



HAL
open science

Interaction sol-structure lors d'opérations de microtunnelage

Annabelle Phelipot

► **To cite this version:**

Annabelle Phelipot. Interaction sol-structure lors d'opérations de microtunnelage. Sciences de l'ingénieur [physics]. INSA de Lyon, 2000. Français. NNT: . tel-00003398

HAL Id: tel-00003398

<https://theses.hal.science/tel-00003398>

Submitted on 18 Sep 2003

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.

THESE

Présentée devant

L'INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUEES DE LYON

Pour obtenir

LE GRADE DE DOCTEUR

FORMATION DOCTORALE : GENIE CIVIL – Sols, Matériaux, Structures, Physique du Bâtiment

ECOLE DOCTORALE : MEGA – Mécanique, Energétique, Génie Civil, Acoustique

PAR

Annabelle PHELIPOT

Ingénieur Géotechnicien de l'I.S.T.G.

DEA Génie Civil – INSA Lyon

INTERACTION SOL-STRUCTURE LORS D'OPERATIONS DE MICROTUNNELAGE

Soutenue le 15 décembre 2000 devant la Commission d'Examen

Jury MM.	Eric LECA	Rapporteur
	Pierre THOMAS	Rapporteur
	Alain GUILLOUX	Examineur
	Richard KASTNER	Examineur
	Pierre LAREAL	Examineur
	Michel MERMET	Examineur
	Chris ROGERS	Examineur

Cette thèse a été préparée au Laboratoire de l'U.R.G.C. Géotechnique de l'INSA de LYON

INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUEES DE LYON

Directeur : A. STORCK

AUDISIO S	PHYSICOCHIMIE INDUSTRIELLE
BABOUX JC	GEMPPM*
BALLAND B	PHYSIQUE DE LA MATIERE
BARBIER D	PHYSIQUE DE LA MATIERE
BASTIDE JP	THERMODYNAMIQUE APPLIQUEE
BAYADA G	MAPLY - MATHÉMATIQUES APPLIQUÉES DE LYON
BERGER C (Mlle)	PHYSIQUE DE LA MATIERE
BETEMPS M	AUTOMATIQUE INDUSTRIELLE
BLANCHARD JM	LAEPSI ***
BOISSON C	VIBRATIONS ACOUSTIQUES
BOIVIN M	MECANIQUE DES SOLIDES
BOTTA H	Equipe DEVELOPPEMENT URBAIN
BOTTA-ZIMMERMAN M (Mme)	Equipe DEVELOPPEMENT URBAIN
BOULAYE G (Prof. émérite)	INFORMATIQUE
BRAU J	CENTRE DE THERMIQUE DE LYON –Thermique du bâtiment
BRISSAU M	GENIE ELECTRIQUE ET FERROELECTRIQUE
BRUNET M	MECANIQUE DES SOLIDES
BRUNIE L	INGENIERIE DES SYSTEMES D'INFORMATION
BUREAU JC	THERMODYNAMIQUE APPLIQUEE
CAVILLE JY	GEMPPM*
CHANTE JP	CEGELY**** - Composants de puissance et applications
CHOCAT B	UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL – Hydrologie urbaine
COUSIN M	UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL – Structures
DOUTHEAU A	CHIMIE ORGANIQUE
DUFOUR R	MECANIQUE DES STRUCTURES
DUPUY JC	PHYSIQUE DE LA MATIERE
EMPTOZ H	RECONNAISSANCE DES FORMES ET VISION
ESNOUF C	GEMPPM*
EYRAUD L (Prof. émérite)	GENIE ELECTRIQUE ET FERROELECTRIQUE
FANTOZZI G	GEMPPM*
FAVREL J	PRISMa – PProductique et Informatique des Systèmes Manufacturiers
FAYARD JM	BIOLOGIE FONCTIONNELLE, INSECTES ET INTERACTIONS
FAYET M	MECANIQUE DES SOLIDES
FERRARIS-BESSO G	MECANIQUE DES STRUCTURES
FLAMAND L	MECANIQUE DES CONTACTS
FLEISCHMANN P	GEMPPM*
FLORY A	INGENIERIE DES SYSTEMES D'INFORMATION
FOUGERES R	GEMPPM*
FOUQUET R	GEMPPM*
FRECON L	INFORMATIQUE
GERARD JF	MATERIAUX MACROMOLECULAIRES
GIMENEZ G	CREATIS**
GONNARD P	GENIE ELECTRIQUE ET FERROELECTRIQUE
GONTRAND M	GEGELY**** - Composants de puissance et applications
GOUTTE R (Prof. émérite)	CREATIS **
GRANGE G	GENIE ELECTRIQUE ET FERROELECTRIQUE
GUENIN G	GEMPPM*
GUICHARDANT M	BIOCHIMIE ET PHARMACOLOGIE
GUILLOT G	PHYSIQUE DE LA MATIERE
GUINET A	PRISMa – PProductique et Informatique des Systèmes Manufacturiers
GUYADER JL	VIBRATIONS ACOUSTIQUES
GUYOMAR D	GENIE ELECTRIQUE ET FERROELECTRIQUE
JACQUET-RICHARDET G	MECANIQUE DES STRUCTURES
JOLION JM	RECONNAISSANCE DES FORMES ET VISION
JULLIEN JF	UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL – Structures
JUTARD A(Prof. Emérite)	AUTOMATIQUE INDUSTRIELLE
KASTNER R	UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL – Géotechnique
KOULOUMDJIAN J	INGENIERIE DES SYSTEMES D'INFORMATION
LAGARDE M	BIOCHIMIE ET PHARMACOLOGIE
LALANNE M (Prof. émérite)	MECANIQUE DES STRUCTURES
LALLEMAND A	CENTRE DE THERMIQUE DE LYON – Energétique et thermique
LALLEMAND M (Mme)	CENTRE DE THERMIQUE DE LYON – Energétique et thermique
LAREAL P	UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL – Géotechnique
LAUGIER A	PHYSIQUE DE LA MATIERE
LAUGIER C	BIOCHIMIE ET PHARMACOLOGIE
LEJEUNE P	GENETIQUE MOLECULAIRE DES MICROORGANISMES
LUBRECHT A	MECANIQUE DES CONTACTS
MARTINEZ Y	INGENIERIE INFORMATIQUE ET INDUSTRIELLE
MAZILLE H	PHYSICOCHIMIE INDUSTRIELLE
MERLE P	GEMPPM*
MERLIN J	GEMPPM*
MILLET JP	PHYSICOCHIMIE INDUSTRIELLE

