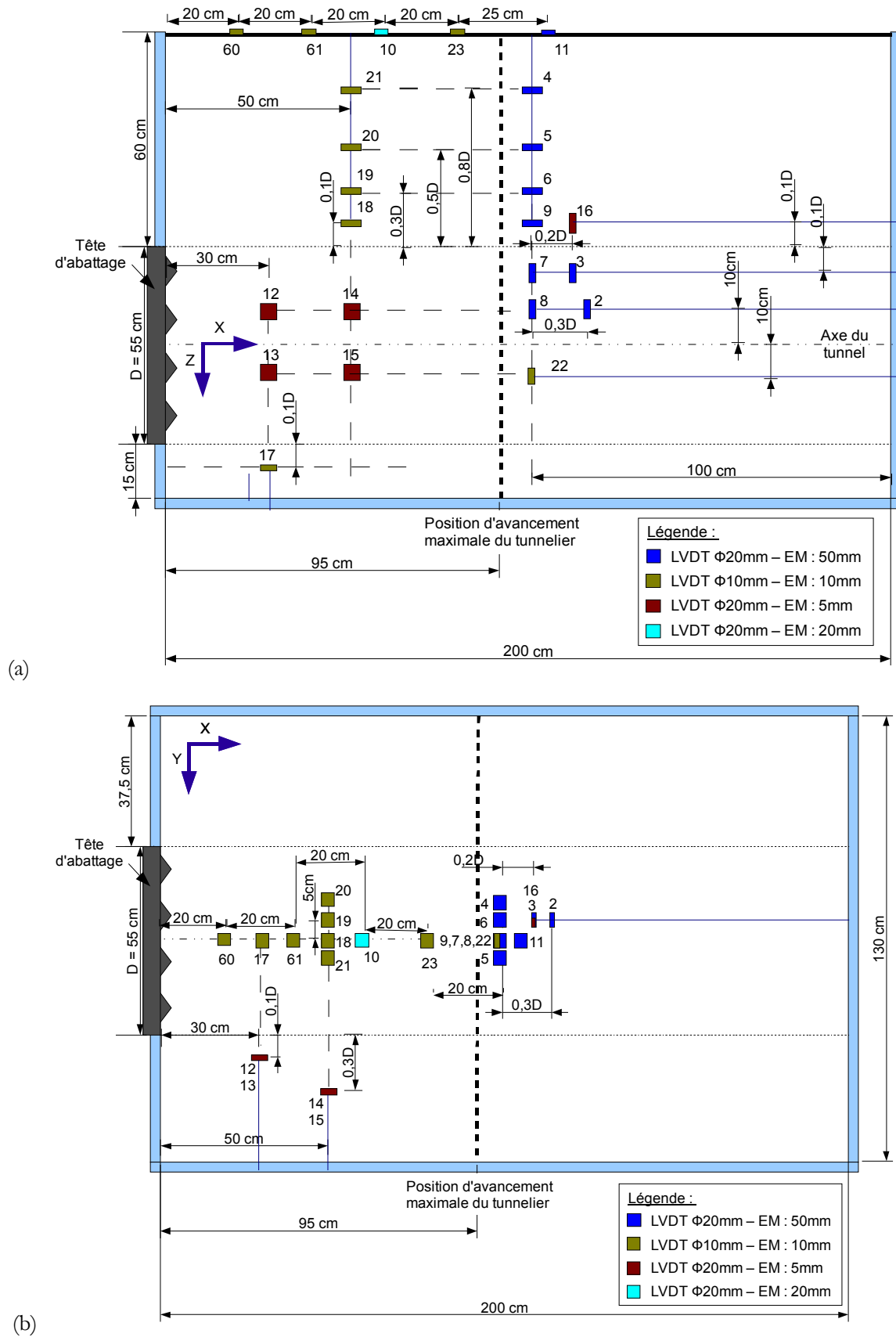
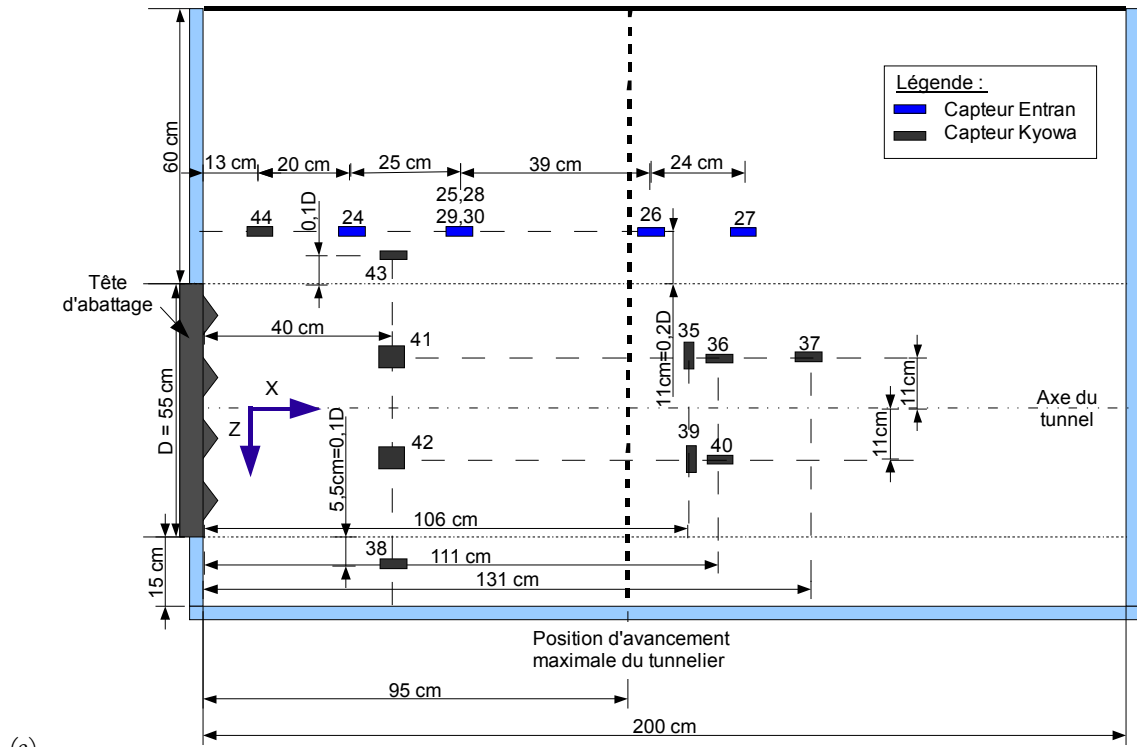
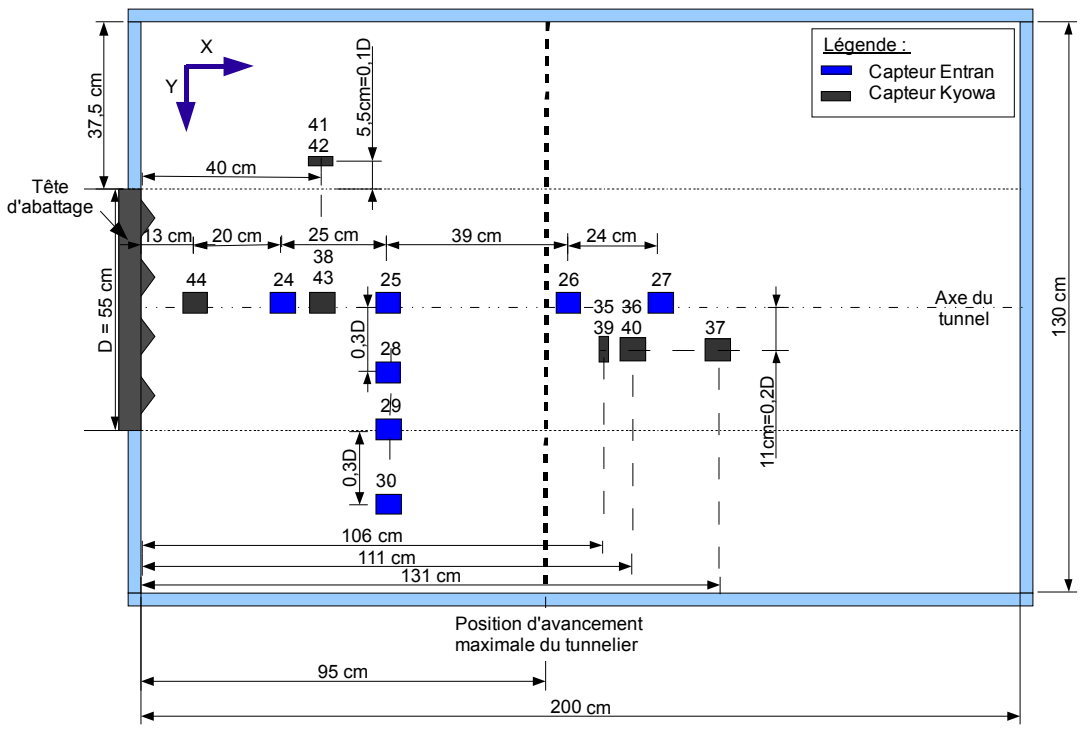


Figure Annexes 9 : Positions des capteurs de déplacements lors des essais MS2 et MS3 (vue de côté (a) et vue de dessus (b) du caisson).



(a)



(b)

Figure Annexes 10 : Positions des capteurs de contraintes lors des essais MS2 et MS3 (vue de côté (a) et vue de dessus (b) du caisson).

2 GRAPHES PERMETTANT DE JUSTIFIER LE PHASAGE DES DIFFERENTS ESSAIS REALISES SUR LE MODELE REDUIT

2.1 MC6

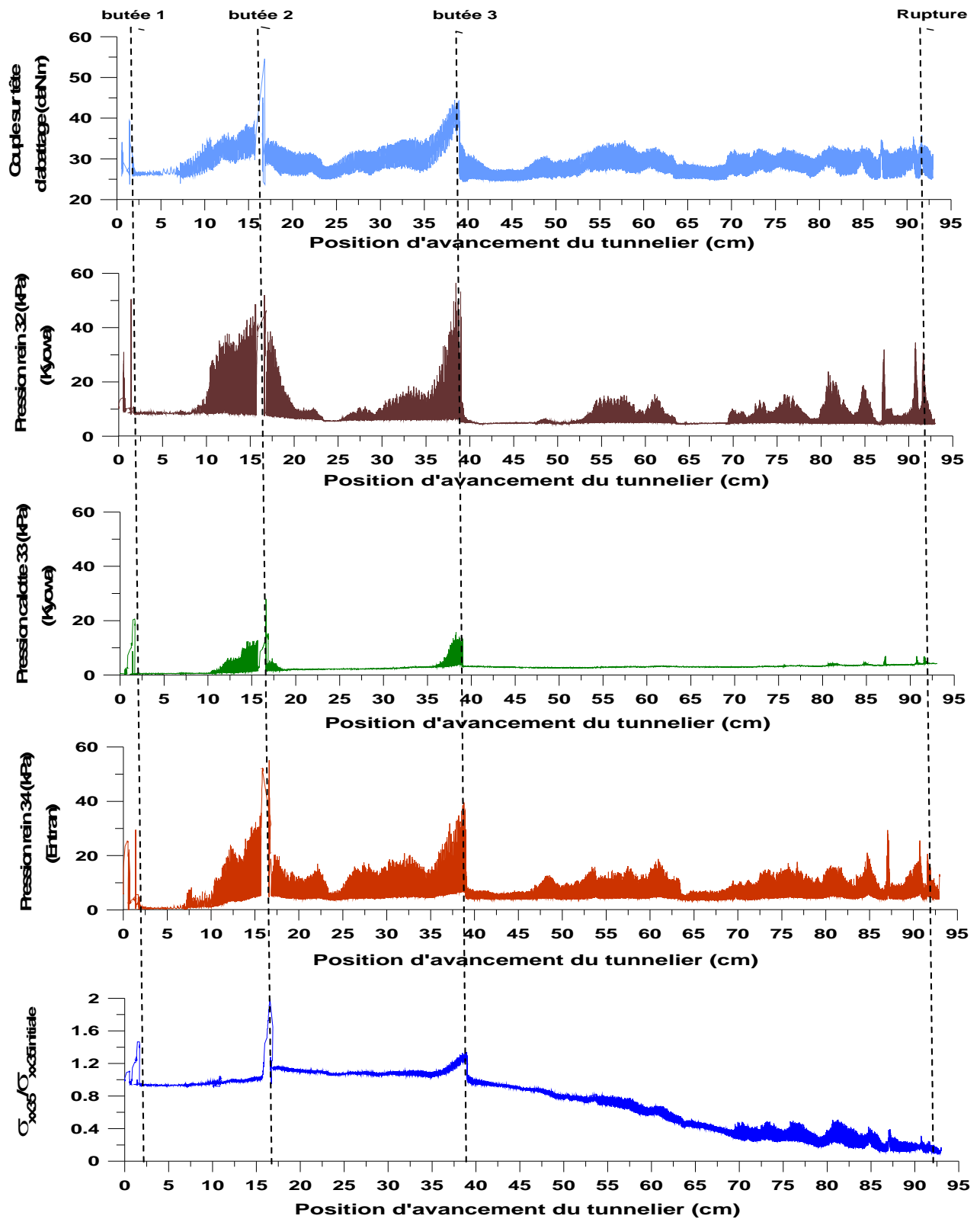


Figure Annexes 11 : Evolutions du couple sur la roue de coupe, des pressions dans la chambre d'abatage et de la contrainte horizontale frontale (capteur 35) au cours de l'essai MC6.

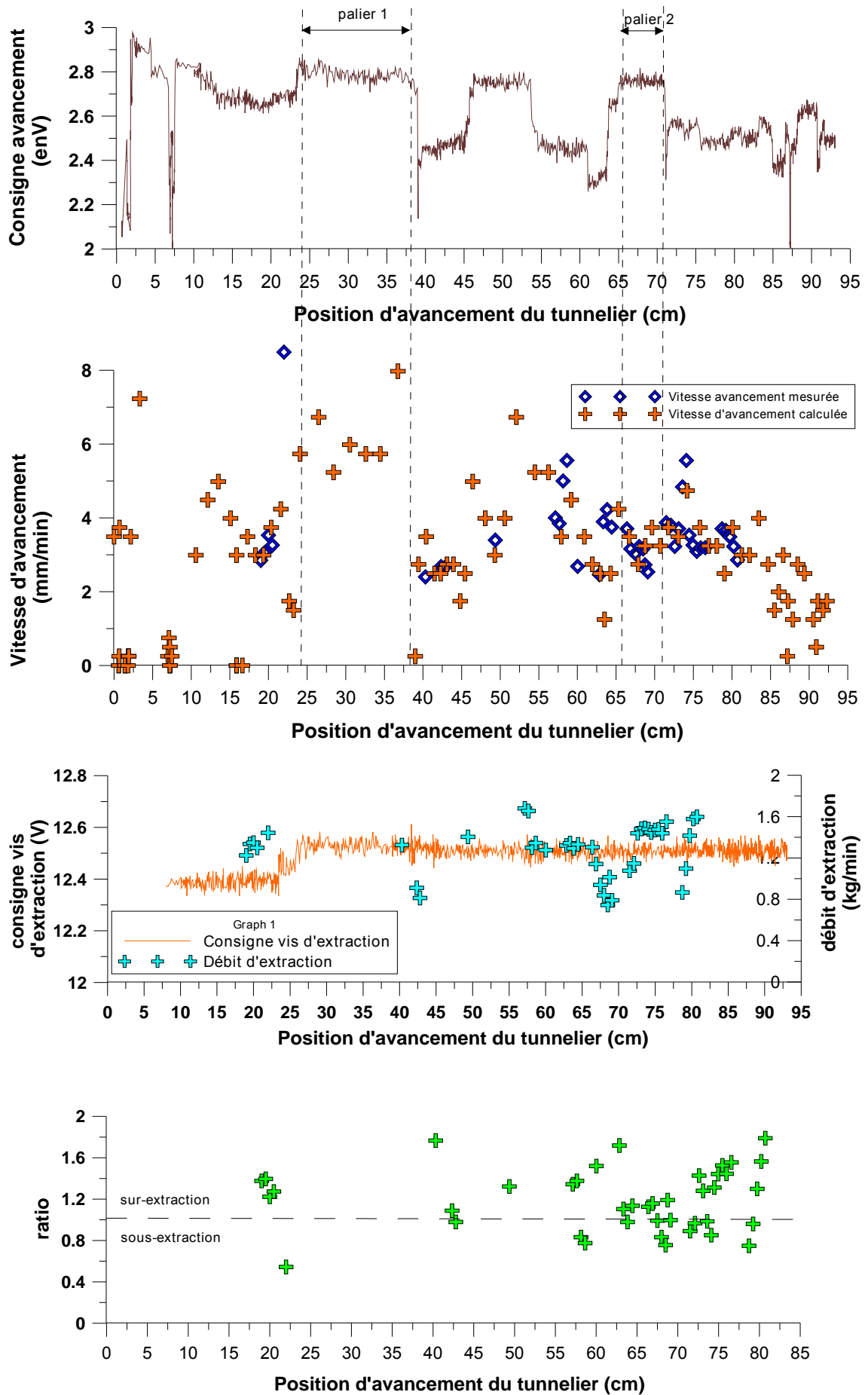


Figure Annexes 12 : Evolution de la vitesse d'avancement et du ratio au cours de l'essai MC6, ainsi que des tensions de consigne qui y sont relatives imposées lors du pilotage du tunnelier.

2.2 MC7

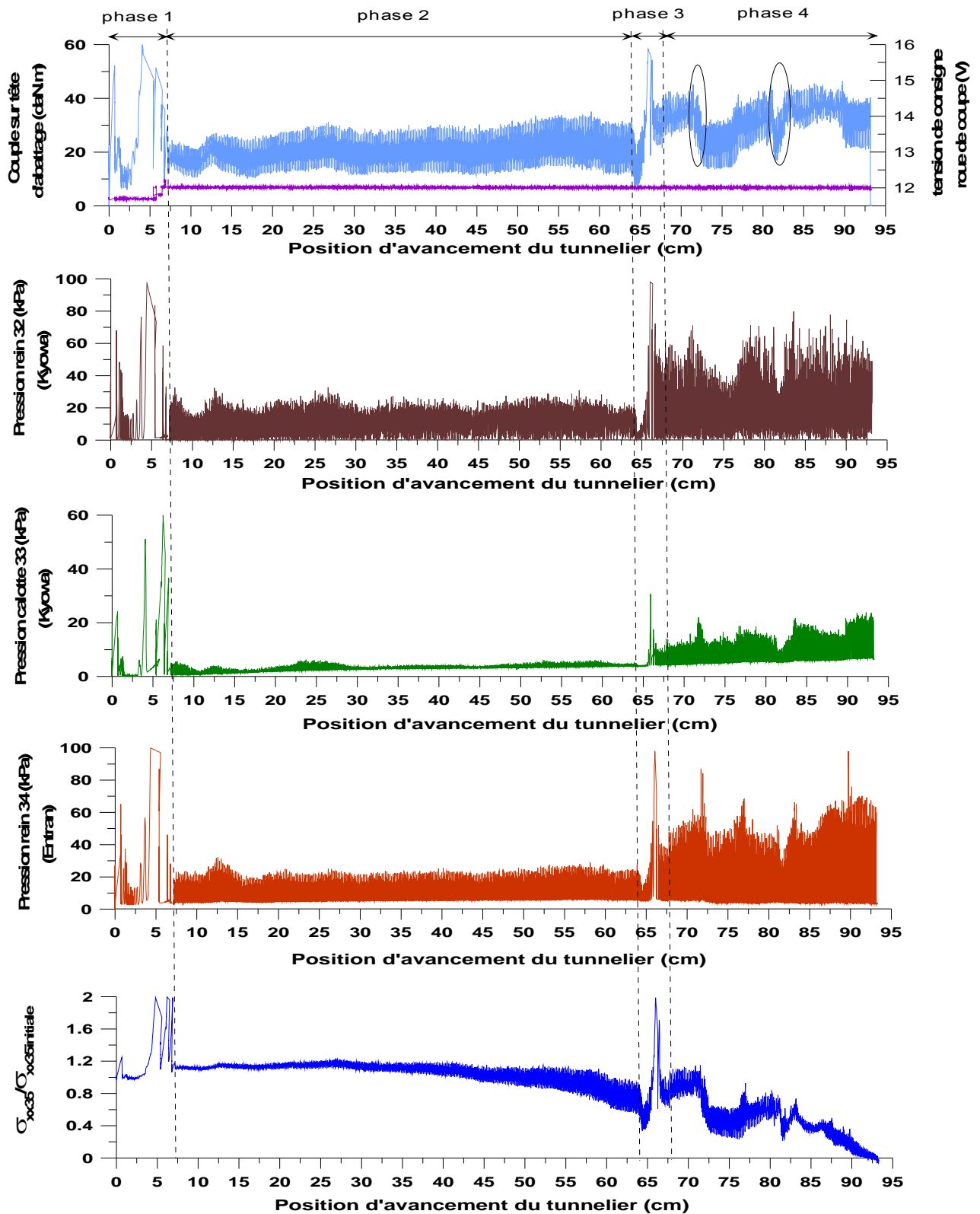


Figure Annexes 13 : Evolutions du couple sur la roue de coupe, des pressions dans la chambre d'abatage et de la contrainte horizontale frontale (capteur 35) au cours de l'essai MC7.