MIRAMOND M	UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL – Hydrologie urbaine
MOREL R	MECANIQUE DES FLUIDES
MOSZKOWICZ P	LAEPSI***
NARDON P (Prof. émérite)	BIOLOGIE FONCTIONNELLE, INSECTES ET INTERACTIONS
NAVARRO A	LAEPSI***
NOURI A (Mme)	MAPLY - MATHÉMATIQUES APPLIQUÉES DE LYON
ODET C	CREATIS**
OTTERBEIN M (Prof. émérite)	LEAPSI***
PASCAULT JP	MATERIAUX MACROMOLECULAIRES
PAVIC G	VIBRATIONS ACOUSTIQUES
PELLETIER JM	GEMPPM*
PERA J	UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL – Matériaux
PERACHON G	THERMODYNAMIQUE APPLIQUEE
PERRIAT P	GEMPPM*
PERRIN J	ESCHIL – Equipe Sciences Humaines de l’Insa de Lyon
PINARD P (Prof. émérite)	PHYSIQUE DE LA MATIERE
PINON JM	INGENIERIE DES SYSTEMES D’INFORMATION
PLAY D	CONCEPTION ET ANALYSE DES SYSTEMES MECANIQUES
POUSIN J	MAPLY - MATHÉMATIQUES APPLIQUÉES DE LYON
PREVOT P	GRACIMP – Groupe de Recherche en Apprentissage, Coopération et Interfaces Multimodales pour la Productique
	CREATIS**
PROST R	CENTRE DE THERMIQUE DE LYON –Transferts Interfaces et Matériaux
RAYNAUD M	AUTOMATIQUE INDUSTRIELLE
	UNITE DE RECHERCHE EN GENIE CIVIL – Structures
REDARCE H	CONCEPTION ET ANALYSE DES SYSTEMES MECANIQUES
REYNOUARD JM	MECANIQUE DES FLUIDES
RIGAL JF	GENETIQUE MOLECULAIRE DES MICROORGANISMES
RIEUTORD E (Prof. émérite)	GEMPPM*
ROBERT-BAUDOUY J (Mme) (Prof. émérite)	CENTRE DE THERMIQUE DE LYON
ROUBY D	INGENIERIE DES SYSTEMES D’INFORMATION
ROUX JJ	MECANIQUE DES SOLIDES
RUBEL P	CENTRE DE THERMIQUE DE LYON – Transferts Interfaces et Matériaux
RUMELHART C	MATERIAUX MACROMOLECULAIRES
SACADURA JF	AUTOMATIQUE INDUSTRIELLE
	AUTOMATIQUE INDUSTRIELLE
SAUTERAU H	GENIE ELECTRIQUE ET FERROELECTRIQUE
SCAVARDA S	CREATIS**
THOMASSET D	MECANIQUE DES CONTACTS
TROCCAZ M	GEMPPM*
UNTERREINER R	GEMPPM*
VELEX P	MATIERE
VIGIER G	Equipe Développement Urbain
VINCENT A	
VUILLERMOZ PL (Prof. émérite)	
ZIMMERMANN M.(Mme)	
Directeurs de recherche C.N.R.S. :	
BERTHIER Y	MECANIQUE DES CONTACTS
COTTE-PATAT N (Mme)	UNITE MICROBIOLOGIE ET GENETIQUE
FRANCIOSI P	GEMPPM*
MANDRAND MA (Mme)	UNITE MICROBIOLOGIE GENETIQUE
QUINSON JL	GEMPPM*
ROCHE A	MATERIAUX MACROMOLECULAIRES
SEGUELA R	GEMPPM*
Directeurs de recherche I.N.R.A. :	
FEBVAY G	BIOLOGIE FONCTIONNELLE, INSECTES ET INTERACTIONS
GRENIER S	BIOLOGIE FONCTIONNELLE, INSECTES ET INTERACTIONS
Directeurs de recherche I.N.S.E.R.M. :	
PRINGENT AF (Mme)	BIOLOGIE ET PHARMACOLOGIE
MAGNIN I (Mme)	CREATIS**
*GEMPPM	GRUPE D’ETUDE METALLURGIE PHYSIQUE ET PHYSIQUE DES MATERIAUX
** CREATIS	CENTRE DE RECHERCHE ET D’APPLICATIONS EN
TRAITEMENT DE L’IMAGE ET DU SIGNAL	
***LAEPSI	LABORATOIRE d’ANALYSE ENVIRONNEMENTALE DES PROCEDES ET SYSTEMES INDUSTRIELS
****CEGELY	CENTRE DE GENIE ELECTRIQUE DE LYON

Ecoles Doctorales et Diplômes d'Etudes Approfondies

habilités pour la période 1999-2003

ECOLE DOCTORALE n° code national	RESPONSABLE PRINCIPAL	CORRESPONDANT INSA	DEA INSA n° code national	RESPONSABLE DEA INSA
CHIMIE DE LYON (Chimie, Procédés, Environnement) EDA206	M. D. SINOUC UCBL1 04.72.44.62.63 Sec 04.72.44.62.64 Fax 04.72.44.81.60	M. P. MOSZKOWICZ 83.45 Sec 84.30 Fax 87.17	Chimie Inorganique 910643	M. J.F. QUINSON Tél 83.51 Fax 85.28
			Sciences et Stratégies Analytiques 910634	
			Sciences et Techniques du Déchet 910675	M. P. MOSZKOWICZ Tél 83.45 Fax 87.17
ECONOMIE, ESPACE ET MODELISATION DES COMPORTEMENTS (E ² MC) EDA417	M.A. BONNAFOUS LYON 2 04.72.72.64.38 Sec 04.72.72.64.03 Fax 04.72.72.64.48	Mme M. ZIMMERMANN 84.71 Fax 87.96	Villes et Sociétés 911218	Mme M. ZIMMERMANN Tél 84.71 Fax 87.96
			Dimensions Cognitives et Modélisation 992678	M. L. FRECON Tél 82.39 Fax 85.18
ELECTRONIQUE, ELECTROTECHNIQUE, AUTOMATIQUE (E.E.A.) EDA160	M. G. GIMENEZ INSA DE LYON 83.32 Fax 85.26		Automatique Industrielle 910676	M. M. BETEMPS Tél 85.59 Fax 85.35
			Dispositifs de l'Electronique Intégrée 910696	M. D. BARBIER Tél 85.47 Fax 60.81
			Génie Electrique de Lyon 910065	M. J.P. CHANTE Tél 87.26 Fax 85.30
			Images et Systèmes 992254	Mme I. MAGNIN Tél 85.63 Fax 85.26
EVOLUTION, ECOSYSTEME, MICROBIOLOGIE , MODELISATION (E2M2) EDA403	M. J.P FLANDROIS UCBL1 04.78.86.31.50 Sec 04.78.86.31.52 Fax 04.78.86.31.49	M. S. GRENIER 79.88 Fax 85.34	Analyse et Modélisation des Systèmes Biologiques 910509	M. S. GRENIER Tél 79.88 Fax 85.34
INFORMATIQUE ET INFORMATION POUR LA SOCIETE (EDHS) EDA 407	M. J.M. JOLION INSA DE LYON 87.59 Fax 80.97		Documents Multimédia, Images et Systèmes d'Information Communicants 992774	M. A. FLORY Tél 84.66 Fax 85.97
			Extraction des Connaissances à partir des Données 992099	M. J.F. BOULICAUT Tél 89.05 Fax 87.13
			Informatique et Systèmes Coopératifs pour l'Entreprise 950131	M. A. GUINET Tél 85.94 Fax 85.38
INTERDISCIPLINAIRE SCIENCES- SANTÉ (EDISS) EDA205	M. A.J. COZZONE UCBL1 04.72.72.26.72 Sec 04.72.72.26.75 Fax 04.72.72.26.01	M. M. LAGARDE 82.40 Fax 85.24	Biochimie 930032	M. M. LAGARDE Tél 82.40 Fax 85.24
MATERIAUX DE LYON UNIVERSITE LYON 1 EDA 034	M. J. JOSEPH ECL 04.72.18.62.44 Sec 04.72.18.62.51 Fax 04.72.18.60.90	M. J.M. PELLETIER 83.18 Fax 84.29	Génie des Matériaux : Microstructure, Comportement Mécanique, Durabilité 910527	M. J.M.PELLETIER Tél 83.18 Fax 85.28
			Matériaux Polymères et Composites 910607	M. H. SAUTEREAU Tél 81.78 Fax 85.27
			Matière Condensée, Surfaces et Interfaces 910577	M. G. GUILLOT Tél 81.61 Fax 85.31
MATHEMATIQUES ET INFORMATIQUE FONDAMENTALE (Math IF) EDA 409	M. NICOLAS UCBL1 04.72.44.83.11 Fax 04.72.43.00.35	M. J. POUSIN 88.36 Fax 85.29	Analyse Numérique, Equations aux dérivées partielles et Calcul Scientifique 910281	M. G. BAYADA Tél 83.12 Fax 85.29
MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE CIVIL, ACOUSTIQUE (MEGA) EDA162	M. J. BATAILLE ECL 04.72.18.61.56 Sec 04.72.18.61.60 Fax 04.78.64.71.45	M. G.DALMAZ 83.03 Fax 04.72.89.09.80	Acoustique 910016	M. J.L. GUYADER Tél 80.80 Fax 87.12
			Génie Civil 992610	M. J.J.ROUX Tél 84.60 Fax 85.22
			Génie Mécanique 992111	M. G. DALMAZ Tél 83.03 Fax 04.78.89.09.80
			Thermique et Energétique 910018	Mme. M. LALLEMAND Tél 81.54 Fax 60.10

Remerciements

Ce travail a été effectué à l'URGC Géotechnique de l'Institut National des Sciences et Techniques de Lyon (INSA) dans le cadre du Projet National « Microtunnels ».

A l'issue de ce travail, je suis heureuse d'adresser mes très sincères remerciements à tous ceux qui ont contribué à son aboutissement.

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance au professeur Richard Kastner, directeur de l'URGC Géotechnique, sans qui cette thèse n'aurait jamais vu le jour. Pour ses précieux conseils, son aide scientifique, sa patience, et surtout sa confiance, dispensés tout au long de ces quatre années, ainsi que sa présence aux moments les plus critiques et intenses, qu'il en soit remercié.

J'exprime toute ma gratitude également envers le professeur Pierre Thomas, directeur de l'IUT Génie Civil de Saint Nazaire et responsable de l'équipe « eau-géomatériaux » du LGCNSN, et M. Eric Leca, responsable du département « Tunnels et travaux souterrains » de Scetauroute et directeur scientifique de la F.S.T.T., qui ont bien voulu accepter la lourde tâche de rapporteur. Ils m'ont ainsi fait bénéficier de leur riche expérience scientifique.

Je tiens à remercier le professeur Pierre Laréal, directeur adjoint de l'INSA de Lyon, pour avoir présidé le jury de cette thèse avec convivialité.

Je suis aussi particulièrement reconnaissante envers le professeur Chris Rogers de la School of Civil Engineering de l'Université de Birmingham, dont la présence dans le jury témoigne de son intérêt pour le travail réalisé.

Ces travaux de recherche ont pu être menés à bien grâce au soutien du Projet National « Microtunnels », sans lequel je n'aurais pu recueillir autant matière à travailler. J'adresse mes plus sincères remerciements à M. Michel Mermet, président de la F.S.T.T. et du Projet National « Microtunnels », et directeur technique à Scetauroute, ainsi qu'à M. Alain Guilloux, directeur adjoint de Terrasol et directeur scientifique du Projet National « Microtunnels », pour avoir manifesté un intérêt bienveillant et permanent à ce travail et pour leur participation à ce jury de thèse.

Je remercie également vivement les spécialistes qui, chacun dans leur domaine, ont apporté une aide considérable à ce travail :

Anne Pantet, maître de conférences à l'ESIP de Poitiers, pour ses connaissances sur le comportement rhéologique des boues et des lubrifiants, pour sa collaboration avec Anthony Besq sur l'étude du chantier de Barr, et surtout pour sa douceur et sa disponibilité.

Laurent Nicolas de la Société JF-Tech, pour ses compétences dans le domaine des boues de marinage et des lubrifiants utilisés pour le microtunnelage, pour son dévouement, son sens pratique, mais aussi pour son amitié et son dynamisme.

Daniel Dias, maître de conférences à l'URGC Géotechnique de l'INSA, pour sa contribution indispensable au développement de la simulation numérique, sa patience, son aide à la relecture de tous les chapitres et son amitié.

Yvan Bourdeau, maître de conférences à l'URGC Géotechnique de l'INSA, pour ses connaissances sur le comportement au frottement de l'interface sol-structure, sa rigueur exemplaire et son amitié.

Michel Chabannet, maître de conférences à l'URGC Matériaux de l'INSA, pour sa collaboration dans le cadre de la granulométrie laser sur le chantier de Barr et sa disponibilité.

Je tiens également à exprimer toute ma gratitude envers les responsables et personnel de chantiers que j'ai suivi pour leur accueil chaleureux et amical, et pour leur patience envers mon insatiable curiosité. Je citerai notamment José Pereira, Alexander et Werner Acht, Claude Paolo et M. Bucher.

Je tiens également à remercier tous les étudiants qui ont, pendant leur formation, travaillé et transpiré sur la campagne expérimentale en laboratoire : Patrick Vidoni, Fabrice Bonnin, Jérôme Dufour, Gilbert David, Sébastien Decourtie, Timothée Lefebvre.

Je ne voudrais pas oublier ici de remercier tous les membres de l'équipe Géotechnique de l'URGC qui ont su contribuer à ce travail, chacun à leur manière. Je citerai entre autres :

Anne-Lise Pellet pour sa connaissance du thème de recherche, sa fraîcheur et sa gentillesse,

Loretta Batali pour son intelligence, son courage et son dynamisme,

Louis Vinet pour sa vision de la vie, sa culture et sa douceur,

Fabrice Emeriault pour ses nombreux conseils et sa connaissance de la langue anglaise,

Philippe Mathieu pour sa connaissance sans faille de la géotechnique théorique,

Gérard Didier et David Cazaux pour leur aide sur le comportement rhéologique des boues,

Ismaël, Natacha, Cécile, Mohammed, Valérie, Laouni, Lotfi et tous les stagiaires qui sont passés dans le laboratoire pour l'ambiance de travail et de camaraderie,

Et bien sûr nos deux techniciens Sylvie Marchanoff et Rodolphe Louis-Sidney pour leur collaboration, leur expérience et leur aide technique indispensables à toute expérimentation, et les secrétaires successives : Dominique Aghadjanian pour sa douceur, sa rigueur et son sens de l'organisation incomparable, Isabelle Lhomme et Valérie Boiron pour leur soutien et amitié.

Merci aussi à toute l'équipe d'enseignants de l'IUT de Génie Civil de Lyon et tout particulièrement à Laurence Curtil, Robert Azzouz et Christian Coulet, avec qui j'ai adoré enseigner les matériaux.

Je voulais aussi citer la disponibilité et l'accueil chaleureux de Monique Lac, secrétaire de la FSTT, et tout le personnel de la FSTT qui ont agrémente les congrès par leur présence sympathique, et je terminerai par un grand merci à Michel Audouin pour le service rendu à Perth.

Que tous mes amis de l'ADIL, l'association des doctorants de l'INSA de Lyon, trouvent ici un témoignage de mon amitié et de mon soutien pour leur action.

Merci à Natalie et Guillaume, Sandrine et Benjamin, Christelle et Thierry, et tous les amis de Vannes et de Laval pour leur amitié.

Merci aussi à tous ceux qui sont venus me soutenir et m'encourager le jour de la soutenance, c'était un réel plaisir de vous revoir et de vous avoir comme public.

Merci à ma sœur Sandrine pour sa présence et ses conseils.

Enfin je ne saurais oublier mes parents qui ont su par tant de sacrifices, m'encourager et me soutenir à tous les instants. Que ce travail puisse exprimer ne serait ce qu'un moment toute la reconnaissance que je leur dois.

Et surtout merci à Mickaël pour m'avoir soutenue dans les moments de doute et d'incertitude, partageant mes joies et supportant mes colères et détresses.