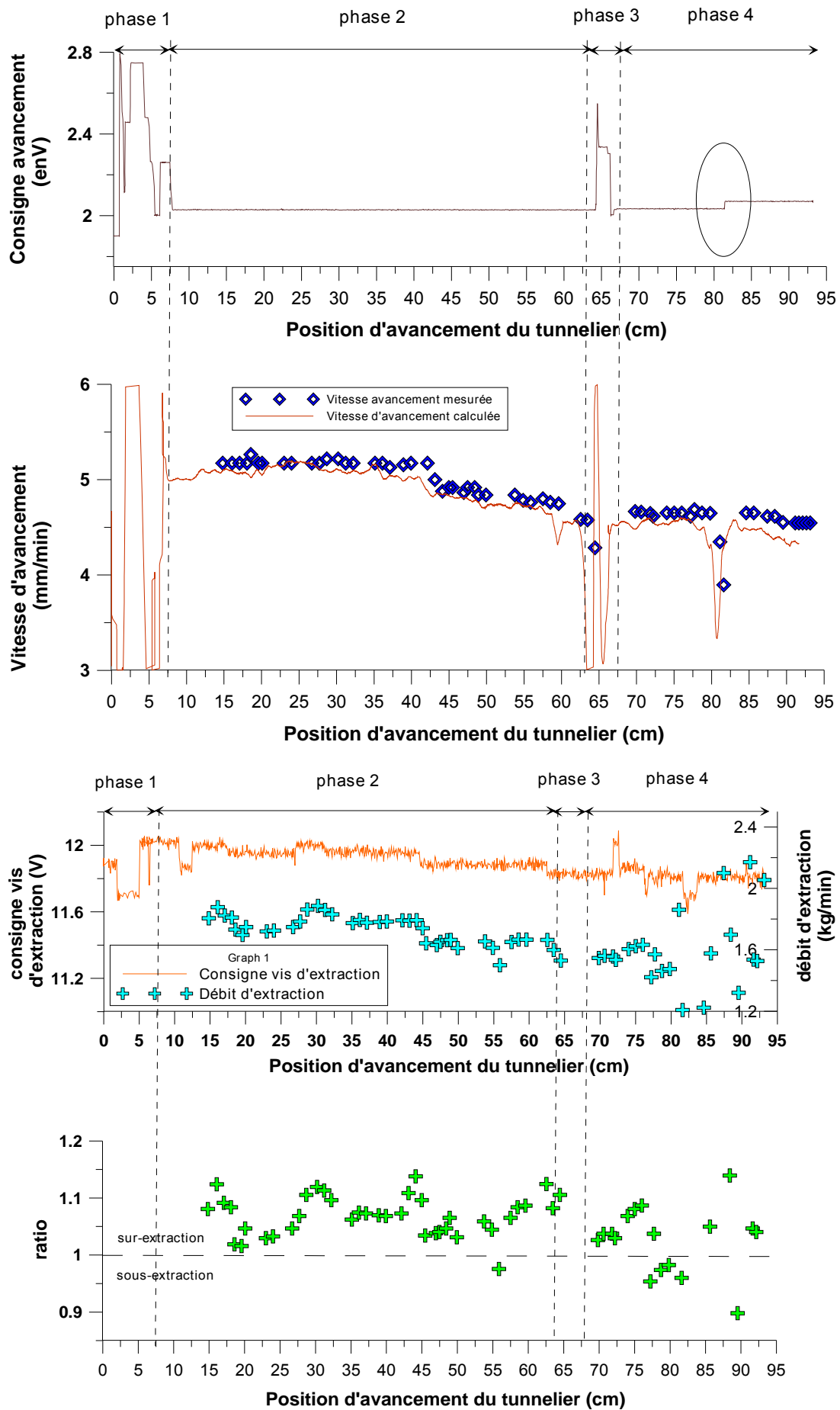


Figure Annexes 14 : Evolution de la vitesse d'avancement et du ratio au cours de l'essai MC7, ainsi que des tensions de consigne qui y sont relatives imposées lors du pilotage du tunnelier.

2.3 MC8

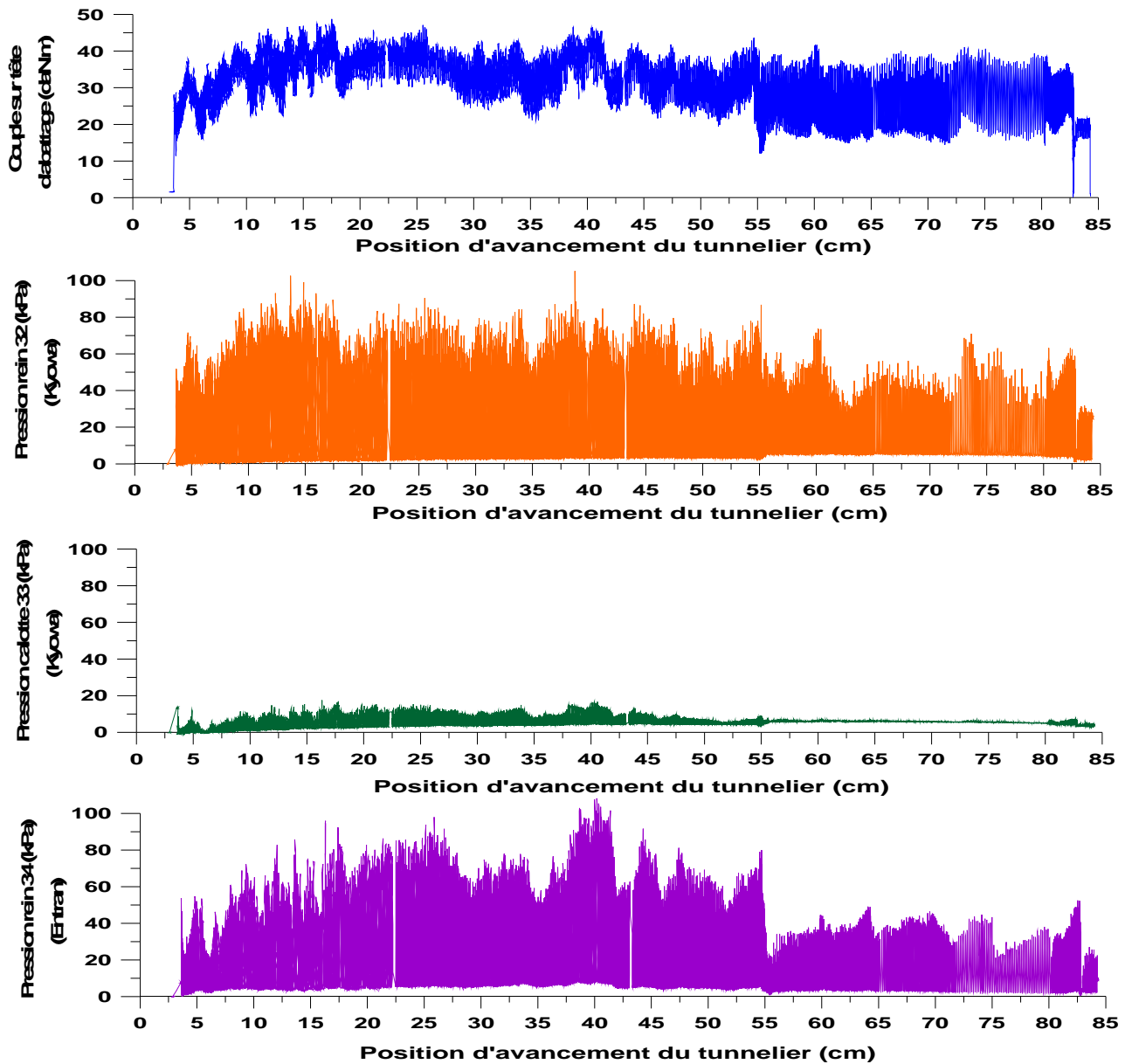


Figure Annexes 15 : Evolutions du couple sur la roue de coupe et des pressions dans la chambre d'abatage au cours de l'essai MC8.

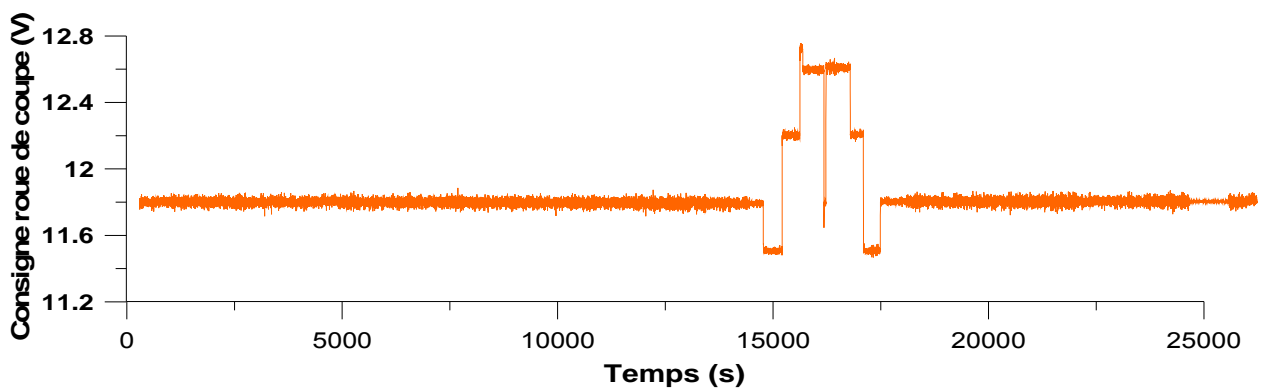


Figure Annexes 16 : Evolution de la tension de consigne pilotant la vitesse de rotation de la roue de coupe imposée lors de l'essai MC8.

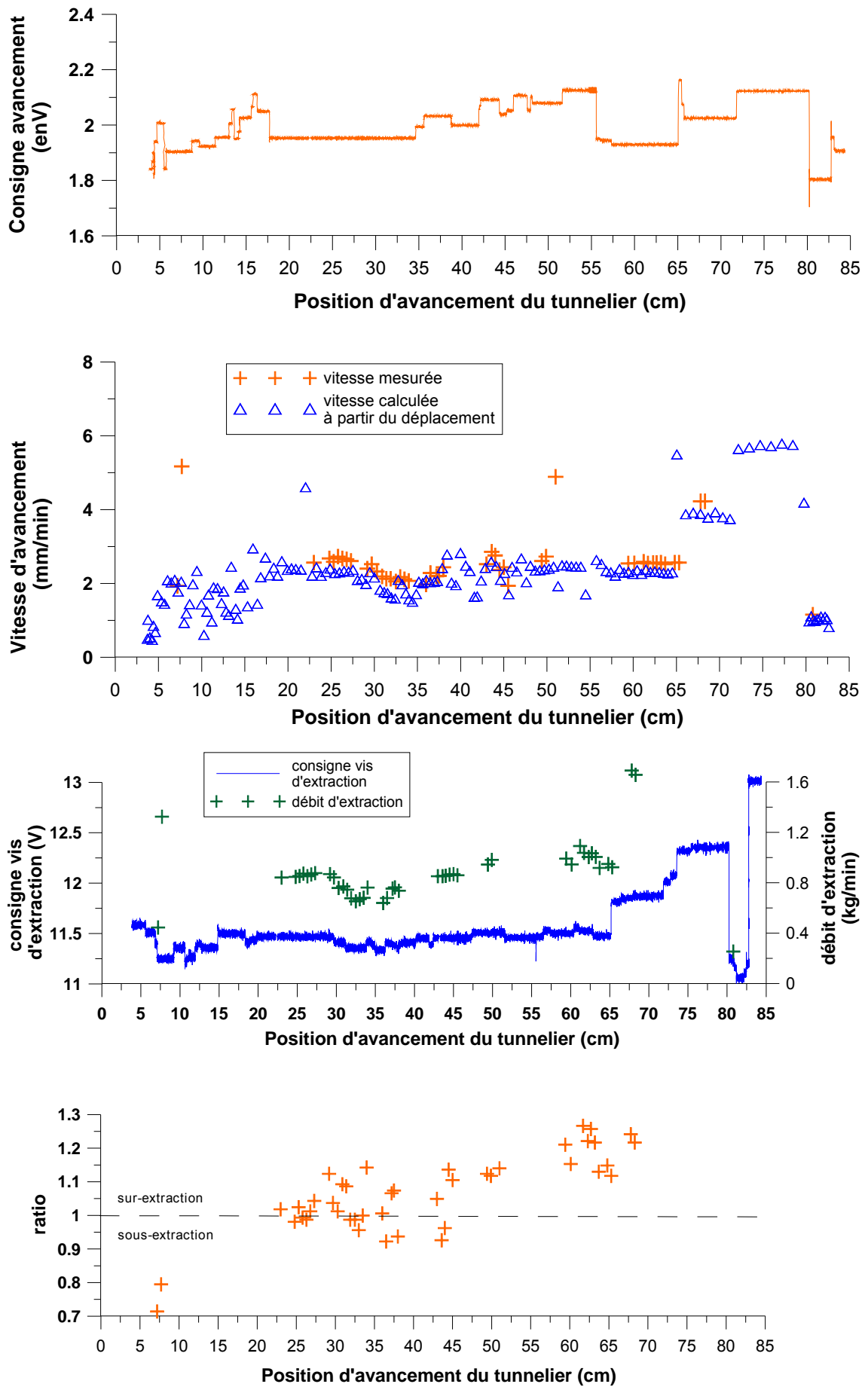


Figure Annexes 17 : Evolution de la vitesse d'avancement et du ratio au cours de l'essai MC8, ainsi que des tensions de consigne qui y sont relatives imposées lors du pilotage du tunnelier.

2.4 MF12

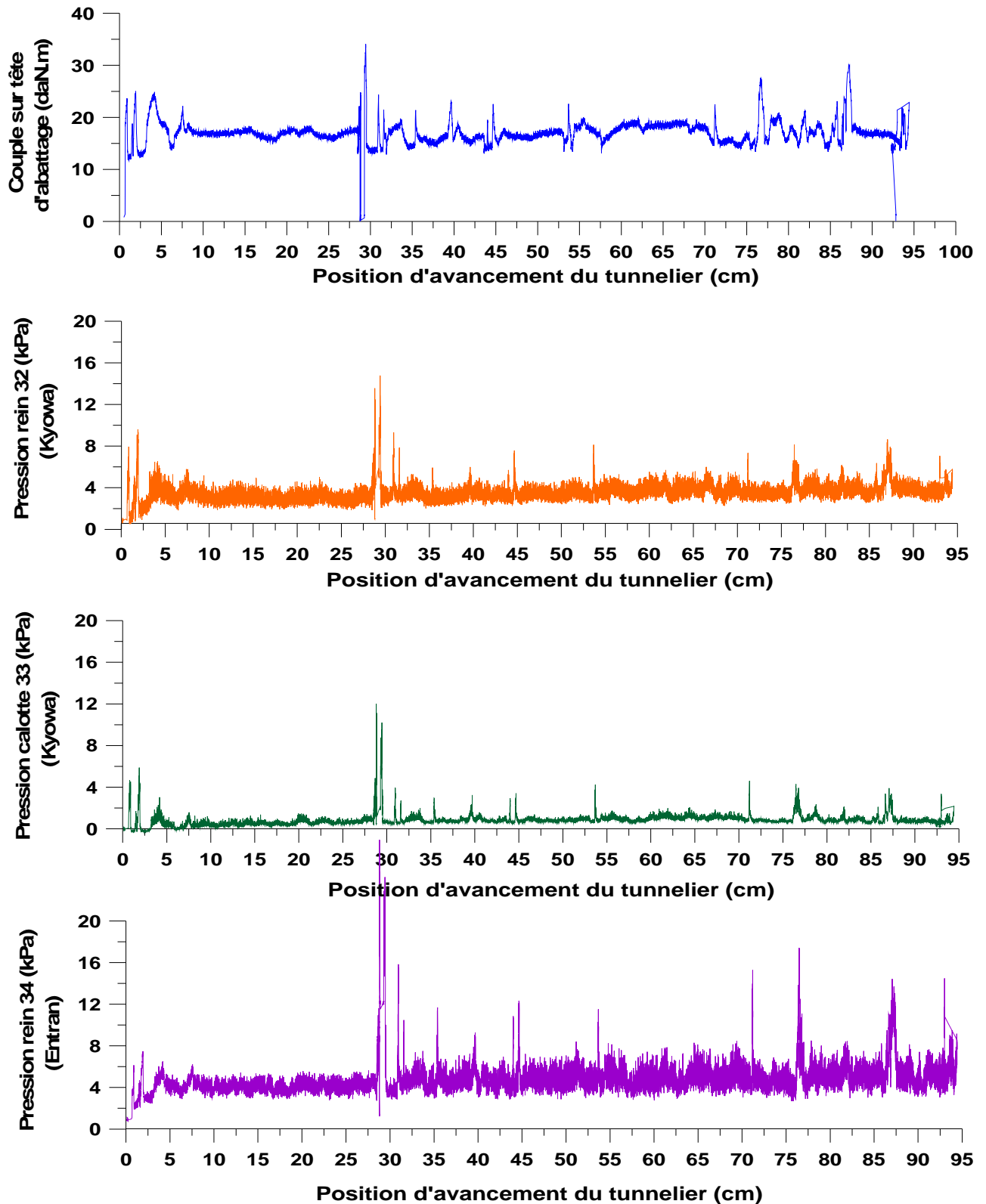


Figure Annexes 18 : Evolutions du couple sur la roue de coupe et des pressions dans la chambre d'abattage au cours de l'essai MF12.

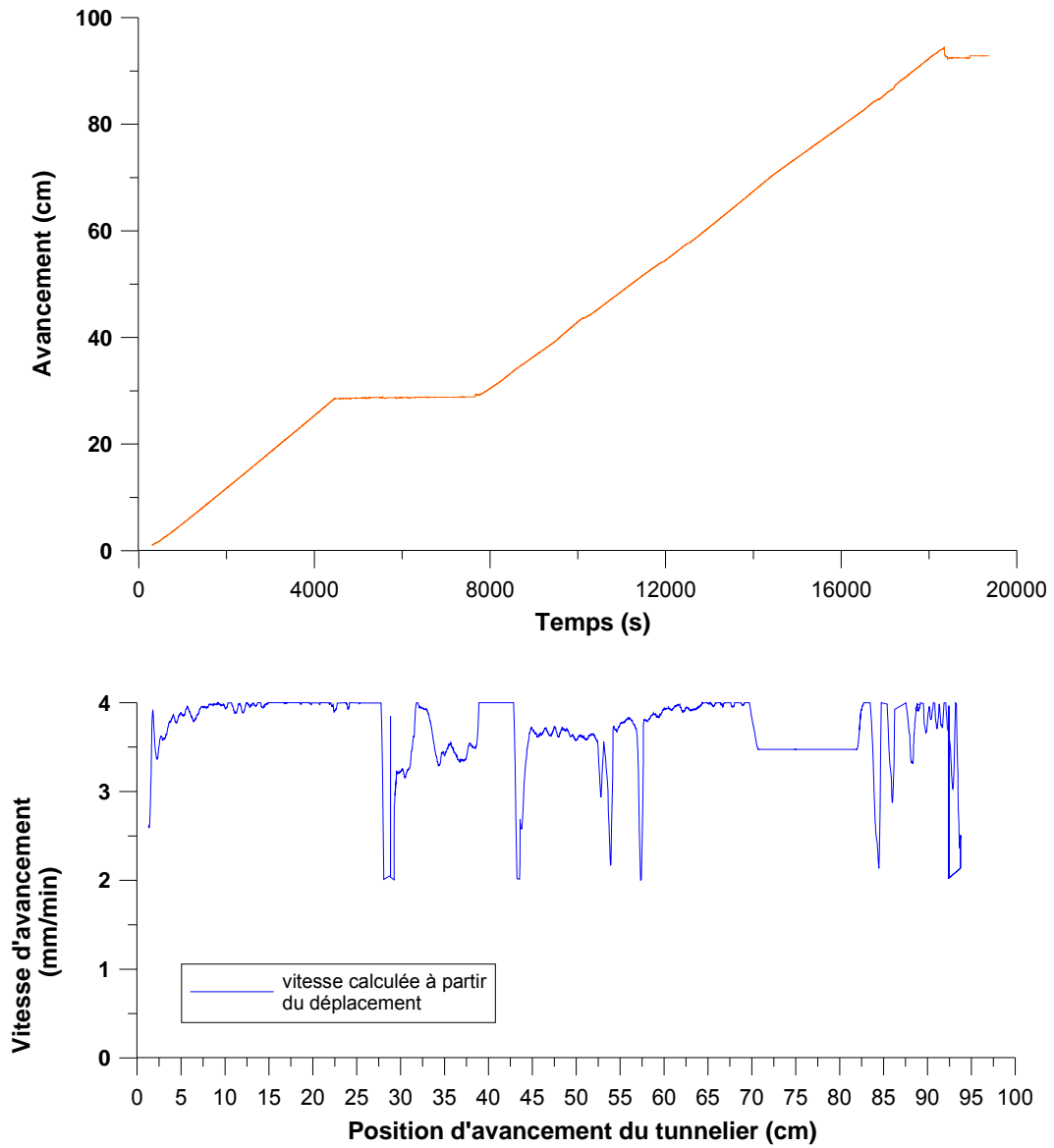


Figure Annexes 19 : Evolution de l'avancement et de la vitesse d'avancement au cours de l'essai MF12.