Résumé

Ce travail s'inscrit dans le cadre du Projet National de Recherche français "Microtunnels". Le microtunnelage est une technique de pose de canalisations sans tranchée. Elle consiste à foncer la canalisation à l'arrière d'un microtunnelier ayant les fonctions d'excavation, de marinage et de guidage. Cette méthode récente, permettant de réduire les nuisances liées à la pose des réseaux en tranchée, se développe principalement dans le cadre du génie civil urbain.

Cette étude essentiellement expérimentale concerne principalement les problèmes liés au frottement à l'interface sol-canalisation, à la stabilité du front de taille, et enfin aux mouvements induits au sein du massif de sol traversé.

Une première phase d'observations de terrain, basée sur le suivi complet de chantiers de microtunnelage dans des conditions de sol diverses, comportait la caractérisation des terrains traversés ainsi que l'enregistrement des principaux paramètres de fonçage et de pilotage. L'interprétation de ces données a permis de mettre en évidence l'incidence de la nature des terrains, de la surcoupe, de la lubrification et des problèmes de guidage sur les frottements mobilisés, sans permettre toutefois de toujours faire la part de chacun de ces paramètres. Les problèmes de stabilité du front et leur incidence sur les mouvements du sol ont pu également être observés et analysés.

A partir de ces résultats, une étude complémentaire, dans des conditions bien contrôlées, a été entreprise dans une chambre de calibration adaptée à la modélisation du fonçage de canalisations. Les essais réalisés ont permis de cerner plus précisément l'incidence de la surcoupe et de l'injection de lubrifiant sur les frottements mobilisés et sur les mouvements engendrés dans le massif. L'incidence de la surcoupe a été modélisée à l'aide de simulations numériques bidimensionnelles en vue de l'extension aux conditions in-situ.

Abstract

This work comes within the scope of the « Microtunnels » French National Project. The microtunneling technique is a trenchless process for installing small diameter pipes. It consists in jacking pipe elements behind the boring machine performing excavation, spoil removal and steering operations. The main advantage of this recent method is a reduction in disturbances compared to traditional open-trench techniques. Therefore, it is especially useful and adapted in urban areas.

This experimental study principally focuses on the main aspects of the technique:

- ✓ soil/pipe interface friction,
- ✓ face stability
- ✓ ground movements induced by microtunneling technique.

In the first part, the complete monitoring at several microtunneling sites is reported. In particular, encountered soils are characterised (through in-situ and laboratory tests) and the main jacking and steering data are monitored. The in depth analysis of these data shows the great influence of ground nature, overcut, lubrication and pipe misalignments on mobilised friction. However, the respective contribution of each of the aforementioned parameters is not clearly identified. Face stability and ground movements are also observed and analysed.

Based on these in-situ results, a complementary experimentation has been designed and set up. Pipe jacking has been reproduced in a calibration chamber with a detailed and precise procedure and a full monitoring of ground displacements in the vicinity of the pipe and the pipe's displacements and stresses. The influence of overcut, lubricant injection on the mobilised friction and the associated ground movements is precisely evaluated. In addition, The overcut effect has been simulated by numerical 2D calculations in order to use them to in-situ conditions.

Sommaire Général

Sommaire détaillé	3
Lexique des termes	7
<i>Introduction</i>	9
<i>Chapitre I : Le Microtunnelage</i>	13
<u>1^{ère} Partie : Les observations de chantiers de microtunnelage</u>	35
<i>Chapitre II : Les forces en jeu lors du microtunnelage</i>	37
<i>Chapitre III : Les Suivis de Chantiers de Microtunnelage</i>	87
<u>2^{ème} Partie : La campagne expérimentale en laboratoire</u>	139
<i>Chapitre IV : Frottement sol/tuyau et Mouvements du sol engendrés par le creusement de microtunnels</i>	141
<i>Chapitre V : Descriptif expérimental en laboratoire</i>	169
<i>Chapitre VI : Interprétation en terme de frottement et distance de sécurité des essais de modélisation à la chambre d'étalonnage</i>	201

<i>Conclusions et Perspectives</i>	253
Références Bibliographiques	257
Annexes	269

Sommaire Détaillé

Sommaire Général	1
Sommaire Détaillé	3
Lexique des Termes	7
Introduction	9
I. Le Microtunnelage	
1. INTRODUCTION.....	14
2. PRINCIPE DE LA MÉTHODE	14
3. LES INTÉRÊTS DE LA TECHNIQUE	16
4. LES DIFFÉRENTS SYSTÈMES DE MICROTUNNELAGE.....	16
4.1. <i>La poussée des tuyaux</i>	17
4.2. <i>L'excavation mécanisée</i>	18
4.3. <i>Le marinage</i>	20
4.4. <i>Le guidage des microtunneliers</i>	25
4.5. <i>La lubrification</i>	28
5. LES TUYAUX DE FONÇAGE	29
5.1. <i>Les matériaux de constitution des tuyaux</i>	30
5.2. <i>Le système d'emboîtement des tuyaux</i>	31
5.3. <i>La poussée admissible</i>	32
6. CONCLUSIONS	32

1^{ère} Partie

Les observations de chantiers de microtunnelage

II. Les forces en jeu lors du Microtunnelage

1. INTRODUCTION.....	38
2. LE FROTTEMENT SOL-MICROTUNNEL.....	39
2.1. <i>Définitions</i>	39
2.2. <i>Résultats concernant les pieux ou les renforcements</i>	39
2.3. <i>Approche théorique du frottement dans le cadre du microtunnelage</i>	40
2.4. <i>Valeurs expérimentales du frottement</i>	45
2.5. <i>Méthodologie de prévision du frottement</i>	49

2.6. Conclusion	58
3. LA PRESSION DE CONTACT AU FRONT DE TAILLE	58
3.1. Introduction	58
3.2. Approche empirique de P_c basée sur les observations in-situ.....	59
3.3. Approche expérimentale de la stabilité du front par effondrement.....	64
3.4. Approche analytique de type équilibre limite	67
3.5. Approche analytique selon l'analyse limite	72
4. CONCLUSION	84

III. Les suivis de Chantiers de Microtunnelage

1. INTRODUCTION	88
2. LES SUIVIS IN-SITU DE CHANTIERS	88
2.1. A l'étranger.....	88
2.2. En France	90
2.3. Les suivis réalisés	91
2.4. Conclusion	101
3. ETUDE DU FROTTEMENT SOL/TUYAU D'APRÈS LES SUIVIS IN-SITU	102
3.1. Principe de l'étude.....	102
3.2. Le frottement dynamique unitaire	103
3.3. Etude de l'excavation créée par la surcoupe.....	107
3.4. Prévision du frottement dynamique	113
3.5. Frottement dynamique supplémentaire dû au désalignement des tuyaux.....	116
3.6. Le frottement statique	121
3.7. Conclusions.....	127
4. LA PRESSION DE CONTACT AU FRONT DE TAILLE	129
4.1. Introduction	129
4.2. La pression de contact expérimentale.....	129
4.3. Comparaison avec les méthodes de calcul des valeurs de travail	133
4.4. Confrontation avec les valeurs expérimentales du chantier de Barr.....	135
4.5. Comparaison avec les méthodes de calcul des valeurs limites	136
4.6. Conclusion	138
5. CONCLUSION	138

2^{ème} Partie

La campagne expérimentale en laboratoire

IV. Frottement sol/tuyau et Mouvements du sol engendrés par le creusement de Microtunnels

1. INTRODUCTION.....	142
2. LE FROTTEMENT À L'INTERFACE SOL/STRUCTURE.....	142
3. LE FROTTEMENT SABLE D'HOSTUN/ACIER.....	143
3.1. <i>Présentation générale</i>	143
3.2. <i>Essais de cisaillement complémentaires aux essais à la chambre d'étalonnage</i>	144
4. MODÉLISATION DU FROTTEMENT LIÉ AUX OPÉRATIONS DE MICROTUNNELAGE.....	146
4.1. <i>Essais tridimensionnels en chambre d'étalonnage</i>	147
4.2. <i>Etude de l'influence des aspérités du sol sur le comportement au frottement à l'interface sol argileux/microtunnel</i>	150
5. ETAT DE L'ART SUR LES MOUVEMENTS DU SOL ENGENDRÉS PAR LE CREUSEMENT DE MICROTUNNELS.....	151
5.1. <i>Les mouvements de terrain liés au creusement</i>	151
5.2. <i>Observations in-situ des mouvements de sol</i>	153
5.3. <i>Observations sur modèle en laboratoire [CHAP, 92]</i>	153
5.4. <i>Prévision des mouvements du sol</i>	155
5.5. <i>La méthode empirique de Peck</i>	155
5.6. <i>La méthode théorique de Sagaseta</i>	159
5.7. <i>La méthode graphique de Chapman [CHAP, 99]</i>	161
5.8. <i>Discussion sur les méthodes présentées</i>	163
5.9. <i>Incidence des déplacements du massif de sol sur les constructions voisines en surface</i>	163
5.10. <i>Incidence des déplacements du massif de sol sur les constructions et équipements voisins enterrés</i>	165
5.11. <i>Limitation des tassements par l'amélioration du comportement des sols</i>	166
6. CONCLUSION.....	166

V. Descriptif expérimental en Laboratoire

1. INTRODUCTION.....	170
2. PROGRAMME DE RECHERCHE DE H.S. PARK [PARK, 97].....	170
2.1. <i>La chambre d'étalonnage</i>	170
2.2. <i>Le dispositif expérimental et le programme d'essais</i>	171
2.3. <i>Conclusions</i>	173
3. LA CAMPAGNE D'ESSAIS 98-99.....	173
3.1. <i>Le dispositif expérimental</i>	174
3.2. <i>Les tuyaux de fonçage</i>	176

3.3. <i>Le massif de sol traversé</i>	177
3.4. <i>Le système de pluviation</i>	181
3.5. <i>La lubrification</i>	185
3.6. <i>L'instrumentation</i>	195
3.7. <i>Programme d'essais</i>	197
3.8. <i>Commentaires sur l'ensemble du dispositif</i>	199
4. CONCLUSION.....	199

VI. Interprétation en terme de Frottement et Distance de sécurité des essais de Modélisation à la chambre d'étalonnage

1. INTRODUCTION.....	202
2. PRÉSENTATION PHÉNOMÉNOLOGIQUE.....	202
2.1. <i>Les mouvements du sol</i>	202
2.2. <i>Le frottement à l'interface sol/tuyau</i>	206
2.3. <i>Conclusion</i>	208
3. INTERACTION SOL-TUYAU AU COURS DU FONÇAGE.....	208
3.1. <i>Introduction</i>	208
3.2. <i>Interprétation des essais sans surcoupe ni lubrification</i>	209
3.3. <i>Influence de la surcoupe</i>	212
3.4. <i>Influence de l'injection de lubrifiant</i>	218
3.5. <i>Influence de la profondeur sur les paramètres de frottement</i>	223
4. DÉTERMINATION D'UNE LOI DE COMPORTEMENT LOCAL.....	227
4.1. <i>Présentation de la méthode 'graphique' développée par Bourdeau [BOUR, 91]</i>	227
4.2. <i>Analyse du comportement élastique des tuyaux</i>	232
5. SIMULATION NUMÉRIQUE 2D DE L'INTÉRACTION SOL-TUYAU AVEC SURCOUPE.....	240
5.1. <i>Présentation de la simulation</i>	240
5.2. <i>Modélisation de l'apparition de la surexcavation : deux méthodes</i>	242
5.3. <i>Confrontation entre la simulation et l'expérimentation</i>	243
5.4. <i>Conclusions</i>	249
6. BILAN.....	249
6.1. <i>Mouvements et distances de sécurité</i>	250
6.2. <i>Frottement à l'interface sol-structure</i>	250
6.3. <i>Simulation numérique du déconfinement du sol, dû à la surcoupe</i>	251

Conclusions et Perspectives 253

Références Bibliographiques 257

Annexes 269

Lexique des termes

δ	Angle de frottement sol-structure	(°)
γ	Poids volumique du sol	kN/m ³
γ'	Poids volumique déjaugé du sol	kN/m ³
γ_d	Poids volumique du sol sec	kN/m ³
γ_{lub}	Poids volumique du lubrifiant	kN/m ³
γ_{sat}	Poids volumique saturé du sol	kN/m ³
γ_w	Poids volumique de l'eau	kN/m ³
ϕ	Angle de frottement interne du sol	(°)
Ψ	Angle de dilatance du sol	(°)
μ	Coefficient de frottement	(-)
μ_{lub}	Coefficient de frottement en présence de lubrifiant	(-)
μ_{stat}	Coefficient de frottement statique	(-)
ν_s	Coefficient de poisson du sol	(-)
ν_t	Coefficient de poisson du tuyau	(-)
σ	Contrainte normale du sol	kPa
σ_{EV}	Contrainte verticale sur le plan horizontal en clef de tuyau	kPa
σ_h	Contrainte normale sur une facette verticale	kPa
σ_T	Contrainte nécessaire à la stabilité de l'excavation réalisée	kPa
σ_v	Contrainte normale sur une facette horizontale	kPa
Δ_h	Diminution du diamètre de l'excavation en horizontal	m
Δ_p	Augmentation du diamètre de l'excavation due à une pression interne de support	m
Δ_v	Diminution du diamètre de l'excavation en vertical	m

b	Largeur de sol concernée par la théorie du Silo	m
c	Cohésion du sol	kPa
c_u	Cohésion non-drainée du sol ou résistance non-drainée du sol	kPa
d	Distance entre le front de taille et la structure (ou P)	m
e	Epaisseur de la trousse coupante	m
f	Frottement dynamique unitaire sol-tuyau	kPa
f_{moy}	Frottement unitaire moyen sur la longueur de canalisation	kPa
f_{lub}	Frottement unitaire en présence de lubrifiant	kPa
f_{stat}	Frottement statique unitaire	kPa
f_{sup}	Frottement unitaire supplémentaire dû aux arrêts de fonçage	kPa
$f_{théo}$	Frottement unitaire dynamique théorique	kPa
h	Hauteur de couverture au-dessus des tuyaux	m
h_o	Hauteur de terrain concerné par le déconfinement lié au creusement	m
h_w	Hauteur de la nappe au-dessus de la clef	m
i	abscisse du point d'inflexion de la courbe de Gauss	m
k	Coefficient réducteur dû à l'effet de voûte	(-)
\mathcal{L}	Longueur d'onde des courbures de déviations horizontales	m