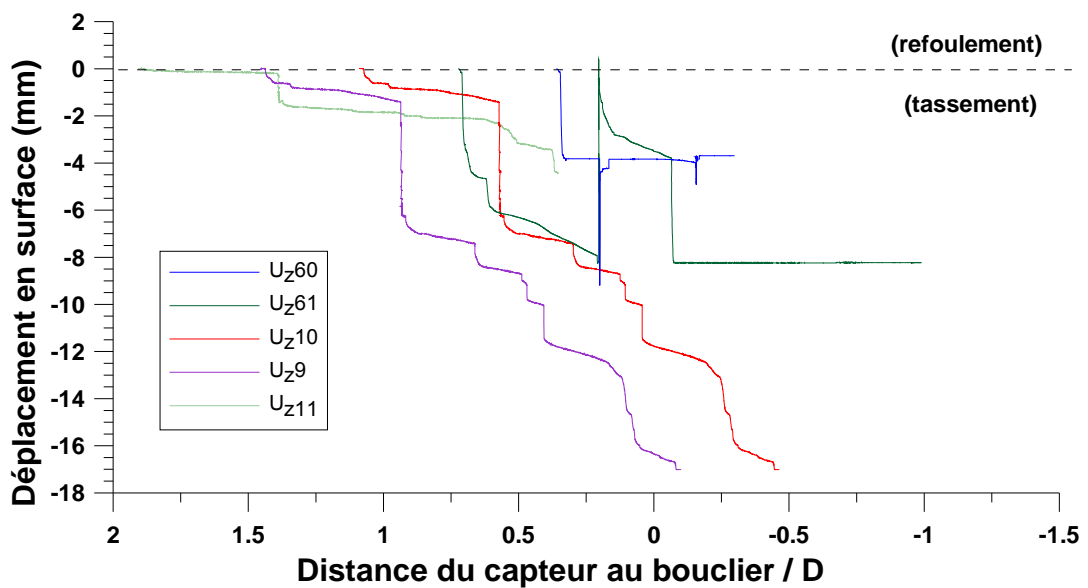


Figure Annexes 20 : Evolution des déplacements de surface dans l'axe du tunnelier au cours de l'essai MF12.

2.5 MF13

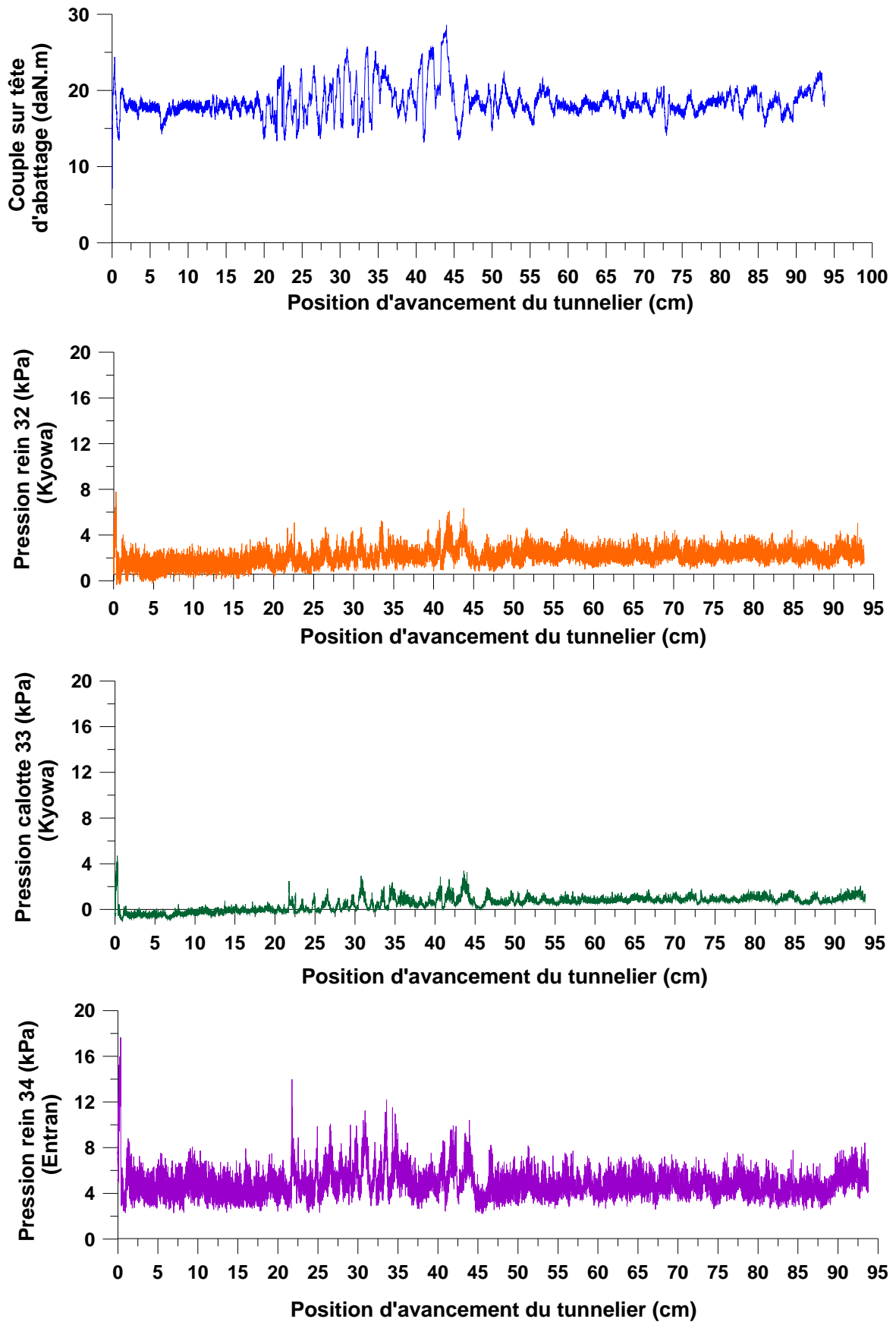


Figure Annexes 21 : Evolutions du couple sur la roue de coupe et des pressions dans la chambre d'abattage au cours de l'essai MF13.

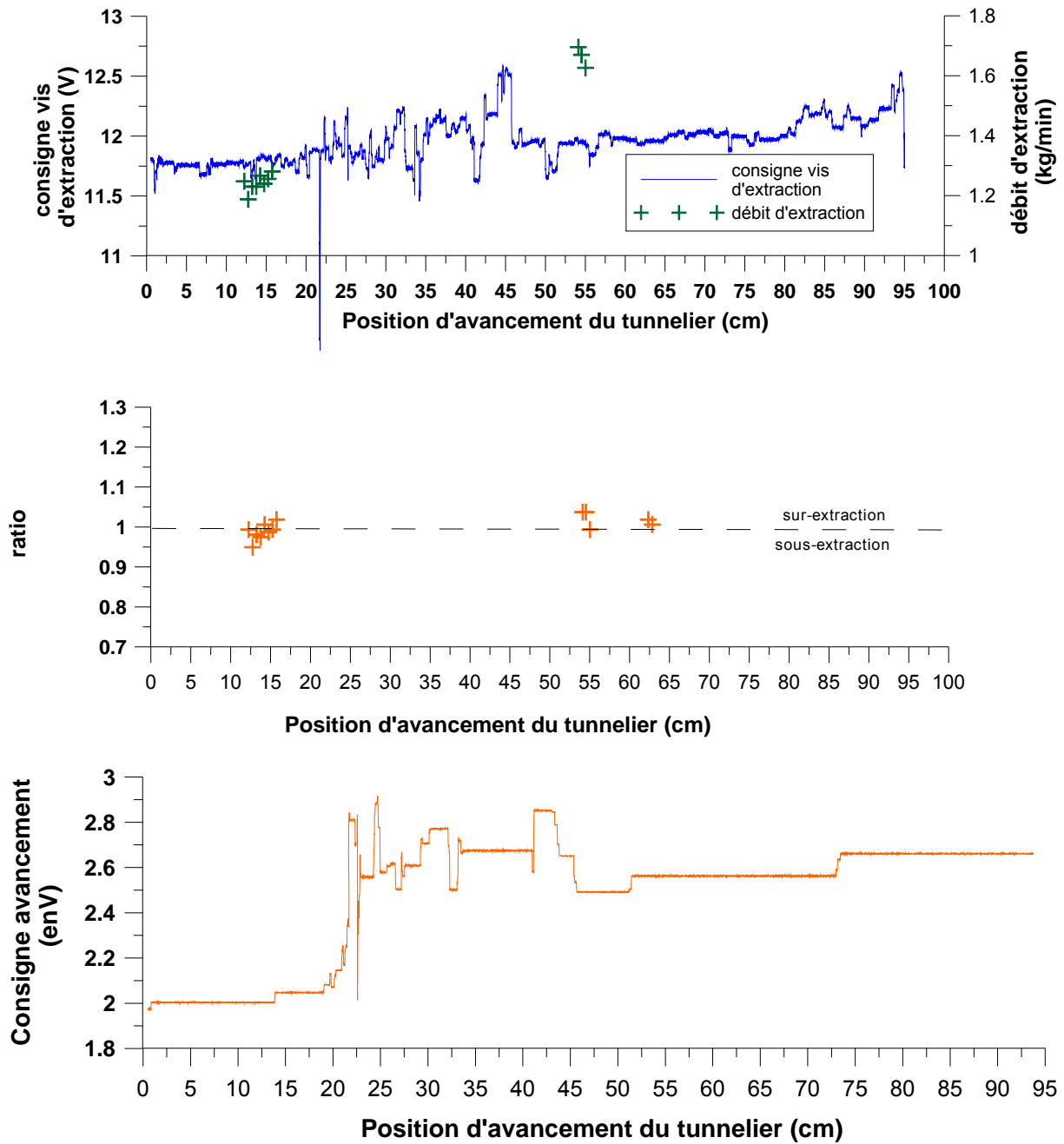


Figure Annexes 22 : Evolution du ratio et des tensions de consigne pilotant la vitesse d'avancement et la vitesse de rotation de la vis d'extraction au cours de l'essai MF13.

2.6 MS1

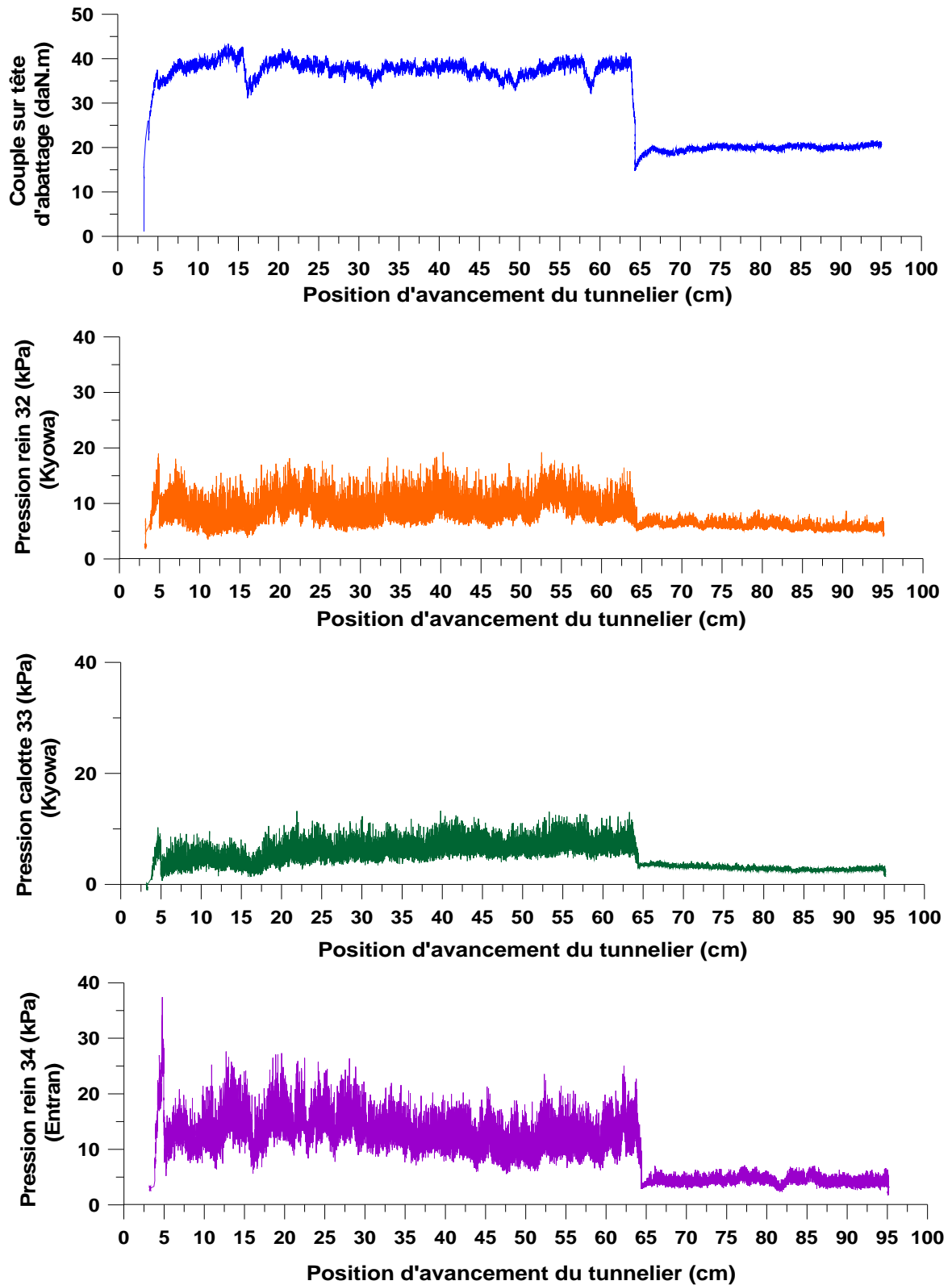


Figure Annexes 23 : Evolutions du couple sur la roue de coupe et des pressions dans la chambre d'abattage au cours de l'essai MS1.

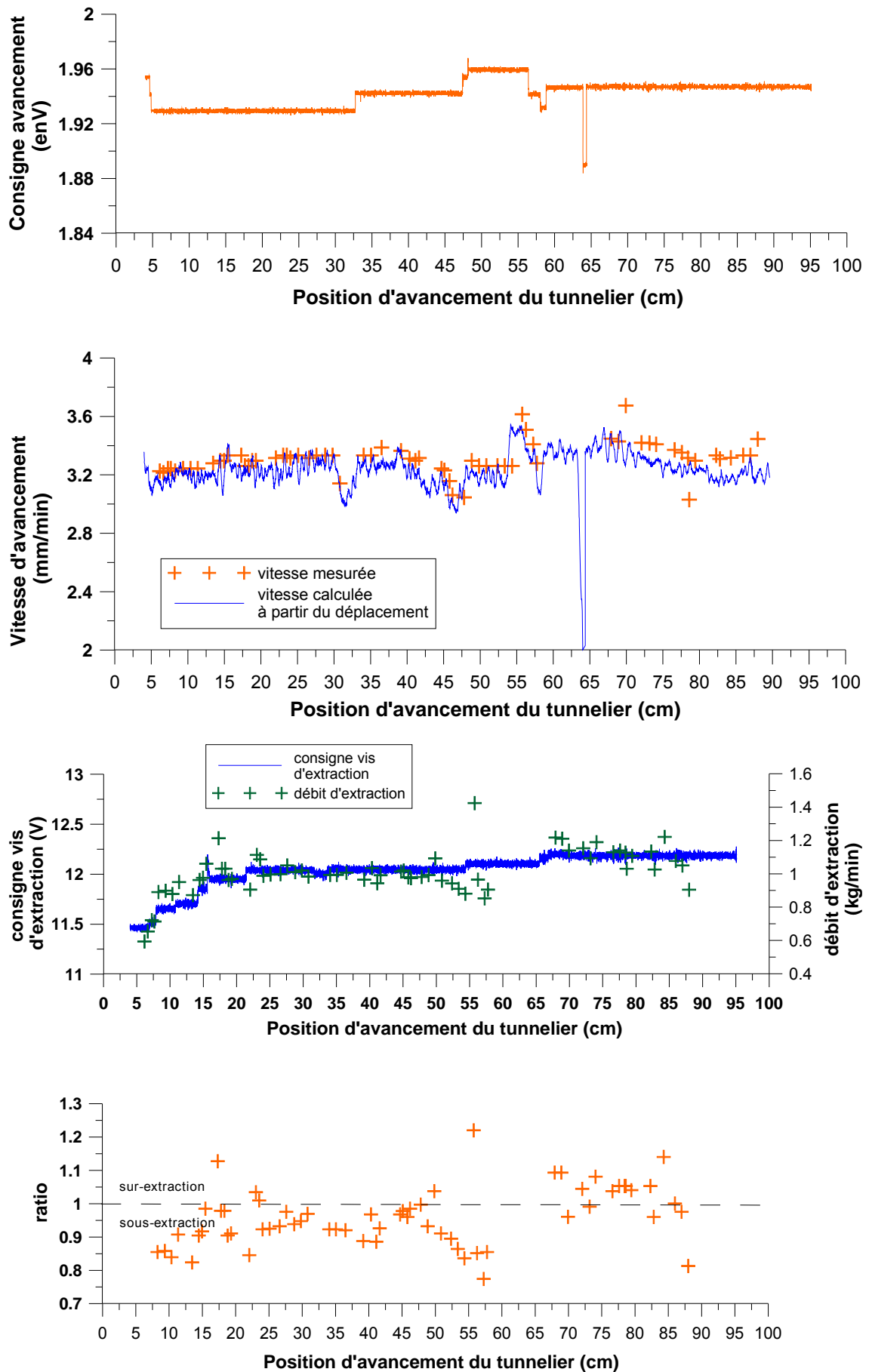


Figure Annexes 24 : Evolution de la vitesse d'avancement et du ratio au cours de l'essai MS1, ainsi que des tensions de consigne qui y sont relatives imposées lors du pilotage du tunnelier.