n	Effort normal du sol s'appliquant sur la surface d'un élément de tuyau de longueur unité	kN/ml
p _c	Pression au front de taille	kPa
p _{c1}	Pression de contact du bouclier sur le front de taille	kPa
p _{c2}	Pression hydraulique dans la chambre de suspension du bouclier	kPa
p _l	Pression limite pressiométrique	kPa
q _o	Augmentation de σ_v due à l'application d'une surcharge en surface	kPa
q _s	Surcharge appliquée en surface	kPa
s	Surcoupe sur le diamètre, $s = D_e - D_{ext}$	m
t	Temps	h
u	Pression interstitielle dans le sol	kPa
x	distance horizontale entre un point du massif de sol et l'axe du tunnel	m
z	distance verticale entre un point du massif de sol et l'axe du tunnel	m
<hr/>		
D _e	Diamètre foré	m
D _{ext}	Diamètre extérieur des tuyaux de fonçage	m
D _v	Diamètre de la vis d'Archimède	m
E	Module pressiométrique	kPa
E _{oed}	Module oedométrique	kPa
E _s	Module d'Young du sol	kPa
E _t	Module d'Young du tuyau	kPa
F	Force de frottement sur l'ensemble de la canalisation posée	kN
H	Hauteur de couverture au-dessus de l'axe du tracé, $H=h+\frac{D_e}{2}$	m
I _d	Densité relative	%
K	Coefficient de pression horizontale du sol	(-)
K _o	Coefficient des terres au repos	(-)
K _a	Coefficient de poussée des terres	(-)
K _p	Coefficient de butée des terres	(-)
L	Longueur de tuyaux posés en contact avec le sol	m
N	Nombre de coups de l'essai SPT, Standard Penetration Test	(-)
N _s	Nombre de stabilité à la rupture	(-)
P _{Archimède}	Poussée d'Archimède	kN/ml
P _c	Poussée au front de taille	kN
P _{c1}	Poussée de contact du bouclier sur le front de taille	kN
P _{c2}	Force hydraulique dans la chambre de suspension du bouclier	kN
P _{tot}	Poussée totale développée par les vérins dans le puits de poussée	kN
R	rayon du tuyau	m
R*	taux de surcoupe	(-)
S	Surface du microtunnel en contact avec le sol	m ²
S _h	Déplacement horizontal d'un point du massif de sol	m
S _v	Déplacement vertical d'un point du massif de sol	m
S _{vmax}	Déplacement vertical maximal	m
S _{vclé}	Déplacement vertical en clé d'excavation	m
T _γ	Coefficient de stabilité des sols pesants	(-)
T _c	Coefficient de stabilité des sols cohérents	(-)
T _s	Coefficient de stabilité des sols soumis à une surcharge	(-)
V	Perte de sol par unité de volume	(-)
V _L	Perte de volume par rapport au volume excavé	%
V _s	Volume de la cuvette de tassement en surface, par mètre linéaire de tracé	m ³ /ml
W	Poids propre des tuyaux posés	kN/ml

Introduction

Pour son confort, l'homme a, de tout temps, cherché à aménager son espace de vie. Il a commencé par amener l'eau potable, puis par installer un système d'assainissement. Au début à l'air libre, les réseaux furent petit à petit enterrés, en particulier en milieu urbain afin notamment de faciliter la circulation en surface. Au milieu de ce réseau déjà important, la nécessité de raccorder chaque habitation à l'électricité, au gaz naturel mais surtout aux divers outils de communication (téléphone, câble), s'est considérablement accrue, sans oublier les ouvrages souterrains tels que le métro, les fondations profondes d'immeubles, les parkings souterrains, les catacombes. Aussi la technique traditionnelle de pose de nouvelles canalisations en tranchée ouverte est devenue difficile du fait de l'encombrement en profondeur mais aussi en surface (voie ferrée, autoroute, rivière, route ...).

De nouvelles méthodes dites sans tranchées ont alors vu le jour au début de ce siècle afin de palier à problème. Parmi celles-ci, le microtunnelage n'a été développé qu'à partir des années 70 au Japon, et à la fin des années 90 en France. Il permet la mise en place de canalisations rigides à semi-rigides par fonçage linéaire d'un puits à un autre. Il se distingue par la précision de son tracé, grâce à un contrôle de l'avancement par laser. Les diamètres posés sont compris entre 250 et 1200mm. Les tronçons réalisés sont en général d'une centaine de mètres et peuvent traverser divers types de sol, du terrain meuble à la roche tendre. Le principe de la méthode consiste dans un premier temps à foncer grâce à des vérins hydrauliques, depuis le fond du puits de poussée, le microtunnelier et à sa suite les tuyaux préfabriqués. L'avancement se fait simultanément à l'excavation et au marinage du sol. A l'arrivée dans le puits de sortie, la machine est enlevée et la canalisation définitive est alors installée. La pose de canalisations non-visibles implique un contrôle et un guidage à distance depuis la surface.

Le développement de ce procédé récent suppose que soient correctement maîtrisés les nombreux paramètres concernant notamment la nature du sol, l'abattage, le marinage, la poussée des tuyaux, la lubrification, le taux de surcoupe, ainsi que l'incidence du fonçage sur le milieu environnant.

C'est dans ce contexte que la F.S.T.T., Société Française des Techniques sans Tranchée, en liaison avec l'IREX et le plan Génie Civil ont créé le Projet National de Recherche « Microtunnels » afin de mobiliser les divers acteurs (industriels, collectivités et scientifiques). Le présent projet de recherche a été réalisé dans le cadre de ce Projet National.

A la suite du travail de Pellet [PELL, 97] et Park [PARK, 97], les objectifs de cette recherche portaient sur :

- ✓ l'amélioration de la connaissance des mécanismes de frottement sol/canalisation dans le contexte du microtunnelage,
- ✓ l'étude de l'incidence de la lubrification,
- ✓ la prise en compte de la stabilité du front de taille,
- ✓ les mouvements induits par l'ensemble du processus de forage et de fonçage.

Cette étude repose essentiellement sur des campagnes expérimentales réalisées in-situ en conditions réelles et en laboratoire dans des conditions idéalisées mais mieux maîtrisées.

Après un chapitre introductif sur la méthode de microtunnelage, le mémoire est organisé en deux parties.

La première partie concerne la collecte et l'analyse des données expérimentales in-situ, sur chantiers réels de microtunnelage. Le chapitre 2 présente les nombreux travaux, présents dans la littérature, sur le frottement d'interface et sa prévision, ainsi que sur la pression au front de taille et l'étude de sa stabilité durant le fonçage. Ensuite le chapitre 3 expose le travail d'observations effectué sur trois chantiers de microtunnelage durant la thèse ainsi que l'interprétation des données recueillies en terme de frottement d'interface et de pression au front de taille.

La seconde partie du mémoire rend compte essentiellement de la campagne expérimentale réalisée au laboratoire URGC-Géotechnique de l'INSA de Lyon. Les essais simulent le fonçage d'un tuyau en acier à travers un massif de sable sec (Hostun RF) à l'intérieur d'une chambre de calibration de grandes dimensions intérieures ($1.1*1.1*2m^3$). Les objectifs sont d'étudier les mouvements induits dans le massif du sol lors du fonçage ainsi que le frottement à l'interface sable/tuyau. L'étude s'étend à l'analyse de l'influence de divers paramètres tels que la surcoupe, la lubrification et la nature du lubrifiant. Ainsi, cette partie se compose de trois chapitres. Le chapitre 4 se base sur la littérature et expose les résultats en frottement obtenus lors d'essais de laboratoire sur l'interface sable/acier lisse. Il reprend aussi les études sur les mouvements du sol engendrés par le creusement d'un microtunnel comprenant des observations in-situ, des essais expérimentaux en laboratoire mais aussi le développement de méthodes de prévision des déplacements. Dans le chapitre 5, sont présentées les dispositifs expérimentaux mis au point : la chambre de calibration, le

système de pluviation pour la mise en place du sable, le système d'injection de lubrifiant et le dispositif instrumental. Le programme des essais et la procédure développée sont ensuite abordés. Enfin dans le dernier chapitre, les mesures d'effort de poussée et de déplacements horizontaux du sol sont exploitées en terme de frottement à l'interface et de mouvements du massif de sol. L'analyse théorique des résultats permet d'identifier une loi locale de comportement au frottement le long du tuyau. Par ailleurs, on propose également une simulation bidimensionnelle de déconfinement qui rend compte de manière satisfaisante des mouvements dans le sol et de l'évolution du frottement.