2.7 MS2

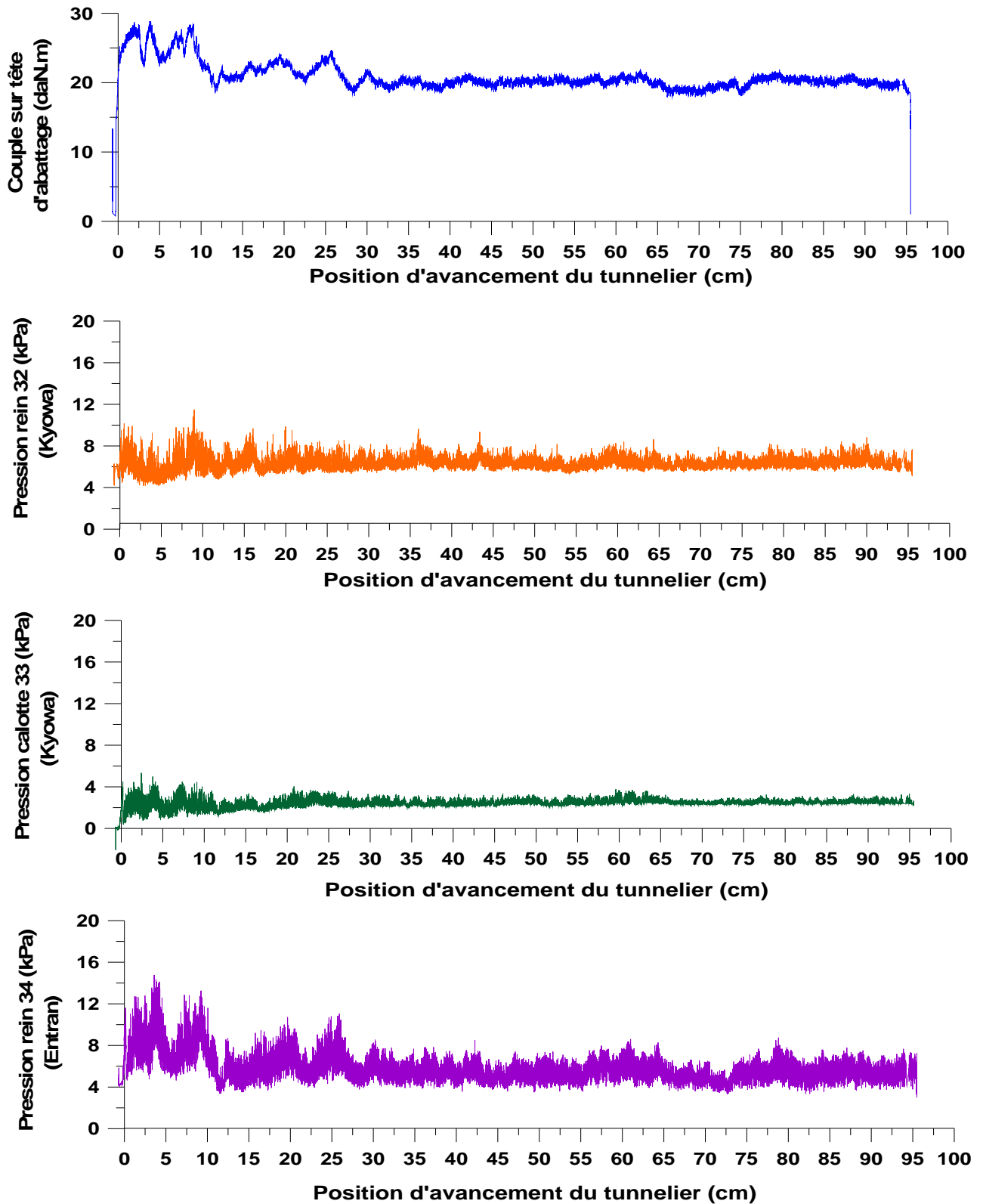


Figure Annexes 25 : Evolutions du couple sur la roue de coupe et des pressions dans la chambre d'abatage au cours de l'essai MS2.

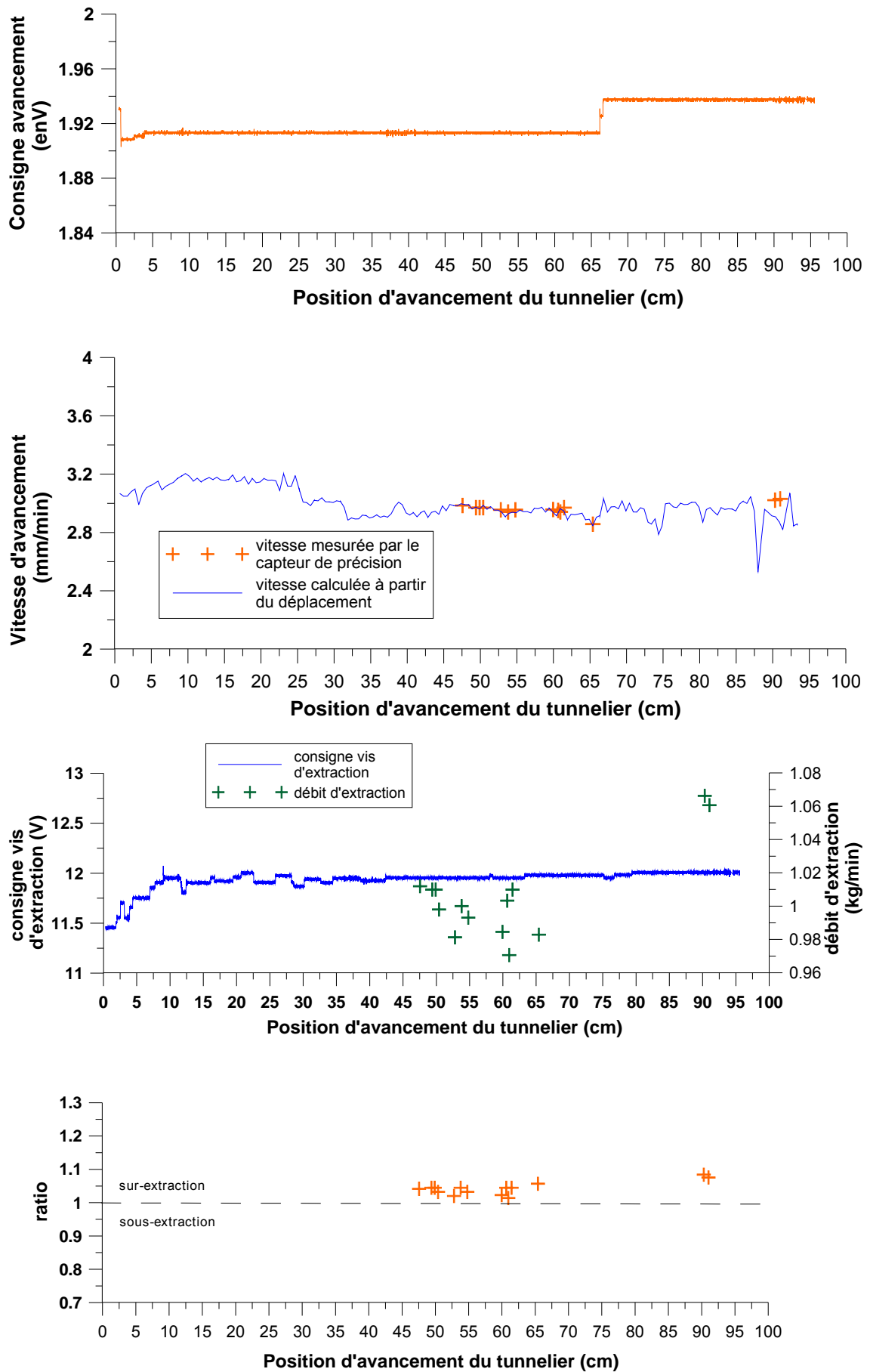


Figure Annexes 26 : Evolution de la vitesse d'avancement et du ratio au cours de l'essai MS2, ainsi que des tensions de consigne qui y sont relatives imposées lors du pilotage du tunnelier.

2.8 MS3

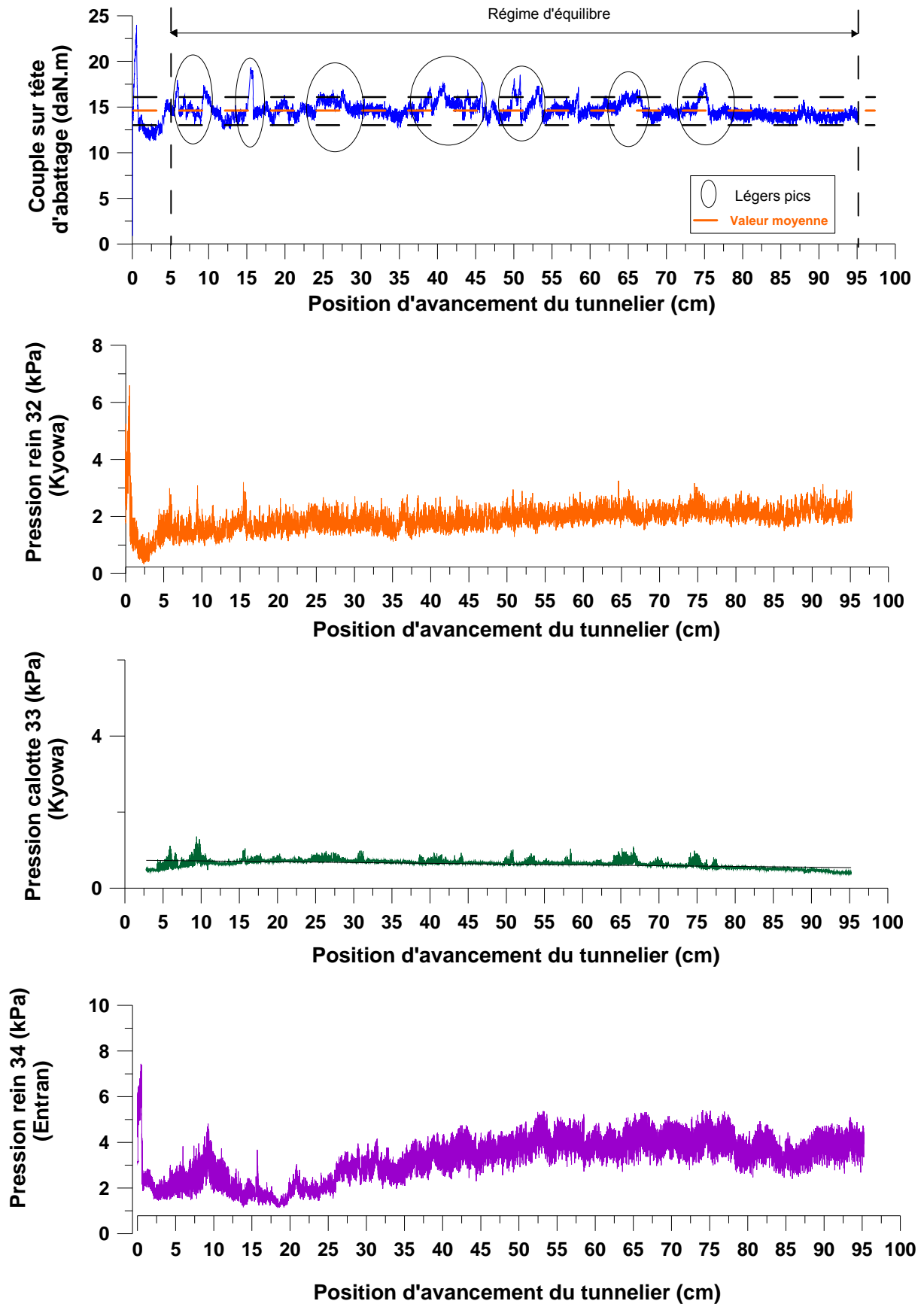


Figure Annexes 27 : Evolutions du couple sur la roue de coupe et des pressions dans la chambre d'abattage au cours de l'essai MS3.

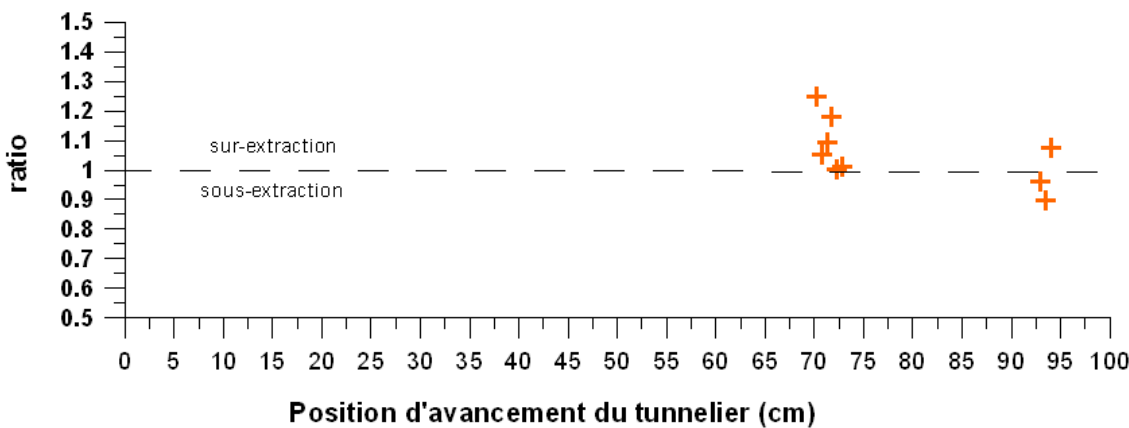
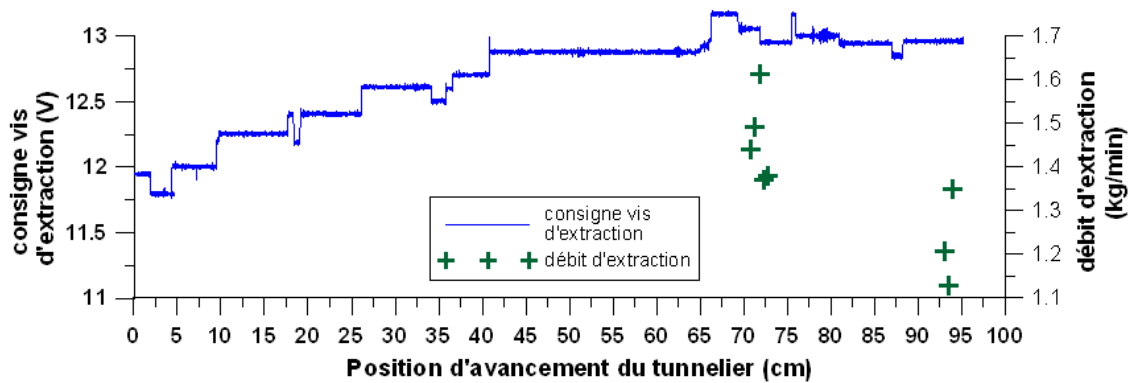
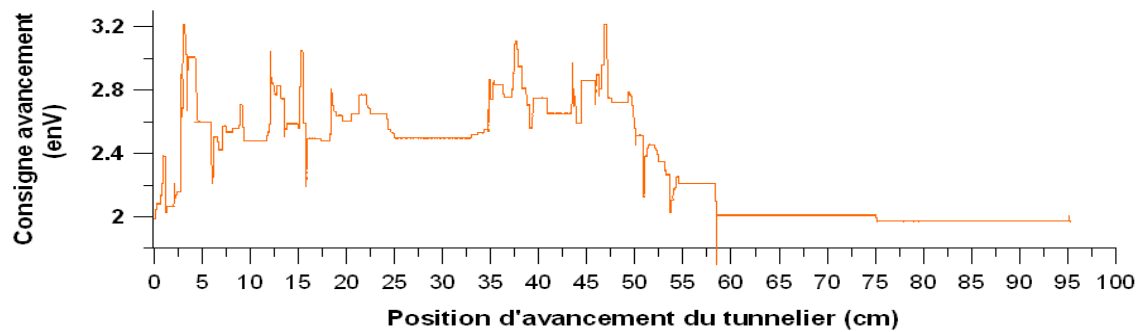


Figure Annexes 28 : Evolution du ratio et des tensions de consigne pilotant la vitesse d'avancement et la vitesse de rotation de la vis d'extraction au cours de l'essai MS3.

3 ALGORITHME DE PLASTICITE – METHODE DES CONTRAINTES INITIALES AVEC PREDICTION ELASTIQUE (SUDRET, 1999).

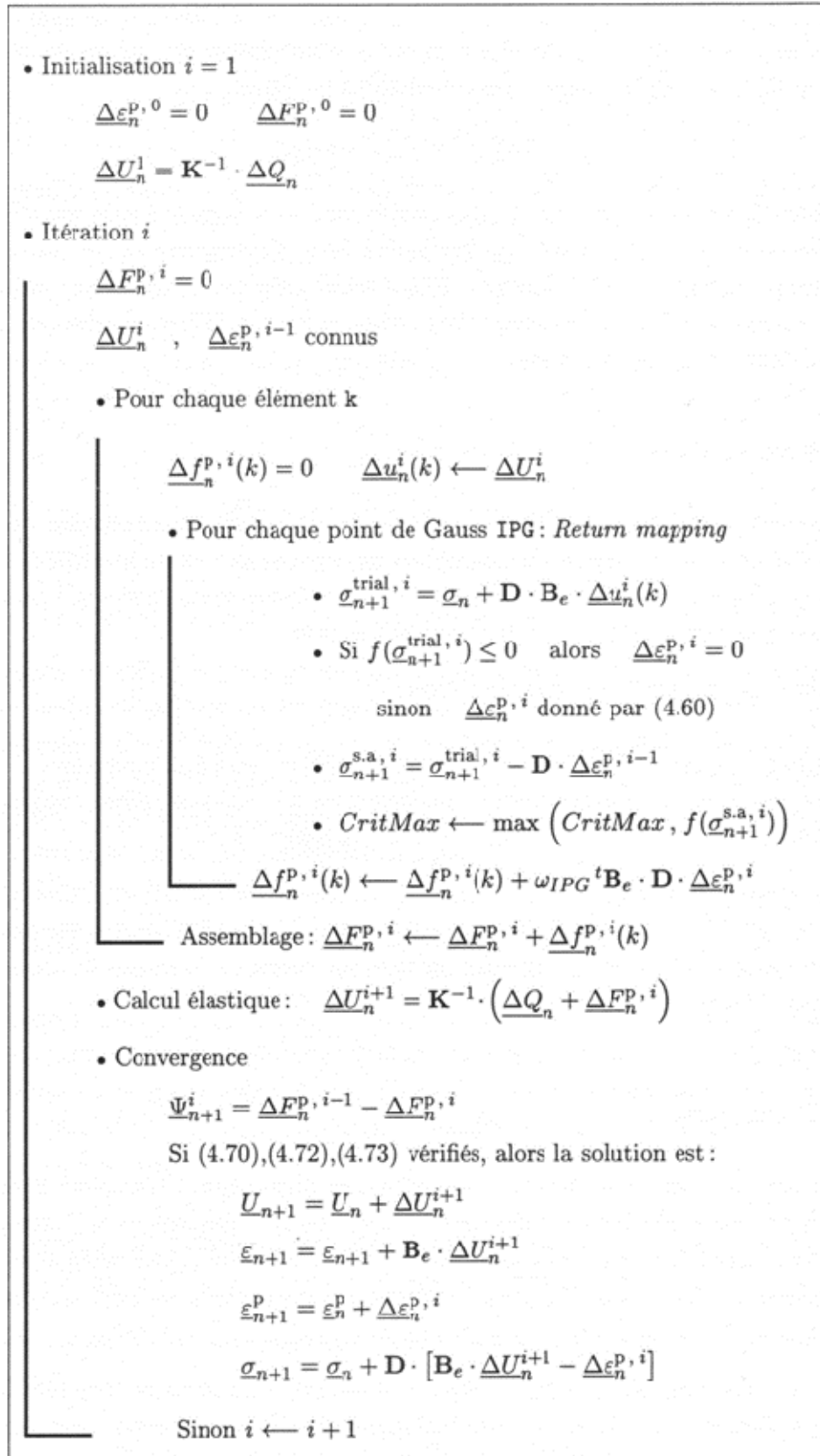


Figure Annexes 29 : Algorithme de plasticité – Méthode des contraintes initiales avec prédiction élastique (Sudret, 1999).