I. Le Microtunnelage

1. INTRODUCTION	14
2. PRINCIPE DE LA MÉTHODE	14
3. LES INTÉRÊTS DE LA TECHNIQUE	16
4. LES DIFFÉRENTS SYSTÈMES DE MICROTUNNELAGE.....	16
4.1. <i>La poussée des tuyaux</i>	17
4.2. <i>L'excavation mécanisée</i>	18
4.3. <i>Le marinage</i>	20
4.4. <i>Le guidage des microtunneliers</i>	24
4.5. <i>La lubrification</i>	28
5. LES TUYAUX DE FONÇAGE	29
5.1. <i>Les matériaux de constitution des tuyaux</i>	29
5.2. <i>Le système d'emboîtement des tuyaux</i>	30
5.3. <i>La pousse admissible</i>	31
6. CONCLUSIONS	32

1. INTRODUCTION

Le sol urbain, en particulier dans les pays industrialisés tels que la France, est encombré tant en surface qu'en profondeur. En effet la présence de routes, d'autoroutes, de voies ferrées et de rivières ou la présence des réseaux de gaz, d'électricité, d'eau potable, d'assainissement et d'ouvrages souterrains divers - rivières, métros - rend parfois impossible la pose de nouvelles canalisations par la technique traditionnelle de la tranchée ouverte.

De nouvelles techniques dites sans tranchées telles que la technique du fonçage de tuyaux ont alors vu le jour au début du 20^{ème} siècle. Mais la méthode du microtunnelage n'a été développée qu'à partir des années 70 au Japon, plus précisément par Komatsu en 1973 [KRAM, 92]. Dans les années 80, la technique s'est répandue dans le monde.

L'Allemagne a été le premier pays d'Europe puis la Grande Bretagne. Elle n'est apparue en France qu'en 1989, notamment sous l'impulsion du département du Val de Marne. La Figure I.1 présente l'évolution de l'utilisation du microtunnelage en France et dans les pays voisins. Le développement continu apparaît cependant moins rapide que dans les autres pays, en raison peut-être de conditions géotechniques globalement moins favorables.



Figure I.1: Evolution du linéaire réalisé

2. PRINCIPE DE LA METHODE

Le microtunnelage fait partie des techniques sans tranchée dites guidables, au même titre que le forage dirigé [DELO, 96]. Ce dernier permet la mise en place de canalisations flexibles par traction, alors que le microtunnelage met en place des canalisations rigides à semi-rigides par fonçage.

Le tracé linéaire est divisé en tronçons rectilignes qui ont chacun une direction et une pente. Le microtunnel est donc bien adapté aux réseaux d'écoulement gravitaire tel que l'assainissement. Il se distingue aussi par la possibilité de contrôler en continu la stabilité du front de taille en appliquant une pression mécanique ou fluide pour équilibrer les pressions des terres et interstitielles.

Le microtunnel se définit comme étant d'un diamètre nominal intérieur ne permettant par le passage d'un homme, soit des diamètres entre 250 et 1200mm. Les tronçons réalisés sont en général d'une centaine de mètres mais peuvent atteindre 170m avec une équipe expérimentée et un sol favorable.

La technique peut s'appliquer dans des conditions de sol très variées, allant du sol meuble à la roche tendre et que ce soit au-dessus ou au-dessous de la nappe phréatique.

La pose des tuyaux peut se faire soit en une seule étape par le fonçage de tuyaux définitifs directement derrière le microtunnelier, choix le plus souvent fait en France et exposé ci-après, soit en deux étapes avec la pose de tuyaux en acier provisoire suivis ensuite de tuyaux définitifs avec l'aide ou non d'un aléueur [BRIS, 92], [STAH, 95].

Le principe de la méthode du microtunnelage repose sur des opérations cycliques. Dans un premier temps le microtunnelier est installé dans le puits de départ et aligné avec précaution selon le tracé défini, puis poussé dans le sol par les vérins hydrauliques du bâti de poussée. L'avancement se fait simultanément à l'excavation et au marinage du sol extrait. Les vérins du bâti de poussée sont remis en arrière. Un tuyau préfabriqué est descendu dans le puits et emboîté derrière le microtunnelier. Les connections entre la machine et le poste de pilotage sont réinstallées. L'ensemble tuyau + machine est alors poussé selon un nouveau pas. Ce cycle est répété jusqu'à l'arrivée dans le puits de réception, la machine progressant uniquement grâce à l'effort de poussée transmis par les tuyaux (Figure I.2).

Un tuyau spécial, dit « tube suiveur », est inséré entre la machine et le premier tuyau préfabriqué. Il est en général en acier et de même longueur que les autres tuyaux. On le récupère au même titre que la machine dans le puits de sortie. Sa particularité réside dans sa fonction. Il est boulonné au microtunnelier et forme avec ce dernier un ensemble plus rigide et de plus grande inertie (longueur totale de 5 à 6m) permettant de s'opposer au roulis et aux trop grandes déviations durant les premiers mètres. Le tube suiveur peut contenir selon les fabricants les points d'injection de lubrifiant ou la caméra du système de repérage au laser dans le cas d'une cible passive.

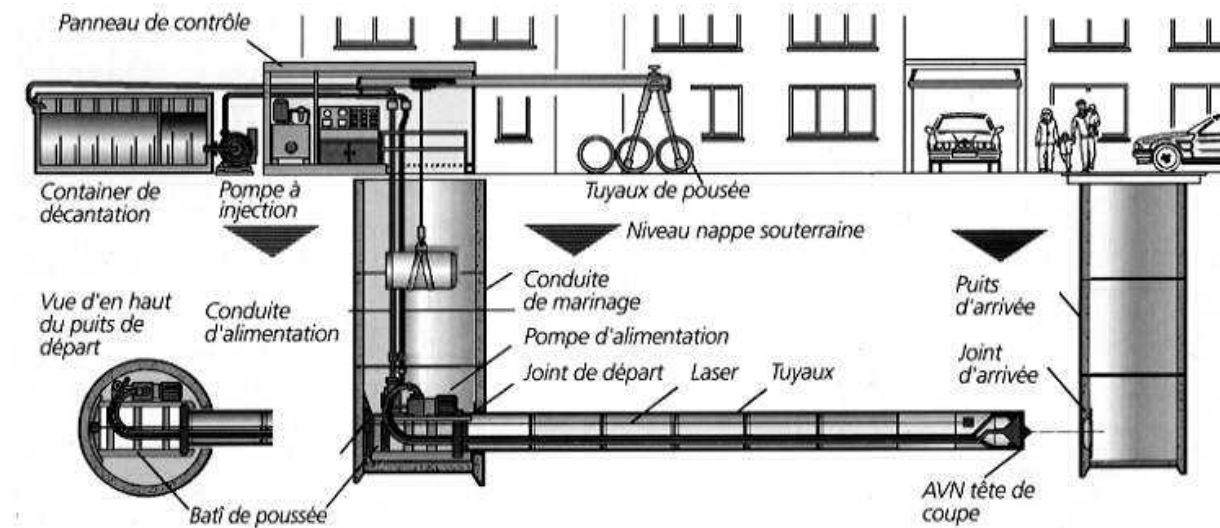


Figure I.2 : Schéma explicatif de la méthode du microtunnelage

3. LES INTERETS DE LA TECHNIQUE

Comparée aux techniques de pose en tranchée ouverte, la pose par microtunnelage peut présenter les avantages suivants, à condition qu'elle soit bien maîtrisée :