4 CODES FLAC3D

1. Procédure « quartcyl » permettant le maillage d'un cylindre sans angles très aigus au niveau de son axe.
2. Modélisation d'un essai triaxial de révolution.
3. Modélisation d'un tunnel à forte profondeur.
4. Modélisation de la rupture par effondrement du front de taille d'un tunnel creusé au bouclier à front pressurisé.
5. Modélisation du processus de creusement en régime d'équilibre d'un tunnel creusé au bouclier à front pressurisé.

```

FILE: quartcyl_normx.fis, DATE: lun. 26. sept. 17:45:58 2011
-----
; Procédure fish "quartcyl" permettant le maillage d'un cylindre sans angles
; très aigus au niveau de l'axe
;-----
;-----
; cas d'un cylindre de normale x (utilisé dans le corps de la thèse)
;-----

def quart_cylnormx
; entrées : y0,z0          centre
;          x0,x1          extension dans direction axe cylindre
;          rad            rayon
;          nrad,ntang,nthick nombre de zones dans les 3 directions
;          nom            nom du groupe créé
; Rque :  ntang doit être suffisant et nrad doit être supérieur à ntang/2
;          rrad,rthick    ratio

drthick = 1./rthick
nin = ntang/2
nout = nrad - nin
cin = float(nin)/float(nrad)
z1_ = z0 + cin*rad
z2_ = z0 + rad
z3_ = z0 + cin*rad/1.35
y1_ = y0 + cin*rad
y2_ = y0 + rad
y3_ = y0 + cin*rad/1.35

;Génération de la zone centrale
command
gen zone brick size @nin @nthick @nin ratio 1 @rthick 1 &
p0 @x0 @y0 @z0 p1 @x0 @y0 @z1_ p2 @x1 @y0 @z0 &
p3 @x0 @y1_ @z0 p4 @x1 @y0 @z1_ p5 @x1 @y1_ @z0 &
p6 @x0 @y3_ @z3_ p7 @x1 @y3_ @z3_ group @nom
end_command

;Génération de la périphérie
loop i (1,nin)
ang1 = float(i-1)*pi/4/float(nin)
y2s1 = y0 + rad*sin(ang1)
z2s1 = z0 + rad*cos(ang1)
z3s1 = z1_-(i-1)*(-z3_+z1_)/float(nin)
y3s1 = y0-(i-1)*(y0-y3_)/float(nin)

ang2 = float(i)*pi/4/float(nin)
y2s2 = y0 + rad*sin(ang2)
z2s2 = z0 + rad*cos(ang2)
z3s2 = z1_-(i)*(-z3_+z1_)/float(nin)
y3s2 = y0-(i)*(y0-y3_)/float(nin)

command
gen zone brick size @nout @nthick 1 ratio @rrad @rthick 1 &
p0 @x0 @y3s1 @z3s1 p1 @x0 @y2s1 @z2s1 p2 @x1 @y3s1 @z3s1
p3 @x0 @y3s2 @z3s2 p4 @x1 @y2s1 @z2s1 p5 @x1 @y3s2 @z3s2
p6 @x0 @y2s2 @z2s2 p7 @x1 @y2s2 @z2s2 group @nom
end_command

ang3 = pi/4 + float(i-1)*pi/4/float(nin)
y2t1 = y0 + rad*sin(ang3)
z2t1 = z0 + rad*cos(ang3)
z3t1 = z3_-(i-1)*(z3_-z0)/float(nin)

```

```

y3t1 = y3_+(i-1)*(y1_-y3_)/float(nin)

ang4 = pi/4 + float(i)*pi/4/float(nin)
y2t2 = y0 + rad*sin(ang4)
z2t2 = z0 + rad*cos(ang4)
z3t2 = z3_-(i)*(z3_-z0)/float(nin)
y3t2 = y3_+(i)*(y1_-y3_)/float(nin)

command
gen zone brick size @nout @nthick 1 ratio @rrad @rthick 1 &
p0 @x0 @y3t1 @z3t1 p1 @x0 @y2t1 @z2t1 p2 @x1 @y3t1 @z3t1
p3 @x0 @y3t2 @z3t2 p4 @x1 @y2t1 @z2t1 p5 @x1 @y3t2 @z3t2
p6 @x0 @y2t2 @z2t2 p7 @x1 @y2t2 @z2t2 group @nom
end_command
end_loop
end

;-----
; cas d'un cylindre de normale y (utilisé dans les modélisations préliminaire)
;-----
def quart_cyl
drthick = 1./rthick
nin = ntang/2
nout = nrad - nin
cin = float(nin)/float(nrad)
x0_ = x00
z0_ = z00
x1_ = x00
z1_ = z00 + cin*rad
x2_ = x00
z2_ = z00 + rad
x3_ = x00 + cin*rad
z3_ = z00
x4_ = x00+ rad
z4_ = z00
x5_ = x00 + cin*rad/1.35
z5_ = z00 + cin*rad/1.35
command
gen zone brick p0 @x0_ @y0 @z0_ p1 @x3_ @y0 @z3_ p2 @x0_ @y1 @z0_ &
p3 @x1_ @y0 @z1_ p4 @x3_ @y1 @z3_ p5 @x1_ @y1 @z1_ &
p6 @x5_ @y0 @z5_ p7 @x5_ @y1 @z5_ group 'newz' &
size @nin @nthick @nin ratio 1. @rthick 1.
end_command
x2s = x3_
z2s = z3_
x3s = x4_
z3s = z4_
x2t = x1_
z2t = z1_
x3t = x2_
z3t = z2_
loop i (1,nin)
x0s = x2s
z0s = z2s
x1s = x3s
z1s = z3s
x2s = (x3_*(nin-i)+x5_*i)/float(nin)
z2s = (z3_*(nin-i)+z5_*i)/float(nin)
ang = pi/4. * float(i)/float(nin)
x3s = x00 + rad*cos(ang)
z3s = z00 + rad*sin(ang)
command
gen zone brick p0 @x0s @y0 @z0s p1 @x1s @y0 @z1s p2 @x0s @y1 @z0s &

```

```

        p3 @x2s @y0 @z2s p4 @x1s @y1 @z1s p5 @x2s @y1 @z2s &
        p6 @x3s @y0 @z3s p7 @x3s @y1 @z3s group 'newz' &
        size @nout @nthick 1 ratio @rrad @rthick 1.
    end_command
    x0t = x2t
    z0t = z2t
    x1t = x3t
    z1t = z3t
    x2t = (x1_*(nin-i)+x5_*i)/float(nin)
    z2t = (z1_*(nin-i)+z5_*i)/float(nin)
    ang = pi/4. * float(i)/float(nin)
    x3t = x00 + rad*sin(ang)
    z3t = z00 + rad*cos(ang)
    command
        gen zone brick p0 @x0t @y1 @z0t p1 @x1t @y1 @z1t p2 @x0t @y0 @z0t &
        p3 @x2t @y1 @z2t p4 @x1t @y0 @z1t p5 @x2t @y0 @z2t &
        p6 @x3t @y1 @z3t p7 @x3t @y0 @z3t group 'newz' &
        size @nout @nthick 1 ratio @rrad @drthick 1.
    end_command
end_loop

;rotation autour de x00,z00
command
    ini gpextra 1 0
    ini gpextra 1 1 range group 'newz'
end_command
ang0 = angle0*pi/180.
gpnt = gp_head
loop while gpnt # null
    if gp_extra(gpnt,1) = 1 then
        dx = gp_xpos(gpnt) - x00
        dz = gp_zpos(gpnt) - z00
        gp_xpos(gpnt) = x0 + dx*cos(ang0) - dz*sin(ang0)
        gp_zpos(gpnt) = z0 + dx*sin(ang0) + dz*cos(ang0)
    end_if
    gpnt = gp_next(gpnt)
end_loop
command
    group 'newzones' range group 'newz'
end_command
end

```

FILE: triax_cont_écrouiss+ENL.dat, DATE: mar. 27. sept. 17:42:34 2011

```
-----
;
; MODELISATIONS PRELIMINAIRES :
; essai triaxial de révolution
;
-----
new

; Définition des paramètres
def parametres
  nbinc=36
  lgtab=nbinc+1
  Eref=10e6
  sigma_ref=-17e3 ; en Pa !! convention mécasol
  n_ENL=0.5
  nu=0.25
  roh=1365
  coheini=0.5e3
  cohefin=2e3 ; pour 20% de deformation plastique !
  fi=36
  psi=5
  te=0
  sigma_conf=-10e3
end
@parametres

;-----
; Génération du modèle
;-----
; creation maillage
;generation d'un quart de cylindre de normale y !!
config gpextra 1
ca quartcyl.fis
def MeshParam
  angle0 = 0.
  x0 = 0.
  z0 = 0.
  x00 = 0.
  z00 = 0.
  y0 = 0.0
  y1 = 0.3
  rad = 0.15
  nrad = 5
  ntang = 6
  nthick = 5
  rrad = 1.0
  rthick = 1.0
end
@MeshParam
@quart_cyl

gen zone reflect orig 0 0 0 norm 1 0 0
gen zone reflect orig 0 0 0 norm 0 0 1

; Modèle de comportement du matériau
; détermination de K et G
def K_G
  K=Eref/(3*(1-2*nu))
  G=Eref/(2*(1+nu))
end
@K_G

; Loi de comportement du matériau : MC avec écrouissage + élasticité non liné
; Cette procédure fonctionne mais est coûteuse en calcul (à cause du scan ech
; dans le groupe "command"). Une procédure plus performante avec z_apply sera
```

```
; utilisée ultérieurement.
def LC_nonlin_avec_écrouis
  zone1=zone_head
  loop while zone1#null
    id_zone1=z_id(zone1)
    sigma_m=-(z_sxx(zone1)+z_syy(zone1)+z_szz(zone1))/3
    Kn1=1/(3*(1-2*nu))*Eref*((sigma_m/sigma_ref)^2)^(n_ENL/2)
    Gn1=1/(2*(1+nu))*Eref*((sigma_m/sigma_ref)^2)^(n_ENL/2)
    command
      model strainsoft range id @id_zone1
      prop bulk @Kn1 shear @Gn1 fric @fi coh @coheini dil @psi &
      tens @te ctab 1 range id @id_zone1
      ini dens=@roh range id @id_zone1
      table 1 0 @coheini 0.2 @cohefin ; déformation plastique / cohesiv
    endcommand
    zone1=z_next(zone1)
  endloop
end
@LC_nonlin_avec_écrouis

; application des conditions aux limites en déplacement
fix y range y -0.01 0.01

;-----
; Variables à suivre et graphes
;-----
; Définition des nouvelles variables
def eps_y
  eps_y=-gp_ydisp(gp_near(0,0.3,0))/0.3*100
end
@eps_y

def deviateur
  deviateur=-(z_syy(z_near(0,0.3,0))-z_sxx(z_near(0.15,0.15,0)))/1e3
end
@deviateur

def eps_r
  eps_r=-gp_xdisp(gp_near(0.15,0.15,0))/0.15*100
end
@eps_r

def eps_v
  eps_v=-(eps_y+2*eps_r)
end
@eps_v

; Création des variables histoire
hist ratio
hist gp ydisp 0,0.3,0
hist @deviateur
hist @eps_y
hist @eps_r
hist @eps_v

; création des tableaux
def tableaux
  array aa(3,lgtab)
  aa(1,1)='q(kPa)'
  aa(2,1)='defverticale(%)'
  aa(3,1)='defvolumique(%)'
  array bb(lgtab)
end
```

```

@tableaux

;-----
; Phase 1 : Application d'un confinement (s'applique partout par défaut)
;-----
apply ns @sigma_conf

; Résolution
solve ratio 1e-6

; Sauvegarde
save triax_confinement.sav

;-----
; Phase 2 : écrasement
;-----
;initialisation des déplacements
ini xdis 0 ydis 0 zdis 0

; création du critère d'arrêt du calcul (ratio 1e-7 ou 5000 itérations)
def arretcalc
  while_stepping
    crit_arret2=0
    if step>N1+100 ; pour que système ait le temps d'être déséquilibré !
      if mech_ratio<1.0e-6
        crit_arret2=1
      endif
    endif
    if (N2-N1)^2>5000^2
      crit_arret2=1
    endif
  endif
end

; CAS DU PILOTAGE EN CONTRAINTE !
;def ecrasement
;  loop k(2,lgtab)
;    s3=sigma_conf+(k-1)*(-1e3)
;    N1=step
;    command
;      apply ns @s3 range y 0.29 0.31
;      @arretcalc
;      solve fishhalt @crit_arret2
;    end_command
;    N2=step
;    aa(1,k)=deviateur
;    aa(2,k)=eps_y
;    aa(3,k)=eps_v
;  end_loop
;end
;@ecrasement

; CAS DU PILOTAGE EN VITESSE avec utilisation servo control
fix y range y 0.29 0.31
ini yvel -1.0e-7 range y 0.29 0.31 ;initialisation de la vitesse d'écrasement

def para_servo
  unbal_max=0.2
  unbal_min=0.05
  coef_aug=1.001
  coef_dim=0.9
  dep_max=0.06
  eps=0.001
end
@para_servo

```

```

def servocontrol
  while_stepping
    pnt=gp_head
    loop while pnt#null
      if gp_ypos(pnt)^2-0.3^2<1e-6
        if unbal>unbal_max then
          gp_yvel(pnt)=gp_yvel(pnt)*coef_dim
        endif
        if unbal<unbal_min then
          gp_yvel(pnt)=gp_yvel(pnt)*coef_aug
        endif
        crit_arret=0
        if (gp_ydisp(pnt)^2-dep_max^2)^2<eps^4
          crit_arret=1
        endif
      endif
      pnt=gp_next(pnt)
    endloop
  end
end
@servocontrol

;Sauvegarde
def sauveg
  status = open('triax_ecrasement.log',1,1)
  loop h(1,lgtab)
    bb(h)=string(string(aa(1,h))+' '+string(aa(2,h))+' '+string(aa(3,h)))
  endloop
  status = write(bb,lgtab)
  status = close
end
@sauveg

save triax_cont_mc_ecrasement.sav
history write 1 2 3 4 5 6 file triax_cont_mc.xls

```

```

FILE: tunnelprof_vitesse.dat, DATE: lun. 26. sept. 18:02:13 2011
-----
;
;MODELISATIONS PRELIMINAIRES :
;Tunnel de forte profondeur en milieu élastoplastique type Tresca !
;-----
new

; Définition des paramètres
def parametres
  E=100e6
  nu=0.3
  cohe=3e4
  tensi=3e4
  roh=1365
  s0=-1e5
  n1=5
  n2=2
  n3=20
  n4=60
  n6=4*n4
  ec_vel=-5e-7
end
@parametres

def K_G
  K_=E/(3*(1-2*nu))
  G_=E/(2*(1+nu))
end
@K_G

;-----
; Generation du modèle
;-----
; génération du massif
gen zone radcyl size @n1 @n2 @n3 @n4 &
  p0 0 0 0 p1 20 0 0 p2 0 0.1 0 p3 0 0 20 p4 20 0.1 0 &
  p5 0 0.1 20 p6 20 0 20 p7 20 0.1 20 p8 0.5 0 0 &
  p9 0 0 0.5 p10 0.5 0.1 0 p11 0 0.1 0.5 &
  ratio 1.0 1.0 1.0 1.08 &
  group massif

; génération du tunnel avec la fonction quartcyl
config gpextra 1
ca quartcyl.fis
def MeshParam
  angle0=0.
  x0=0.
  z0=0.
  x00=0.
  z00=0.
  y0=0.0
  y1=0.1
  rad=0.5
  nrad=15
  ntang=20
  nthick=2
  rrad=1.0
  rthick=1
end
@MeshParam

@quart_cyl

; propriétés du matériau

```

```

model mohr
prop bulk @K_ shear @G_ fric 0 coh @cohe dil 0 tens @tensi
ini dens=@roh

; Initialisation des contraintes
ini sxx @s0 grad 0 0 0
ini syy @s0 grad 0 0 0
ini szz @s0 grad 0 0 0

; application conditions aux limites
fix z range z -0.01 0.01
fix x range x -0.01 0.01
fix x y z range z 19.99 20.01
fix x y z range x 19.99 20.01
fix y range y -0.01 0.01
fix y range y 0.09 0.11

;-----
;suivi du calcul
;-----
; Création variables histoire
hist unbal
hist gp xdisp 0.5,0.05,0
hist ratio

;création des tableaux
def tableaux
  array dep(3,n6)
    dep(1,1)='xpos=r(m)'
    dep(2,1)='xdep=Ur(m)'
    dep(3,1)='gp_id'
  array dep_export(n6)
  array contraintes(4,n6)
    contraintes(1,1)='x_pos=r(m)'
    contraintes(2,1)='sxx=sr(MPa)'
    contraintes(3,1)='szz=st(MPa)'
    contraintes(4,1)='zone_id'
  array contraintes_export(n6)
end
@tableaux

;-----
; phase 1 du calcul : initialisation
;-----
solve ratio 1e-7

;-----
; phase 2 du calcul : convergence par pilotage en vitesse
;-----
ini xdis 0 ydis 0 zdis 0

model null range group tunnel

;écrasement en vitesse avec utilisation servo control
;fix x z range cyl endl 0 -0.01 0 end2 0 0.11 0 r 0.51
ini xvel @ec_vel range cyl endl 0 -0.01 0 end2 0 0.11 0 r 0.51

def para_servo
  unbal_max=0.2
  unbal_min=0.05
  coef_aug=1.001
  coef_dim=0.9
  dep_max=0.002545
  eps=0.001
end

```

```

@para_servo

def servocontrol
  while_stepping
  if unbal>unbal_max then
    ec_vel=ec_vel*coef_dim
  endif
  if unbal<unbal_min then
    ec_vel=ec_vel*coef_aug
  endif
  pnt1=gp_head
  crit_arret=0
  loop while pnt1#null
    if (gp_xdisp(pnt1)^2-dep_max^2)^2<eps^4
      crit_arret=1
    endif
    pnt1=gp_next(pnt1)
  endloop
end

@servocontrol

def convergence
  pnt=gp_head
  loop while pnt#null
    num_id=gp_id(pnt)
    if gp_xpos(pnt)>0 then
      if gp_xpos(pnt)^2+gp_zpos(pnt)^2-0.5^2<1e-6 then
        gp_xvel(pnt)=ec_vel*gp_xpos(pnt)^2/(gp_xpos(pnt)^2+gp_zpos(pnt)^2)
        gp_zvel(pnt)=ec_vel*gp_zpos(pnt)^2/(gp_xpos(pnt)^2+gp_zpos(pnt)^2)
        ;
        command
        ;   fix xvel range id @num_id
        ;   fix zvel range id @num_id
        ;
        endcommand
        endif
      else
        if gp_zpos(pnt)^2-0.5^2<1e-6 then
          gp_xvel(pnt)=0
          gp_zvel(pnt)=ec_vel
        ;
        command
        ;   fix xvel range id @num_id
        ;   fix zvel range id @num_id
        ;
        endcommand
        endif
      endif
      pnt=gp_next(pnt)
    endloop
  end
end
@convergence

solve fishhalt @crit_arret ; calcul s'arrête lorsque cette fonction passe à 1

;-----
;; Autre phase 2 du calcul : pilotage en contrainte de l'excavation
;-----
;model null range group newzones
;
;def deconfinement
;  loop l(1,10)
;  ; p_int=-10e4+1*(1e4)
;  ; command
;  ;   apply ns @p_int range cy endl 0 0 0 end2 0 0.1 0 r 0.5
;  ;   solve ratio 1e-7
;  ;
;  endcommand
;  endloop

```

```

;end
;@deconfinement

;-----
;sauvegardes
;-----

def ecriture_dep
  pnt=gp_head
  k=2
  loop while pnt#null
    if (gp_ypos(pnt)-0.05)^2<1e-6 then
      if (gp_zpos(pnt))^2<1e-6 then
        dep(1,k)=gp_xpos(pnt)
        dep(2,k)=-gp_xdisp(pnt)*1000 ;pour déplacement en mm
        dep(3,k)=gp_id(pnt)
        k=k+1
      end_if
    end_if
    pnt=gp_next(pnt)
  end_loop
end
@ecriture_dep

def sauvegdep
  status = open('tunnelprof_tresca_dep.log5',1,1)
  loop h(1,n6)
    dep_export(h)=string(string(dep(1,h))+' '+string(dep(2,h))+' '+string
  endloop
  status = write(dep_export,n6)
  status = close
end
@sauvegdep

def ecriture_cont
  zone=zone_head
  i=2
  loop while zone#null
    if (z_zcen(zone)-1.5/30*z_xcen(zone))^2<1e-4 then
      if (z_ycen(zone)-0.025)^2<1e-6 then
        contraintes(1,i)=z_xcen(zone)
        contraintes(2,i)=-z_sxx(zone)/1e6 ;pour convention mécasol
        contraintes(3,i)=-z_szz(zone)/1e6 ;pour convention mécasol
        contraintes(4,i)=z_id(zone)
        i=i+1
      end_if
    end_if
    zone=z_next(zone)
  end_loop
end
@ecriture_cont

def sauvegcont
  status = open('tunnelprof_tresca_cont5.log',1,1)
  loop j(1,n6)
    contraintes_export(j)=string(string(contraintes(1,j))+' '+string(contraintes
  endloop
  status = write(contraintes_export,n6)
  status = close
end
@sauvegcont

save tunnelprof_tresca5.sav
history write 1 2 3 file tunnelprof_tresca5.xls

```

```

FILE: effondCF_ENL_vf.dat, DATE: mer. 28. sept. 09:27:38 2011
-----
;
; MODELLISATION DES REGIMES EXTREMES DE CREUSEMENT
; Cas de la rupture par effondrement du front de taille
;-----

new project
set fish autocreate on
title 'Rupture par effondrement du front de taille : Modèle Flac3D'

;-----
; Entrée des différents paramètres
;-----
; Paramètres de maillage à faire varier lors de l'étude du maillage
def Param_maillage
  n_proxjupe=8.
  n_epjupe=4
  n_radcentre=20
  n_xarriere=12.
  n_orthorad=20.
  n_y=8.
  n_zcouv=10.
  n_xavant=48.
  r_xarriere=0.7
  r_xavant=1.08
  r_radcentre=0.8
  r_y=1.2
  r_zcouv=1.2
end
@Param_maillage

; Propriétés des matériaux
def Prop_mat
  E_ref=10e6
  nu=0.25
  sigma_ref=-17e3 ; en Pa !! convention MMC
  n_ENL=0.5
  coheini=0.5e3
  cohefin=2e3 ; pour 20% de deformation plastique !
  phi=36
  psi=5
  te=0
  roh=1381

  E_jupe=210e9
  nu_jupe=0.3
  roh_jupe=7850
end
@Prop_mat

; Paramètres résolution
def Param_resol
  RAT=1e-5
  lambda=0.95
end
@Param_resol

;-----
; génération du maillage
;-----
; "jupe" (arrière du front puis avant du front)
gen zone cshell size @n_epjupe @n_xarriere @n_orthorad 3 rat 1.0 @r_xarriere
p0 0 0 0 p1 0 0 0.275 p2 0.5 0 0 p3 0 0.275 0 p4 0.5 0 0.275 p5 0.5 0.275

```

```

p8 0 0 0.255 p9 0 0.255 0 p10 0.5 0 0.255 p11 0.5 0.255 0 group 'jupe'

gen zone cshell size @n_epjupe @n_xavant @n_orthorad 3 rat 1.0 @r_xavant 1.0
p0 0.5 0 0 p1 0.5 0 0.275 p2 2 0 0 p3 0.5 0.275 0 p4 2 0 0.275 p5 2 0.275
p8 0.5 0 0.255 p9 0.5 0.255 0 p10 2 0 0.255 p11 2 0.255 0 group 'sol'

; zone autour jupe (arrière du front puis avant du front) : extérieur
gen zone cshell size @n_proxjupe @n_xarriere @n_orthorad 3 rat 1.0 @r_xarrier
p0 0 0 0 p1 0 0 0.315 p2 0.5 0 0 p3 0 0.315 0 p4 0.5 0 0.315 p5 0.5 0.315
p8 0 0 0.275 p9 0 0.275 0 p10 0.5 0 0.275 p11 0.5 0.275 0 group 'sol'

gen zone cshell size @n_proxjupe @n_xavant @n_orthorad 3 rat 1.0 @r_xavant 1.
p0 0.5 0 0 p1 0.5 0 0.315 p2 2 0 0 p3 0.5 0.315 0 p4 2 0 0.315 p5 2 0.315
p8 0.5 0 0.275 p9 0.5 0.275 0 p10 2 0 0.275 p11 2 0.275 0 group 'sol'

; zone autour jupe (arrière du front puis avant du front) : intérieur
gen zone cshell size @n_proxjupe @n_xarriere @n_orthorad 3 rat 1.0 @r_xarrier
p0 0 0 0 p1 0 0 0.255 p2 0.5 0 0 p3 0 0.255 0 p4 0.5 0 0.255 p5 0.5 0.255
p8 0 0 0.215 p9 0 0.215 0 p10 0.5 0 0.215 p11 0.5 0.215 0 group 'excavati

gen zone cshell size @n_proxjupe @n_xavant @n_orthorad 3 rat 1.0 @r_xavant 1.
p0 0.5 0 0 p1 0.5 0 0.255 p2 2 0 0 p3 0.5 0.255 0 p4 2 0 0.255 p5 2 0.255
p8 0.5 0 0.215 p9 0.5 0.215 0 p10 2 0 0.215 p11 2 0.215 0 group 'sol'

;zone intérieure tunnel
config gpextra 1
ca quartcyl_normx.fis

def Param_quartcyl
  y0=0.
  z0=0.
  x0=0.
  x1=0.5
  rad=0.215
  nrad=n_radcentre
  ntang=n_orthorad
  nthick=n_xarriere
  rrad=r_radcentre
  rthick=r_xarriere
  nom='excavation'
end
@Param_quartcyl
@quart_cylnormx

def Param_quartcylbis
  y0=0.
  z0=0.
  x0=0.5
  x1=2
  rad=0.215
  nrad=n_radcentre
  ntang=n_orthorad
  nthick=n_xavant
  rrad=r_radcentre
  rthick=r_xavant
  nom='sol'
end
@Param_quartcylbis
@quart_cylnormx

;complément zone ext autour jupe
gen zone radcyl size 3 @n_xarriere @n_orthorad @n_y ratio 1.0 @r_xarriere 1.0
p0 0 0 0 p1 0 0 0.425 p2 0.5 0 0 p3 0 0.65 0 p4 0.5 0 0.425 p5 0.5 0.65 0
p6 0 0.65 0.425 p7 0.5 0.65 0.425 p8 0 0 0.315 p9 0 0.315 0 p10 0.5 0 0.3
p11 0.5 0.315 0 group 'sol'

```



```

gen zone radcyl size 3 @n_xavant @n_orthorad @n_y ratio 1.0 @r_xavant 1.0 @r_
p0 0.5 0 0 p1 0.5 0 0.425 p2 2 0 0 p3 0.5 0.65 0 p4 2 0 0.425 p5 2 0.65 0
p6 0.5 0.65 0.425 p7 2 0.65 0.425 p8 0.5 0 0.315 p9 0.5 0.315 0 p10 2 0 0
p11 2 0.315 0 group 'sol'

; Génération de toute la partie basse par symétrie
gen zone reflect normal 0 0 1 origin 0 0 0 range group sol
gen zone reflect normal 0 0 1 origin 0 0 0 range group jupe
gen zone reflect normal 0 0 1 origin 0 0 0 range group excavation

; Génération de la partie haute de la couverture
def Param_couv
  n_ycouv=n_orthorad/2
end
@Param_couv

gen zone brick size @n_zcouv @n_xarriere @n_ycouv ratio @r_zcouv @r_xarriere
p0 0 0 0.425 p1 0 0 0.875 p2 0.5 0 0.425 p3 0 0.65 0.425 p4 0.5 0 0.875 &
p5 0.5 0.65 0.425 p6 0 0.65 0.875 p7 0.5 0.65 0.875 group 'sol'

gen zone brick size @n_zcouv @n_xavant @n_ycouv ratio @r_zcouv @r_xavant 1.0
p0 0.5 0 0.425 p1 0.5 0 0.875 p2 2 0 0.425 p3 0.5 0.65 0.425 p4 2 0 0.875
p5 2 0.65 0.425 p6 0.5 0.65 0.875 p7 2 0.65 0.875 group 'sol'

;-----
; Suivi du calcul et tableaux valeurs
;-----
hist unbal
hist gp xdisp 0.5 0 0
hist zone sxx 0.5 0 0 ;par défaut prendra la contrainte au milieu du tétraèdre
;le plus proche du point considéré.

def temps
  temps0=clock
end
@temps

def tableaux
  array tableaul(8,10000)
  tableaul(1,1)='posit_z_noeud(m)'
  tableaul(2,1)='u_iniph3(m)'
  tableaul(3,1)='u_finalph3(m)'
  tableaul(4,1)='posit_x_centrezzone(m)'
  tableaul(5,1)='posit_y_centrezzone(m)'
  tableaul(6,1)='posit_z_centrezzone(m)'
  tableaul(7,1)='sxx_iniph3(kPa)'
  tableaul(8,1)='sxx_finale(kPa)'

  array tabl_dep_exp(10000)
  array tabl_contr_exp(10000)
end
@tableaux

;-----
; Phase 1 : initialisation des contraintes par application de la gravité
;-----
; Propriétés des matériaux
; Calcul de K et G à partir de E et nu
def K_et_G
  K_sol=E_ref/3/(1-2*nu)
  G_sol=E_ref/2/(1+nu)
  K_jupe=E_jupe/3/(1-2*nu_jupe)

```

```

  G_jupe=E_jupe/2/(1+nu_jupe)
end
@K_et_G

model mech el
prop bulk @K_sol shear @G_sol
ini dens=@roh

; Conditions aux limites
fix z range z -0.426 -0.424
fix x range x -0.001 0.001
fix x range x 1.999 2.001
fix y range y -0.001 0.001
fix y range y 0.649 0.651

; Initialisation des contraintes
ini sxx 1 grad 0 0 0
ini syy 1 grad 0 0 0
ini szz 1 grad 0 0 0

; Chargement
set gravity 0 0 -9.81

; résolution et sauvegarde
solve ratio @RAT
save phasel ; indispensable de créer un fichier de sauvegarde après chaque
;phase pour pouvoir ensuite afficher les graphes pour chacune d'elle.

;-----
; Phase 2 : mise en place de la jupe
;-----
; Propriétés des matériaux : on n'excave pas tout de suite car si on applique
;"model null" à excavation, déconfinement total sera automatiquement appliqué
; en périphérie (OK) mais aussi au front !!!

model mech el range group jupe
prop bulk @K_jupe shear @G_jupe range group jupe
ini dens=@roh_jupe range group jupe

; Conditions aux limites (on rajoute juste les nouvelles, autres conservées)
fix x y z range group jupe x -0.001 0.001

; Pas de chargement.

; résolution
solve ratio @RAT

; écriture résultats dans tableau
def remptableauph2
  pnt=gp_head
  k=2
  loop while pnt#null
    if (gp_xpos(pnt)-0.5)^2<1e-6 then
      if (gp_ypos(pnt))^2<1e-6 then
        tableaul(1,k)=gp_zpos(pnt)
        tableaul(2,k)=gp_xdisp(pnt)
        k=k+1
      end_if
    end_if
    pnt=gp_next(pnt)
  end_loop
  kmax=k-1

  zone=zone_head

```

```

l=2
tol_x=1.5*(1-r_xavant)/(1-r_xavant^n_xavant)
loop while zone#null
  if z_xcen(zone)>0.5 then
    if (z_xcen(zone)-0.5)^2<tol_x^2 then
      if (z_ycen(zone))^2<1e-3 then
        tableau1(4,1)=z_xcen(zone)
        tableau1(5,1)=z_ycen(zone)
        tableau1(6,1)=z_zcen(zone)
        tableau1(7,1)=-z_sxx(zone)/1e3
        l=l+1
      end_if
    end_if
  end_if
  zone=z_next(zone)
end_loop
lmax=l-1
end
@remtableauph2

; sauvegarde
save phase2

;-----
; Phase 3 : déconfinement du front de taille
;-----
; réinitialisation de tous les déplacements
ini disp 0 0 0

; Propriétés des matériaux
; loi de comportement du sol
model mech strainsoft
prop bulk @K_sol shear @G_sol fric @phi coh @coheini dil @psi &
tens @te ctab 1
ini dens=@roh
table 1 0 @coheini 0.2 @cohefin ; déformation plastique / cohésion

; application module fonction de la contrainte moyenne
def E_sigmam
  zone1=zone_head
  loop while zone1#null
    sigma_m=(z_sxx(zone1)+z_syy(zone1)+z_szz(zone1))/3
    E_sigm=E_ref*(abs(sigma_m/sigma_ref))^n_ENL
    if E_sigm#0 ; de manière à éviter potentiels modules nuls
      z_prop(zone1,'bulk')=1/(3*(1-2*nu))*E_sigm
      z_prop(zone1,'shear')=1/(2*(1+nu))*E_sigm
    else
      z_prop(zone1,'bulk')=0.66 ; en Pa : valeur extrêmement faible !!!
      z_prop(zone1,'shear')=0.40
    end_if
    zone1=z_next(zone1)
  endloop
end
@E_sigmam

; excavation
model mech null range group excavation

; LC Jupe
model mech el range group jupe
prop bulk @K_jupe shear @G_jupe range group jupe
ini dens=@roh_jupe range group jupe

; VERIFICATION : sauvegarde de E(z)

```

```

def ecrit_E_sigmam
  array tableau2(3,10000)
  array tab2(10000)
  tableau2(1,1)='z(m)'
  tableau2(2,1)='sigmam(kPa)'
  tableau2(3,1)='E(MPa)'
  s=2
  zone=zone_head
  loop while zone#null
    if (z_xcen(zone)-1.5)^2<1e-2
      if (z_ycen(zone))^2<1e-2
        tableau2(1,s)=z_xcen(zone)
        tableau2(2,s)=- (z_sxx(zone)+z_syy(zone)+z_szz(zone))/3000
        tableau2(3,s)=3*(1-2*nu)*z_prop(zone,'bulk')/1e6
        s=s+1
      end_if
    end_if
    zone=z_next(zone)
  endloop

  status=open('E(z).txt',1,1)
  loop a(1,s)
    tab2(a)=string(string(tableau2(1,a))+ ' '+string(tableau2(2,a))+ ' '+st
  endloop
  status=write(tab2,s)
  status=close
end
@ecrit_E_sigmam

; création du critère d'arrêt du calcul (ratio 1e-5 ou 200000 itérations)
def arretcalc
  while_stepping
  crit_arret2=0
  if step>N1+100 ; pour que système ait le temps d'être déséquilibré !
    if mech_ratio<RAT
      crit_arret2=1
    end_if
  end_if
  if (N2-N1)^2>200000^2
    crit_arret2=1
  end_if
end

; Chargement (déconfinement partiel du front)
def deconf_part
  zone=zone_head
  loop while zone#null
    if z_xcen(zone)>0.5 then
      if (z_xcen(zone)-0.5)^2<tol_x^2 then
        if (z_ycen(zone))^2+(z_zcen(zone))^2<0.255^2 then
          z_apply(zone,6,'sxx','')=(1-lambda)*z_sxx(zone)
          ;6 est num de face orientée -x
        end_if
      end_if
    end_if
    zone=z_next(zone)
  endloop
end
@deconf_part

; résolution
def resolution
  N1=step
  command
  ;@arretcalc ;on n'active pas cette fonction ici pour accélérer les t

```

```

        solve ;fishhalt @crit_arret2
    end_command
    N2=step
end
@resolution

; écriture résultats dans tableau
def remptableauph3
    pnt=gp_head
    k=2
    loop while pnt#null
        if (gp_xpos(pnt)-0.5)^2<1e-6 then
            if (gp_ypos(pnt))^2<1e-6 then
                tableau(3,k)=gp_xdisp(pnt)
                k=k+1
            end_if
        end_if
        pnt=gp_next(pnt)
    end_loop

    zone=zone_head
    l=2
    loop while zone#null
        if z_xcen(zone)>0.5 then
            if (z_xcen(zone)-0.5)^2<tol_x^2 then
                if (z_ycen(zone))^2<1e-3 then
                    tableau(8,l)=-z_sxx(zone)/1e3
                    l=l+1
                endif
            end_if
        end_if
        zone=z_next(zone)
    end_loop
end
@remptableauph3

;sauvegarde du tableau et sauvegarde générale
def sauvegtab
    status=open('tab_dep1.txt',1,1)
    loop m(1,kmax)
        tabl_dep_exp(m)=string(string(tableau(1,m))+' '+string(tableau(2,m)))
    endloop
    status=write(tabl_dep_exp,kmax)
    status=close

    status=open('tab_contr1.txt',1,1)
    loop n(1,lmax)
        tabl_contr_exp(n)=string(string(tableau(4,n))+' '+string(tableau(5,
    endloop
    status=write(tabl_contr_exp,lmax)
    status=close
end
@sauvegtab

save phase3

;création d'un nouveau fichier avec dep surf et extrusion le long de 2 lignes
def recup_dep
    array tableau3(8,1000)
    tableau3(1,1)='pos_z_vert_front'
    tableau3(2,1)='u_vert_front'
    tableau3(3,1)='pos_y_horiz_front'
    tableau3(4,1)='u_horiz_front'
    tableau3(5,1)='pos_x_long_surf'
    tableau3(6,1)='w_long_surf'

```

```

        tableau3(7,1)='pos_y_transv_surf'
        tableau3(8,1)='w_transv_surf'
    array tab3_sauv(1000)

    pnt=gp_head
    k1=2
    k2=2
    k3=2
    k4=2
    eps=1e-6

    loop while pnt#null
        if (gp_xpos(pnt)-0.5)^2<eps then
            if (gp_ypos(pnt))^2<eps then
                tableau3(1,k1)=gp_zpos(pnt)
                tableau3(2,k1)=gp_xdisp(pnt)
                k1=k1+1
            end_if
        end_if

        if (gp_xpos(pnt)-0.5)^2<eps then
            if (gp_zpos(pnt))^2<eps then
                tableau3(3,k2)=gp_ypos(pnt)
                tableau3(4,k2)=gp_xdisp(pnt)
                k2=k2+1
            end_if
        end_if

        if (gp_ypos(pnt))^2<eps then
            if (gp_zpos(pnt)-0.875)^2<eps then
                tableau3(5,k3)=gp_xpos(pnt)
                tableau3(6,k3)=gp_zdisp(pnt)
                k3=k3+1
            end_if
        end_if

        if (gp_xpos(pnt)-0.5)^2<eps then
            if (gp_zpos(pnt)-0.875)^2<eps then
                tableau3(7,k4)=gp_ypos(pnt)
                tableau3(8,k4)=gp_zdisp(pnt)
                k4=k4+1
            end_if
        end_if

        pnt=gp_next(pnt)
    end_loop
    kmax=max(k1,k2,k3,k4)

    status=open('Dep_front+surf.txt',1,1)
    loop m(1,kmax)
        tab3_sauv(m)=string(string(tableau3(1,m))+' '+string(tableau3(2,m))+'
    endloop
    status=write(tab3_sauv,kmax)
    status=close
end
@recup_dep

; Détermination temps de calcul (en secondes)et affichage à dernière ligne co
def temps2
    tempscalc=(clock-temps0)/100
end
@temps2
print @tempscalc

```

```

FILE: R_eq_soll_v11.dat, DATE: lun. 2. janv. 12:04:45 2012
-----
;
; Modélisation du creusement en régime d'équilibre
;-----

new project
set fish autocreate on

title 'Modélisation du creusement en régime d'équilibre'

; Création d'une variable pour déterminer le temps de calcul
def temps
    temps0=clock
end
@temps
;-----
; Paramètres éventuels à tout stade de la modélisation
;-----
; Propriétés des matériaux
def Prop_mat
    E_ref=10e6
    nu=0.25
    sigma_ref=-17e3 ; en Pa !! convention MMC
    n_ENL=0.5
    cohe=0.5e3
    phi=36
    psi=5
    te=0
    roh=1381
    E_jupee=210e9
    nu_jupee=0.3
    roh_jupee=7850

    K_sol=E_ref/3/(1-2*nu)
    G_sol=E_ref/2/(1+nu)
    K_jupee=E_jupee/3/(1-2*nu_jupee)
    G_jupee=E_jupee/2/(1+nu_jupee)
end
@Prop_mat

; Paramètres résolution
def Param_resol
    RAT=1e-5
    lambda_rad=1
    x_maill=0.025
    l_avct=0.05 ; penser à modifier le nombre de phases de calcul en conséque
    Pf_moy=-9e3 ; convention MMC
    K0_gamma_sol_ch=-0.3*9.81*roh ; convention MMC
    Pr_max=-60e3
    Pr_min=-2e3
    deg_Pr=1
end
@Param_resol

;-----
; génération du maillage
;-----
; Paramètres de maillage
def Param_maillage
    n_proxjupe=6.
    n_epjupe=3.
    n_radcentre=14.
    n_xarriere=1/x_maill

```

```

    n_orthorad=14.
    n_y=6.
    n_zcouv=7.
    n_xavant=1/x_maill
    r_xarriere=1.0
    r_xavant=1.0
    r_radcentre=0.8
    r_y=1.2
    r_zcouv=1.2
    eps=1e-6 ; servira pour la recherche de noeuds particuliers.
end
@Param_maillage

; "jupe" (arrière du front puis avant du front)
gen zone cshell size @n_epjupe @n_xarriere @n_orthorad 3 rat 1.0 @r_xarriere
p0 0 0 0 p1 0 0 0.275 p2 1 0 0 p3 0 0.275 0 p4 1 0 0.275 p5 1 0.275 0 &
p8 0 0 0.255 p9 0 0.255 0 p10 1 0 0.255 p11 1 0.255 0 group 'jupe'

gen zone cshell size @n_epjupe @n_xavant @n_orthorad 3 rat 1.0 @r_xavant 1.0
p0 1 0 0 p1 1 0 0.275 p2 2 0 0 p3 1 0.275 0 p4 2 0 0.275 p5 2 0.275 0 &
p8 1 0 0.255 p9 1 0.255 0 p10 2 0 0.255 p11 2 0.255 0 group 'sol'

; zone autour jupe (arrière du front puis avant du front) : extérieur
gen zone cshell size @n_proxjupe @n_xarriere @n_orthorad 3 rat 1.0 @r_xarrier
p0 0 0 0 p1 0 0 0.315 p2 1 0 0 p3 0 0.315 0 p4 1 0 0.315 p5 1 0.315 0 &
p8 0 0 0.275 p9 0 0.275 0 p10 1 0 0.275 p11 1 0.275 0 group 'sol'

gen zone cshell size @n_proxjupe @n_xavant @n_orthorad 3 rat 1.0 @r_xavant 1.
p0 1 0 0 p1 1 0 0.315 p2 2 0 0 p3 1 0.315 0 p4 2 0 0.315 p5 2 0.315 0 &
p8 1 0 0.275 p9 1 0.275 0 p10 2 0 0.275 p11 2 0.275 0 group 'sol'

; zone autour jupe (arrière du front puis avant du front) : intérieur
gen zone cshell size @n_proxjupe @n_xarriere @n_orthorad 3 rat 1.0 @r_xarrier
p0 0 0 0 p1 0 0 0.255 p2 1 0 0 p3 0 0.255 0 p4 1 0 0.255 p5 1 0.255 0 &
p8 0 0 0.215 p9 0 0.215 0 p10 1 0 0.215 p11 1 0.215 0 group 'sol'

gen zone cshell size @n_proxjupe @n_xavant @n_orthorad 3 rat 1.0 @r_xavant 1.
p0 1 0 0 p1 1 0 0.255 p2 2 0 0 p3 1 0.255 0 p4 2 0 0.255 p5 2 0.255 0 &
p8 1 0 0.215 p9 1 0.215 0 p10 2 0 0.215 p11 2 0.215 0 group 'sol'

;zone intérieure tunnel
config gpextra 1
ca quartcyl_normx.fis

def Param_quartcyl
    y0=0.
    z0=0.
    x0=0.
    x1=1
    rad=0.215
    nrad=n_radcentre
    ntang=n_orthorad
    nthick=n_xarriere
    rrad=r_radcentre
    rthick=r_xarriere
    nom='sol'
end
@Param_quartcyl
@quart_cylnormx

def Param_quartcylbis
    y0=0.
    z0=0.
    x0=1
    x1=2

```

```

rad=0.215
nrad=n_radcentre
ntang=n_orthorad
nthick=n_xavant
rrad=r_radcentre
rthick=r_xavant
nom='sol'
end
@Param_quartcylbis
@quart_cylnormx

;complément zone ext autour jupe
gen zone radcyl size 3 @n_xarriere @n_orthorad @n_y ratio 1.0 @r_xarriere 1.0
p0 0 0 0 p1 0 0 0.425 p2 1 0 0 p3 0 0.65 0 p4 1 0 0.425 p5 1 0.65 0 &
p6 0 0.65 0.425 p7 1 0.65 0.425 p8 0 0 0.315 p9 0 0.315 0 p10 1 0 0.315 &
p11 1 0.315 0 group 'sol'

gen zone radcyl size 3 @n_xavant @n_orthorad @n_y ratio 1.0 @r_xavant 1.0 @r_
p0 1 0 0 p1 1 0 0.425 p2 2 0 0 p3 1 0.65 0 p4 2 0 0.425 p5 2 0.65 0 &
p6 1 0.65 0.425 p7 2 0.65 0.425 p8 1 0 0.315 p9 1 0.315 0 p10 2 0 0.315 &
p11 2 0.315 0 group 'sol'

; Génération de toute la partie basse par symétrie
gen zone reflect normal 0 0 1 origin 0 0 0 range group sol
gen zone reflect normal 0 0 1 origin 0 0 0 range group jupe
gen zone reflect normal 0 0 1 origin 0 0 0 range group excavation

; Génération de la partie haute de la couverture
def Param_couv
  n_ycouv=n_orthorad/2
end
@Param_couv

gen zone brick size @n_zcouv @n_xarriere @n_ycouv ratio @r_zcouv @r_xarriere
p0 0 0 0.425 p1 0 0 0.875 p2 1 0 0.425 p3 0 0.65 0.425 p4 1 0 0.875 &
p5 1 0.65 0.425 p6 0 0.65 0.875 p7 1 0.65 0.875 group 'sol'

gen zone brick size @n_zcouv @n_xavant @n_ycouv ratio @r_zcouv @r_xavant 1.0
p0 1 0 0.425 p1 1 0 0.875 p2 2 0 0.425 p3 1 0.65 0.425 p4 2 0 0.875 &
p5 2 0.65 0.425 p6 1 0.65 0.875 p7 2 0.65 0.875 group 'sol'

;-----
; Phase 1 : initialisation des contraintes par application de la gravité
;-----
; loi de comportement du sol (élastique)
model mech el
prop bulk @K_sol shear @G_sol
ini dens=@roh

; Conditions aux limites
fix z range z -0.426 -0.424
fix x range x -0.001 0.001
fix x range x 1.999 2.001
fix y range y -0.001 0.001
fix y range y 0.649 0.651

; Initialisation des contraintes
ini sxx 1 grad 0 0 0
ini syy 1 grad 0 0 0
ini szz 1 grad 0 0 0

; Chargement
set gravity 0 0 -9.81

```

```

; résolution et sauvegarde
solve ratio @RAT
save phase_ini

;-----
; Création des variables histoires pour le suivi du calcul
;-----
hist add unbal
hist add gp xdisp 1.0 0 0
hist add zone sxx 1.0 0 0
hist add gp zdisp 0.5 0 0.875

;-----
; Phase 2 : creusement
;-----
; réinitialisation de tous les déplacements
ini disp 0 0 0

;-----
; loi de comportement du sol (élastoplastique parfaitement plastique avec
; module initial fonction de la contrainte moyenne
;-----
model mech mohr
prop bulk @K_sol shear @G_sol fric @phi coh @cohe dil @psi tens @te
ini dens=@roh

def E_sigmam
  zone1=zone_head
  loop while zone1#null
    sigma_m=(z_sxx(zone1)+z_syy(zone1)+z_szz(zone1))/3
    E_sigm=E_ref*(abs(sigma_m/sigma_ref))^n_ENL
    if E_sigm#0 ; de manière à éviter potentiels modules nuls
      z_prop(zone1,'bulk')=1/(3*(1-2*nu))*E_sigm
      z_prop(zone1,'shear')=1/(2*(1+nu))*E_sigm
    else
      z_prop(zone1,'bulk')=0.66 ; en Pa : valeur extrêmement faible !!!
      z_prop(zone1,'shear')=0.40
    endif
    zone1=z_next(zone1)
  endloop
end
@E_sigmam

def ecrit_E_sigmam ;VERIFICATION : sauvegarde de E(z)
  array tableaul(3,10000)
  array tab1(10000)
  tableaul(1,1)='z(m)'
  tableaul(2,1)='sigmam(kPa)'
  tableaul(3,1)='E(MPa)'
  s=2
  zone=zone_head
  loop while zone#null
    if (z_xcen(zone)-1.5)^2<1e-2
      if (z_ycen(zone))^2<1e-2
        tableaul(1,s)=z_xcen(zone)
        tableaul(2,s)=- (z_sxx(zone)+z_syy(zone)+z_szz(zone))/3000
        tableaul(3,s)=3*(1-2*nu)*z_prop(zone,'bulk')/1e6
        s=s+1
      endif
    endif
    zone=z_next(zone)
  endloop
end

```



```

def dep_surf_long
  array tableau2(21,200)
  tableau2(1,1)='pos_x_long_surf'
  tableau2(2,1)='increm1(mm)'
  tableau2(3,1)='increment2(mm)'
  tableau2(21,1)='increment20(mm)'
  array tab2_sauv(200)
  pnt=gp_head
  k1=2
  ncol=inc+1
  loop while pnt#null
    if (gp_ypos(pnt))^2<eps then
      if (gp_zpos(pnt)-0.875)^2<eps then
        tableau2(1,k1)=gp_xpos(pnt)
        tableau2(ncol,k1)=-gp_zdisp(pnt)*1000
        k1=k1+1
      end_if
    end_if
    pnt=gp_next(pnt)
  end_loop
end

def dep_surf_transv
  array tableau3(21,200)
  tableau3(1,1)='pos_y_transv_surf_x=0.5m'
  tableau3(2,1)='increm1(mm)'
  tableau3(3,1)='increment2(mm)'
  tableau3(21,1)='increment20(mm)'
  array tab3_sauv(200)
  pnt=gp_head
  k2=2
  loop while pnt#null
    if (gp_xpos(pnt)-0.5)^2<eps then
      if (gp_zpos(pnt)-0.875)^2<eps then
        tableau3(1,k2)=gp_ypos(pnt)
        tableau3(ncol,k2)=-gp_zdisp(pnt)*1000
        k2=k2+1
      end_if
    end_if
    pnt=gp_next(pnt)
  end_loop
end

def effet_voute_long
  array tableau4(21,200)
  tableau4(1,1)='pos_x_axe_0.2Ddessus'
  tableau4(2,1)='increm1'
  tableau4(3,1)='increm2'
  tableau4(21,1)='increm20'
  array tab4_sauv(200)
  zone4=zone_head
  k4=2
  loop while zone4#null
    if z_ycen(zone4)<0.04 then
      if (z_zcen(zone4)-0.275-0.2*0.55)^2<100*eps then
        tableau4(1,k4)=z_xcen(zone4)
        tableau4(ncol,k4)=-z_szz(zone4)/1e3
        k4=k4+1
      end_if
    end_if
    zone4=z_next(zone4)
  end_loop
end

```

```

def dep_radpiedr
  array tableau5(21,200)
  tableau5(1,1)='pos_x_0.1Dpiedroit'
  tableau5(2,1)='increm1(mm)'
  tableau5(3,1)='increm2'
  tableau5(21,1)='increm20'
  array tab5_sauv(200)
  pnt2=gp_head
  k5=2
  loop while pnt2#null
    if (gp_zpos(pnt2))^2<eps then
      if (gp_ypos(pnt2)-0.275-0.1*0.55)^2<300*eps then
        tableau5(1,k5)=gp_xpos(pnt2)
        tableau5(ncol,k5)=gp_ydisp(pnt2)*1000
        k5=k5+1
      end_if
    end_if
    pnt2=gp_next(pnt2)
  end_loop
end

def dep_rad_cle
  array tableau6(21,200)
  tableau6(1,1)='pos_x_0.1D_cle'
  tableau6(2,1)='increm1(mm)'
  tableau6(3,1)='increm2'
  tableau6(21,1)='increm20'
  array tab6_sauv(200)
  pnt2=gp_head
  k6=2
  loop while pnt2#null
    if (gp_ypos(pnt2))^2<eps then
      if (gp_zpos(pnt2)-0.275-0.1*0.55)^2<50*eps then
        tableau6(1,k6)=gp_xpos(pnt2)
        tableau6(ncol,k6)=gp_zdisp(pnt2)*1000
        k6=k6+1
      end_if
    end_if
    pnt2=gp_next(pnt2)
  end_loop
end

def contrfront
  array tableau7(21,200)
  tableau7(1,1)='z(m)'
  tableau7(2,1)='increm1(kPa)'
  tableau7(3,1)='increm2'
  tableau7(21,1)='increm20'
  array tab7_sauv(200)
  zone=zone_head
  k7=2
  loop while zone#null
    if z_xcen(zone)>xmax_excav then
      if (z_xcen(zone)-xmax_excav)^2<tol_x^2 then
        if (z_ycen(zone))^2<250*eps
          if z_zcen(zone)^2<0.275^2
            tableau7(1,k7)=z_zcen(zone)
            tableau7(ncol,k7)=-z_sxx(zone)/1e3
            k7=k7+1
          end_if
        end_if
      end_if
    end_if
  end_loop
end

```

```

        endif
        zone=z_next(zone)
    end_loop
end

def dep_front
    array tableau8(21,200)
    tableau8(1,1)='z(m)'
    tableau8(2,1)='increm1(refoult_mm)'
    tableau8(3,1)='increm2'
    tableau8(21,1)='increm20'
    array tab8_sauv(200)
    pnt=gp_head
    k8=2
    loop while pnt#null
        if (gp_xpos(pnt)-xmax_excav)^2<eps then
            if (gp_ypos(pnt))^2<eps
                if gp_zpos(pnt)^2<(0.275+eps)^2
                    tableau8(1,k8)=gp_zpos(pnt)
                    tableau8(ncol,k8)=gp_xdisp(pnt)*1e3
                    k8=k8+1
                end_if
            end_if
        end_if
        pnt=gp_next(pnt)
    end_loop
end

;-----
;Excavation et calcul
;-----
def creusement
    loop inc(1,20)
        xmax_excav=inc*1_avct+x_maill
        xmin_compress=xmax_excav-x_maill
        xmin_excav=(inc-1)*1_avct
        xmin_rev=(inc-2)*1_avct
        command
            model mech null range cyl endl @xmin_excav 0 0 end2 @xmax_excav (
                @bloc_rad
                ;@act_revet
                @Pression_front
                ;@blocage_front
                @deconf_rad
                @compress_roue
                solve ratio @RAT
                @dep_surf_long
                @dep_surf_transv
                @effet_voute_long
                @dep_radpiedr
                @dep_rad_cle
                @contrfront
                @dep_front
                save @inc
            endcommand
        endloop
end
@creusement

;-----
;Sauvegarde des tableaux
;-----
def save_tab

```

```

        status=open('r_Dep_surf_long.txt',1,1)
        loop m(1,k1)
            tab2_sauv(m)=string(string(tableau2(1,m))+ ' '+string(tableau2(2,m))+
        endloop
        status=write(tab2_sauv,k1-1)
        status=close

        status=open('r_Dep_surf_transv.txt',1,1)
        loop m(1,k2)
            tab3_sauv(m)=string(string(tableau3(1,m))+ ' '+string(tableau3(2,m))+
        endloop
        status=write(tab3_sauv,k2-1)
        status=close

        status=open('r_szz_long.txt',1,1)
        loop m(1,k4)
            tab4_sauv(m)=string(string(tableau4(1,m))+ ' '+string(tableau4(2,m))+
        endloop
        status=write(tab4_sauv,k4-1)
        status=close

        status=open('r_dep_rad_pied_0.1D.txt',1,1)
        loop m(1,k5)
            tab5_sauv(m)=string(string(tableau5(1,m))+ ' '+string(tableau5(2,m))+
        endloop
        status=write(tab5_sauv,k5-1)
        status=close

        status=open('r_dep_rad_cle_0.1D.txt',1,1)
        loop m(1,k6)
            tab6_sauv(m)=string(string(tableau6(1,m))+ ' '+string(tableau6(2,m))+
        endloop
        status=write(tab6_sauv,k6-1)
        status=close

        status=open('r_Contrainte_frontale.txt',1,1)
        loop m(1,k7)
            tab7_sauv(m)=string(string(tableau7(1,m))+ ' '+string(tableau7(2,m))+
        endloop
        status=write(tab7_sauv,k7-1)
        status=close

        status=open('r_dep_refoult_frontal.txt',1,1)
        loop m(1,k8)
            tab8_sauv(m)=string(string(tableau8(1,m))+ ' '+string(tableau8(2,m))+
        endloop
        status=write(tab8_sauv,k8-1)
        status=close
    end
    @save_tab

;-----
; détermination et affichage du temps de calcul (en secondes)
;-----
def temps2
    tempscalc=(clock-temps0)/100
end
@temps2
print @tempscalc

```


5 DEVELOPPEMENTS ANALYTIQUES DU MODELE DE RUPTURE PAR EFFONDREMENT EN MASSIF BICOUCHE

Ces développements analytiques complètent les résultats présentés au chapitre 4 de ce mémoire de thèse (§3.5). Ils sont issus du mémoire de Fin d'Etude de Boyer (2011), co-encadré au cours de ce travail de thèse.

5.1 Définition géométrique du problème

La rupture de notre modèle est assimilée au mouvement d'un bloc rigide, en forme de corne définie à partir de spirales logarithmiques dans sa partie supérieure, et aplatie dans sa partie inférieure. Le mécanisme est mis en rotation autour du point Ω dont les coordonnées (ξ_1, ξ_2) constituent les paramètres du système (le point A représente l'origine de ces paramètres). Le reste du massif est supposé immobile, en particulier la couche inférieure du front de taille.

Deux repères centrés en Ω permettent la définition du modèle. Le premier, est un repère cartésien (Ω, e_x, e_y, e_z) et le second un repère cylindre $(\Omega, e_r, e_\theta, e_z)$ dont l'origine angulaire correspond à l'axe y du repère cartésien. Le mouvement de rotation du bloc est défini par le champ de vitesse $\underline{v} = \underline{r}\omega \underline{e}_\theta$.

Les trois enveloppes logarithmiques r_1, r_2 , et r_3 définissent respectivement la partie supérieure de la corne dans le plan (Ω, e_x, e_y) , la partie inférieure de cette section dans le modèle « massif homogène » de Subrin (2002), et enfin r_3 correspond à la partie inférieure (fond plat) de la section dans le cas étudié. La valeur r_0 correspond à la distance entre le centre Ω et le sommet O de notre bloc, et R_0 la distance entre le point Ω et le sommet fictif O' de la corne de rhinocéros dans le cas du massif homogène. Le point A est situé à l'extrémité supérieure du front de taille, le point C à son extrémité inférieure, et le point B correspond au changement de milieu toujours sur le front de taille. On a alors :

$$[1] \quad \begin{cases} r_1(\theta) = r_0 \exp[-\tan(\Phi)(\theta - \theta_0)] \\ r_3(\theta) = r_0 \exp[\tan(\Phi)(\theta - \theta_0)] \\ r_2(\theta) = R_0 \exp[\tan(\Phi)(\theta - \theta_{O'})] \end{cases}$$

Les spirales logarithmiques r_1 et r_3 sont les deux enveloppes supérieure et inférieure de notre corne qui se coupent en $\theta = \theta_0$ et qui interceptent le front de taille respectivement en A et en B. La spirale r_2 correspond au cas d'un milieu homogène ($\beta = 1$) et intercepte le front en C.

$$[2] \quad \begin{cases} r_A = r_1(\theta_A) = r_0 \exp[-\tan(\Phi)(\theta_A - \theta_0)] \\ r_B = r_3(\theta_B) = r_0 \exp[\tan(\Phi)(\theta_B - \theta_0)] \\ r_C = r_2(\theta_C) = R_0 \exp[\tan(\Phi)(\theta - \theta_{O'})] \end{cases}$$

Chaque angle correspondant à la position des trois points $A(-\xi_1 D, -\xi_2 D)$, $B(-\xi_1 D, -(\xi_2 + \beta)D)$ et $C(-\xi_1 D, -(\xi_2 + 1)D)$ peut être défini à partir des deux paramètres (ξ_1, ξ_2) :

$$[3] \quad \theta_A = \pi - \arctan\left(\frac{\xi_1}{\xi_2}\right); \theta_B = \pi - \arctan\left(\frac{\xi_1}{\xi_2 + \beta}\right); \theta_C = \pi - \arctan\left(\frac{\xi_1}{\xi_2 + 1}\right)$$

Les expressions de r_A, r_B et r_C peuvent alors être simplifiées :

$$[4] \quad \begin{cases} r_A = \sqrt{(\xi_1 D)^2 + (\xi_2 D)^2} = D \cdot \sqrt{\xi_1^2 + \xi_2^2} \\ r_B = D \cdot \sqrt{\xi_1^2 + (\xi_2 + \beta)^2} \\ r_C = D \cdot \sqrt{\xi_1^2 + (\xi_2 + 1)^2} \end{cases}$$

Le rapport $\frac{r_A}{r_B}$ et le produit $r_A \cdot r_B$ permettent alors de déterminer la position exacte du sommet de la corne en écrivant les expressions suivantes :

$$[5] \quad \begin{cases} \theta_0 = \frac{1}{2 \tan(\Phi)} \cdot \ln \left(\frac{r_A}{r_B} \right) + \frac{\theta_A + \theta_B}{2} \\ r_0 = \sqrt{r_A r_B} \cdot \exp \left[\tan(\Phi) \frac{(\theta_A - \theta_B)}{2} \right] \end{cases}$$

Le rapport $\frac{r_A}{r_C}$ et le produit $r_A \cdot r_C$ permettent eux de connaître la position virtuelle du sommet de la corne « entière » (cas $\beta = 1$) :

$$[6] \quad \begin{cases} \theta_{O'} = \frac{1}{2 \tan(\Phi)} \cdot \ln \left(\frac{r_A}{r_C} \right) + \frac{\theta_A + \theta_C}{2} \\ R_0 = \sqrt{r_A r_C} \cdot \exp \left[\tan(\Phi) \frac{(\theta_A - \theta_C)}{2} \right] \end{cases}$$

Dans le plan tournant XX' , la section de la corne est un cercle amputé de sa partie inférieure. On repère alors un point M' de la surface Γ par ses paramètres θ et t : $\underline{\Omega M'} = r(\theta, t) \underline{e}_r + z(\theta, t) \underline{e}_z$ avec pour définition :

$$[11] \quad \begin{cases} r(\theta, t) = r_m(\theta) + r_c(\theta) \cdot \cos(t) \\ z(\theta, t) = r_c(\theta) \cdot \sin(t) \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} r_m(\theta) = R_0 \cdot \cosh [\tan(\Phi) \cdot (\theta - \theta_{O'})] \\ r_c(\theta) = R_0 \cdot \sinh [\tan(\Phi) \cdot (\theta - \theta_{O'})] \end{cases}$$

La couche fixe inférieure implique une limite d'intégration $\alpha(\theta)$ qui suit la corne de la base jusqu'à son extrémité. On définit alors :

$$[2] \quad \cos(\alpha(\theta)) = \frac{r_3(\theta) - r_m(\theta)}{r_c(\theta)} \quad \text{avec} \quad \alpha(\theta) = \arccos \left[\frac{r_3(\theta) - r_m(\theta)}{r_c(\theta)} \right]$$

5.2 Respect des conditions cinématiques

Le champ de vitesse proposé dans ce modèle analytique doit être cinématiquement admissible pour permettre son application au théorème cinématique. Par définition du modèle, on remarque que sur la partie supérieure en forme de corne :

$$[3] \quad \begin{cases} \frac{\partial r_m}{\partial \theta} = r_c(\theta) \cdot \tan \Phi \\ \frac{\partial r_c}{\partial \theta} = r_m(\theta) \cdot \tan \Phi \\ \frac{\partial \underline{e}_r}{\partial \theta} = \underline{e}_\theta \end{cases}$$

Soit \underline{N} un vecteur normal à Γ sur la section θ en M . On a dans $(\underline{e}_r, \underline{e}_\theta, \underline{e}_z)$:

$$[4] \quad d\underline{N} = - \frac{\partial \underline{\Omega M}}{\partial t} dt \wedge \frac{\partial \underline{\Omega M}}{\partial \theta} d\theta \quad \text{puis} \quad -d\underline{N} = \begin{pmatrix} -r_c \sin(t) dt \\ 0 \\ r_c \cos(t) dt \end{pmatrix} \wedge \begin{pmatrix} (r_c + r_m \cos(t)) \tan \Phi d\theta \\ (r_m + r_c \cos(t)) d\theta \\ r_m \sin(t) \tan(\theta) d\theta \end{pmatrix}$$

Il vient alors :

$$[5] \quad -d\underline{N} = r_c(\theta) \cdot (r_m(\theta) + r_c \cos(t)) \begin{pmatrix} \cos(t) \\ -\tan \Phi \\ \sin(t) \end{pmatrix} dt d\theta$$

L'élément de surface $d\Sigma$ peut donc s'écrire :

$$[6] \quad d\Sigma = |d\underline{N}| = \frac{r_c(\theta) \cdot (r_m(\theta) + r_c \cos(t)) dt d\theta}{\cos \Phi}$$

On peut ainsi définir le vecteur normal sortant \underline{n} :

$$[7] \quad \underline{n} = \cos \Phi \begin{pmatrix} \cos(t) \\ -\tan \Phi \\ \sin(t) \end{pmatrix} \quad \text{dans le repère} \quad (\underline{e}_r, \underline{e}_\theta, \underline{e}_z)$$

Il vient alors :

$$[8] \quad [|\underline{v}|] \cdot \underline{n} = |[|\underline{v}|]| \sin \Phi$$

Cette même relation est vérifiée sur le fond plat du mécanisme par définition de la spirale logarithmique r_3 . Le champ de vitesse envisagé satisfait donc aux conditions cinématiques sur les discontinuités de vitesse relatives au critère de Mohr-Coulomb. Nous pouvons même considérer que ce champ de vitesse est un champ « critique » puisqu'il y a égalité dans l'expression : l'angle de décollement est tout juste égal à Φ .

5.3 Développement de la fonction $N_\gamma(\underline{\xi}, \beta, \Phi)$

On a :

$$[9] \quad N_\gamma(\underline{\xi}, \beta, \Phi) = \frac{-\int_{\partial D} \frac{y}{D} \cdot \underline{v} \cdot \underline{n} \, d\Sigma}{\int_{\Sigma_f} \underline{v} \cdot \underline{e}_x \, d\Sigma}$$

Calcul de $\int_{\Sigma_f} \underline{v} \cdot \underline{e}_x \, d\Sigma$

On commence par calculer l'intégrale sur la surface du front de taille interceptée par notre bloc de rupture en forme de corne aplatie en sa base. La variable t est alors dépendante de θ puisque l'intégration ne se fait pas jusqu'à la fermeture de chacune des sections circulaires qui composent notre mécanisme. Elle correspond à la limite d'intégration supérieure $t_{\Sigma_f}(\theta)$ de la surface Γ .

$$[10] \quad \int_{\Sigma_f} \underline{v} \cdot \underline{e}_x \, d\Sigma \text{ représente le flux de matière à travers } \Sigma_f$$

On a sur le front de taille :

$$[11] \quad x = -\xi_1 D$$

$$[12] \quad \begin{cases} \underline{v} \cdot \underline{e}_x = r(\theta, t) \omega \underline{e}_\theta \cdot \underline{e}_x = -r \omega \cos(\theta) \\ d\Sigma = z(\theta, t_{\Sigma_f}(\theta)) \, dy \quad \text{avec } dy = \frac{r(\theta, t_{\Sigma_f}(\theta)) \, d\theta}{\sin \theta} \end{cases}$$

On peut définir t_{Σ_f} :

$$[13] \quad \begin{cases} r(\theta, t) = r_m(\theta) + r_c(\theta) \cdot \cos(t) \\ x = -\xi_1 D \end{cases} \quad \text{avec } x = -r(\theta) \cos\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) = -r(\theta) \cdot \sin(\theta)$$

On peut donc réécrire :

$$[14] \quad r_m(\theta) + r_c(\theta) \cdot \cos\left(t_{\Sigma_f}(\theta)\right) = \frac{\xi_1 D}{\sin \theta}$$

D'où :

$$[15] \quad t_{\Sigma_f}(\theta) = \arccos\left(\frac{1}{r_c(\theta)} \cdot \left[\frac{\xi_1 D}{\sin \theta} - r_m(\theta)\right]\right)$$

$$[16] \quad r\left(\theta, t_{\Sigma_f}(\theta)\right) = \frac{\xi_1 D}{\sin \theta}$$

On obtient alors l'expression de notre intégrale:

$$[17] \quad \int_{\Sigma_f} \underline{v} \cdot \underline{e}_x \, d\Sigma = 2 \cdot \int_{\theta_A}^{\theta_B} -\omega \cdot \xi_1^2 D^2 \cdot \frac{\cos \theta}{\sin^3 \theta} \cdot z\left(\theta, t_{\Sigma_f}(\theta)\right) \, d\theta = -2 \cdot \omega \cdot \xi_1^2 D^2 \int_{\theta_A}^{\theta_B} \frac{\cos \theta}{\sin^3 \theta} \cdot z\left(\theta, t_{\Sigma_f}(\theta)\right) \, d\theta$$

Calcul de $\int_{\partial D} \underline{y}/D \cdot \underline{v} \cdot \underline{n} \, d\Sigma$ sur la surface Σ_f :

On a :

$$[18] \quad \int_{\partial D} \frac{y}{D} \cdot \underline{v} \cdot \underline{n} \, d\Sigma = \int_{\Sigma_f} \frac{y}{D} \cdot \underline{v} \cdot \underline{e}_x \, d\Sigma + \int_{\Gamma} \frac{y}{D} \cdot \underline{v} \cdot \underline{n} \, d\Sigma$$

On a déjà sur Σ_f :

$$[19] \quad \begin{cases} \underline{v} \cdot \underline{e}_x = r(\theta, t) \omega \underline{e}_\theta \cdot \underline{e}_x = -r \omega \cos(\theta) \\ d\Sigma = \frac{z(\theta, t_{\Sigma_f}(\theta)) r(\theta, t_{\Sigma_f}(\theta)) d\theta}{\sin\theta} \end{cases}$$

On a également :

$$[20] \quad y = -\cos(\pi - \theta) \cdot r(\theta, t_{\Sigma_f}) = r(\theta, t_{\Sigma_f}) \cos\theta = \frac{\xi_1 D}{\sin\theta} \cos\theta$$

Soit

$$[21] \quad \int_{\Sigma_f} \frac{y}{D} \cdot \underline{v} \cdot \underline{e}_x d\Sigma = \frac{-2}{D} \int_{\theta_A}^{\theta_B} r(\theta, t_{\Sigma_f}) \cos\theta \cdot \omega \cdot \xi_1^2 D^2 \cdot \frac{\cos\theta}{\sin^3\theta} \cdot z(\theta, t_{\Sigma_f}(\theta)) d\theta$$

$$[22] \quad \int_{\Sigma_f} \frac{y}{D} \cdot \underline{v} \cdot \underline{e}_x d\Sigma = -2\omega \cdot \xi_1^3 D^2 \int_{\theta_A}^{\theta_B} \frac{\cos^2\theta}{\sin^4\theta} \cdot z(\theta, t_{\Sigma_f}(\theta)) d\theta$$

Calcul de $\int_{\partial D} \underline{y}/D \cdot \underline{v} \cdot \underline{n} d\Sigma$ sur Γ privée du fond plat :

On décompose l'enveloppe de notre bloc de rupture en deux parties. La première partie Γ_1 correspond à l'ensemble de la corne privée du fond plat entre les angles θ_0 et θ_A . Sur cette partie l'intégration sur t est majorée par π . La deuxième partie Γ_2 correspond quant à elle à la partie de la corne située entre les angles θ_A et θ_B . Sur cette partie l'intégration sur t ne se fait plus jusqu'à π mais $t_{\Sigma_f}(\theta)$. Comme on l'a vu précédemment, dans les deux cas, t est minoré par $\alpha(\theta)$. On décompose alors l'intégrale sur Γ privée du fond plat :

$$[23] \quad \int_{\Gamma} \frac{y}{D} \cdot \underline{v} \cdot \underline{n} d\Sigma = \int_{\Gamma_1} \frac{y}{D} \cdot \underline{v} \cdot \underline{n} d\Sigma + \int_{\Gamma_2} \frac{y}{D} \cdot \underline{v} \cdot \underline{n} d\Sigma$$

On a sur Γ_1 et Γ_2 :

$$[24] \quad \begin{cases} y = r(\theta, t) \cdot \cos\theta \\ \underline{v} \cdot \underline{n} = r(\theta, t) \cdot \omega \underline{e}_\theta \cdot \underline{n} \text{ avec } \underline{n} = \cos\Phi \begin{pmatrix} \cos(t) \\ -\tan\Phi \\ \sin(t) \end{pmatrix} \\ \text{soit } \underline{v} \cdot \underline{n} = -r(\theta, t) \cdot \omega \sin\Phi \\ d\Sigma = \frac{r_c(\theta) \cdot (r_m(\theta) + r_c \cdot \cos(t)) dt d\theta}{\cos\Phi} = \frac{r_c(\theta) \cdot r(\theta, t) dt d\theta}{\cos\Phi} \end{cases}$$

On peut donc écrire :

$$[25] \quad \begin{aligned} \int_{\Gamma_1} \frac{y}{D} \underline{v} \cdot \underline{n} d\Sigma &= 2 \int_{\Gamma_1} \frac{r(\theta, t) \cos\theta}{D} \cdot (-r(\theta, t) \omega \sin\Phi) \cdot \frac{r(\theta, t) r_c(\theta)}{\cos\Phi} dt d\theta \\ &= 2 \int_{\Gamma_1} \frac{-2 \tan\Phi \omega}{D} \cdot r^3(\theta, t) \cdot r_c(\theta) \cos\theta dt d\theta \end{aligned}$$

Soit

$$[26] \quad \int_{\Gamma_1} \frac{y}{D} \cdot \underline{v} \cdot \underline{n} d\Sigma = \frac{-2 \tan\Phi \omega}{D} \cdot \int_{\theta_0}^{\theta_A} \int_{\alpha(\theta)}^{\pi} r^3(\theta, t) dt r_c(\theta) \cos\theta d\theta$$

On a maintenant sur Γ_2 :

$$[27] \quad \int_{\Gamma_2} \frac{y}{D} \cdot \underline{v} \cdot \underline{n} d\Sigma = 2 \int_{\Gamma_2} \frac{r(\theta, t) \cos\theta}{D} \cdot (-r(\theta, t) \omega \sin\Phi) \cdot \frac{r(\theta, t) r_c(\theta)}{\cos\Phi} dt d\theta$$

$$[28] \quad \int_{\Gamma_2} \frac{y}{D} \cdot \underline{v} \cdot \underline{n} d\Sigma = \frac{-2 \tan\Phi \omega}{D} \cdot \int_{\theta_0}^{\theta_A} \int_{\alpha(\theta)}^{t_{\Sigma_f}(\theta)} r^3(\theta, t) dt r_c(\theta) \cos\theta d\theta$$

Calcul de $\int_{\partial D} \underline{y}/D \cdot \underline{v} \cdot \underline{n} d\Sigma$ sur le fond plat Γ_{FP} :

La présence de la couche de massif stable tronque le bloc originel de rupture en sa base au niveau du front de taille. Ceci se traduit tout le long du bloc jusqu'au sommet O par une partie inférieure en forme de « fond plat ».

Sur cette surface, nous devons définir de nouveau le vecteur normal \underline{n} ainsi que l'expression de l'élément de surface $d\Sigma$. Le but est alors de calculer $\int_{\Gamma_{FP}} \frac{y}{D} \cdot \underline{v} \cdot \underline{n} d\Sigma$.

Soit M un point du fond plat. Ce point est alors défini par deux paramètres, θ et Ψ . $M=M(\theta, \Psi)$:

$$[29] \quad \underline{\Omega M} = r_3 \underline{e}_r + (r_2 - r_3) \cdot \tan(\Psi) \underline{e}_z$$

Soit N un vecteur normal à Γ_{FP} sur la section θ en M. On a dans $(\underline{e}_r, \underline{e}_\theta, \underline{e}_z)$:

$$[30] \quad d\underline{N} = - \frac{\partial \underline{\Omega M}}{\partial \Psi} d\Psi \wedge \frac{\partial \underline{\Omega M}}{\partial \theta} d\theta$$

Soit :

$$[31] \quad -d\underline{N} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ \frac{r_2 - r_3}{\cos(\Psi)^2} d\Psi \end{pmatrix} \wedge \begin{pmatrix} r_3 \tan\Phi d\theta \\ r_3 d\theta \\ (r_2 - r_3) \tan(\Phi) \tan(\Psi) d\theta \end{pmatrix}$$

$$[32] \quad d\underline{N} = \frac{r_3(r_2 - r_3)}{\cos(\Psi)^2} \begin{pmatrix} 1 \\ -\tan\Phi \\ 0 \end{pmatrix} d\Psi d\theta$$

On peut alors écrire l'expression d'un élément de surface de ce fond plat :

$$[33] \quad d\Sigma = |d\underline{N}| = \frac{r_3(r_2 - r_3)}{\cos\Phi \cdot \cos(\Psi)^2} d\Psi d\theta$$

L'expression du vecteur normal sortant de cette surface devient :

$$[34] \quad \underline{n} = \begin{pmatrix} \cos(\Phi) \\ -\sin\Phi \\ 0 \end{pmatrix}$$

On a donc sur Γ_{FP} :

$$[35] \quad \begin{cases} y = r_3(\theta) \cdot \cos\theta \\ \underline{v} \cdot \underline{n} = -r_3(\theta) \cdot \omega \underline{e}_\theta \cdot \underline{n} \text{ avec } \underline{n} = \begin{pmatrix} \cos(\Phi) \\ -\sin\Phi \\ 0 \end{pmatrix} \\ \text{soit } \underline{v} \cdot \underline{n} = -r_3(\theta) \cdot \omega \sin\Phi \\ d\Sigma = \frac{r_3(r_2 - r_3)}{\cos\Phi \cdot \cos(\Psi)^2} d\Psi d\theta \end{cases}$$

D'où

$$[36] \quad \int_{\Gamma_{FP}} \frac{y}{D} \cdot \underline{v} \cdot \underline{n} d\Sigma = -2 \int_{\Gamma_1} \frac{r_3(\theta, \Psi) \cdot \cos\theta}{D} \cdot (-r_3(\theta) \cdot \omega \sin\Phi) \cdot \frac{r_3(r_2 - r_3)}{\cos\Phi \cdot \cos(\Psi)^2} d\Psi d\theta$$

$$= -2 \int_{\Gamma_1} \frac{\tan\Phi \cdot \omega}{D} \cdot r_3^3(\theta) \cdot (r_2 - r_3) \cos\theta d\Psi d\theta$$

$$[37] \quad \int_{\Gamma_{FP}} \frac{y}{D} \cdot \underline{v} \cdot \underline{n} d\Sigma = -2 \frac{\tan\Phi \cdot \omega}{D} \int_{\theta_0}^{\theta_B} \frac{r_3^3(\theta) \cdot (r_2 - r_3) \cos\theta}{\tan\left(\frac{\alpha(\theta)}{2}\right)} d\theta$$

Expression finale de N_Y

$$[38] \quad N_Y = \frac{\xi_1^3 \int_{\theta_A}^{\theta_B} \frac{\cos^2\theta}{\sin^4\theta} z\left(\theta, t_{\Sigma_f}(\theta)\right) d\theta + \tan\Phi \int_{\theta_0}^{\theta_A} \int_{\alpha(\theta)}^{\pi} r^3(\theta, t) dt r_c(\theta) \cos\theta d\theta + \tan\Phi \int_{\theta_A}^{\theta_B} \int_{\alpha(\theta)}^{t_{\Sigma_f}(\theta)} r^3(\theta, t) dt r_c(\theta) \cos\theta d\theta + \tan\Phi \int_{\theta_0}^{\theta_B} \frac{r_3^3(\theta) \cdot (r_2 - r_3) \cos\theta}{\tan\left(\frac{\alpha(\theta)}{2}\right)} d\theta - \xi_1^2 \int_{\theta_A}^{\theta_B} \frac{\cos\theta}{\sin^3\theta} z\left(\theta, t_{\Sigma_f}(\theta)\right) d\theta}{}$$

FOLIO ADMINISTRATIF

THESE SOUTENUE DEVANT L'ECOLE NATIONALE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'ETAT

NOM : BERTHOZ

DATE de SOUTENANCE : 19 mars 2012

Prénoms : Nicolas, Bruno, Camille

TITRE : **Modélisation physique et théorique du creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles homogènes et stratifiés**

NATURE : Doctorat

Numéro d'ordre : 2012-ENTP-0002

Ecole doctorale : MEGA (Mécanique, Energétique, Génie Civil, Acoustique)

Spécialité : Génie Civil

Cote B.I.U. - / et bis

CLASSE :

RESUME :

De nos jours, l'utilisation de tunneliers à front pressurisé est souvent pleinement justifiée, en particulier en contexte urbain, où les terrains sont meubles, partiellement ou totalement saturés, et où la préservation du bâti impose une limitation drastique des pertes de volume au cours de l'excavation.

Ce travail de thèse vise à améliorer la compréhension de la phénoménologie de ce mode de creusement et à développer de nouveaux outils d'aide à la justification des ouvrages, au dimensionnement des machines et au pilotage des chantiers.

Dans un premier temps, des analyses sont menées à partir d'essais sur un modèle réduit de tunnelier à pression de terre original à l'échelle internationale. Celles-ci concernent le comportement en contraintes et déplacements du massif au cours du creusement en régime idéal, l'évaluation de la stabilité du front de taille, et l'analyse des grandeurs-machine du tunnelier. Les analyses réalisées sont menées en massifs de sol homogènes ainsi qu'en massifs stratifiés (bicouches/tricouches) configurations fréquemment rencontrées sur chantier.

Dans un second temps, les analyses effectuées à l'échelle du modèle réduit sont confrontées à des données de chantier pour validation de la modélisation physique effectuée.

MOTS-CLES : Tunnel, terrains meubles, creusement pressurisé, pilotage, dimensionnement, modèle réduit de laboratoire, terrains stratifiés, stabilité du front de taille, calcul à la rupture, modélisation numérique, régime idéal de creusement.

Laboratoire (s) de recherche : Laboratoire DGCB (Département Génie Civil et Bâtiment) – FRE CNRS 3237 – Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat

Directeurs de thèse: **Denis Branque**
Henry Wong

Président de jury : **Frédéric Pellet**

Composition du jury : **Hussein Mroueh**
Luc Thorel
Didier Subrin
Philippe Dubujet
Hervé Le Bissonnais