- ✓ Respect des réseaux en place,
- ✓ Respect de la chaussée,
- ✓ Limitation des terrassements au seul creusement des 2 puits de départ et d'arrivée,
- ✓ Indépendance vis à vis de la météorologie,
- ✓ Possibilité de travailler sous la nappe,
- ✓ Passage sous des ouvrages tels que : habitation, autoroute, rivière, voie ferrée,
- ✓ Réduction des coûts sociaux : diminution du bruit, de la poussière, de la gêne aux riverains, des pertes des profits commerciaux, des dommages pour les propriétaires des terrains traversés, de la pollution,
- ✓ Réduction des coûts indirects liés principalement aux délais, aux interruptions et/ou aux difficultés de circulation piétonnière et automobile,

Toutefois, le procédé n'est pas adapté à la rencontre d'obstacles, tels que des blocs rocheux, entraînant de longs et lourds travaux supplémentaires pour récupérer la machine. La technique a aussi le désavantage d'avancer en lignes brisées, ne permettant pas le contournement des obstacles ; les japonais travaillent depuis quelques années sur des tracés au rayon de courbure de plus en plus petit [MANA, 98], [ASAN, 98], mais cette technique n'est pas encore arrivée en France. Le coût total du chantier de microtunnelage est aussi plus cher que la technique de la tranchée ouverte, dans des profondeurs de pose classiques (<5m). Cette affirmation ne prend toutefois pas en compte les coûts sociaux et indirects ; ceux-ci sont difficilement évaluables mais paraissent nettement plus faibles pour le microtunnelage.

4. LES DIFFERENTS SYSTEMES DE MICROTUNNELAGE

Il existe deux principaux systèmes de microtunnelage définis par leur méthode de marinage, le premier à vis sans fin et le second à marinage hydraulique. Un troisième type basé sur le marinage pneumatique existe mais est très peu répandu. Ces systèmes disposent d'un contrôle plus ou moins précis des pressions sur le sol au front de taille.

Ces systèmes peuvent être divisés en cinq parties indépendantes :

- ✓ la poussée,
- ✓ l'excavation mécanisée,
- ✓ le marinage,
- ✓ le guidage du microtunnelier,
- ✓ l'injection du lubrifiant.

4.1. LA POUSSEE DES TUYAUX

Le fonçage des tuyaux est réalisé par la station de poussée située au fond du puits de départ. Elle est constituée d'un bâti de poussée et de vérins hydrauliques. Leur capacité est comprise entre 100 et 1000 t [STEI, 89]. Généralement, les vérins avancent par pas successifs afin d'atteindre leur course maximale. Un élément important concerne la pose de la station au fond du puits. Son alignement avec la direction du tracé doit être très précis. Même une faible déviation du bâti entraîne d'importants écarts de trajectoires et donc de fortes corrections de la part du pilote, toujours préjudiciables pour la pose et la pérennité du microtunnel (§ 4.4.).

Généralement, deux paramètres sont transmis, de la station de poussée, vers le poste de pilotage. Le premier concerne la poussée totale, P_{tot} en kN, représentant la pression hydraulique nécessaire aux vérins pour pousser les tuyaux. Le second correspond à la pénétration des tuyaux dans le sol, L en m. Cet avancement est mesuré le plus souvent à l'aide d'une roue posée sur la génératrice supérieure du tuyau et fixée à la paroi du puits de poussée. Ces deux paramètres sont essentiels dans le contrôle de l'équilibre des forces en tête. Depuis son panneau de commandes, le pilote peut contrôler ces deux paramètres en agissant sur la vitesse d'avancement des vérins.

Le choix de la station de poussée est basé sur : les dimensions liées à la longueur et au diamètre du projet et la puissance liée à la résistance du sol à la poussée. Cette résistance est égale à la somme de la résistance à la pression en tête avec le frottement et l'adhésion du sol le long des tuyaux et de la machine. Une estimation fiable de cette résistance est nécessaire afin de choisir une station de poussée avec une puissance suffisante mais aussi pour que les tuyaux ne soient pas surchargés, entraînant dans les deux cas l'arrêt du chantier. Cependant la poussée au front de taille est rarement mesurée. Les conditions de chargement des tuyaux et l'interaction sol/tuyaux sont difficiles à déterminer précisément. Aussi l'estimation de la résistance est particulièrement délicate. Des méthodes existent, elles sont en général basées sur l'empirisme et l'expérience. Elles ne sont pas toujours satisfaisantes [BENN, 95].

Pour ne pas être limité en distance par la puissance des vérins hydrauliques et par la résistance à la compression des tuyaux, une ou plusieurs stations intermédiaires peuvent être insérées entre deux tuyaux. Des distances allant jusqu'à 914m [KRAM, 92] ont

ainsi pu être réalisées, avantage non-négligeable (mais coûteux) comparé aux 70m de moyenne pour un tronçon normal.

Une station de poussée intermédiaire est constituée d'un tuyau métallique que l'on fonce normalement, comprenant un anneau de répartition d'efforts et de vérins hydrauliques (Figure I.3). Le fonçage des tuyaux suivants se fait par étapes. La tête du train de tuyaux est d'abord poussée par la première station intermédiaire, ensuite chacun des sous-tronçons est poussé par sa station intermédiaire jusqu'au dernier qui est foncé par les vérins hydrauliques situés dans le fond du puits de départ. Durant ces différentes phases, les vérins hydrauliques des stations non actives sont bloqués afin que les efforts soient transmis au bâti de poussée.

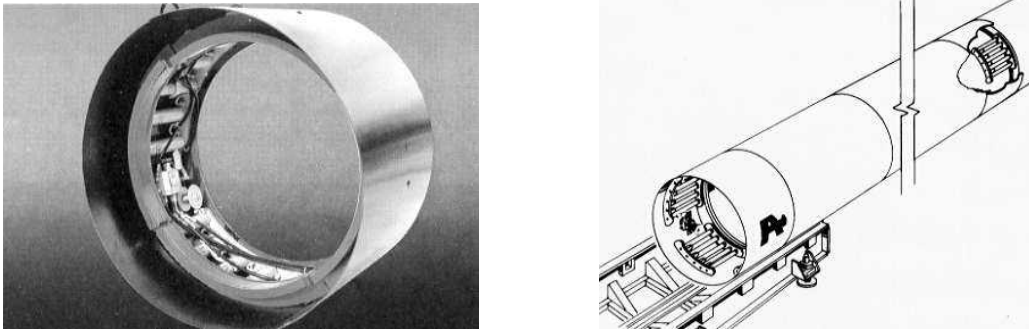


Figure I.3 : Station de poussée Intermédiaire (Akkerman)

Les stations intermédiaires ne sont utilisées que pour des diamètres supérieurs à 800 mm en France [PELL, 97] ou à 900mm aux USA [BENN, 95] pour permettre aux opérateurs d'entrer dans le microtunnel. Elles sont en général prévues dans le cas où la force de poussée estimée ou réelle serait supérieure à 80% de la résistance des tuyaux [BENN, 95].

4.2. L'EXCAVATION MECANISEE

L'excavation du terrain se fait à l'aide d'une roue de coupe installée en tête du microtunnelier et dont l'axe de rotation est relié à un moteur électrique ou hydraulique situé dans le corps de la machine. Les caractéristiques principales de la roue sont les outils de coupe dont elle est munie et les dimensions des ouvertures permettant le passage du terrain découpé dans la chambre de concassage. La variété de ces paramètres lui confère une adaptabilité à diverses conditions de sol (Annexe 1).

Les roues adaptées au rocher sont munies de molettes qui vont venir écraser et/ou éclater la roche jusqu'à la réduire en éléments de 20% du diamètre de la roue [STEL, 89]. Les ouvertures sont faibles permettant ainsi de supporter un effort en tête important, pouvant aller jusqu'à 200MPa selon certains constructeurs [BENN, 95]. Ce type de roue est aussi employé pour traverser un sol meuble avec la possibilité de rencontrer de gros blocs. Si ce sol meuble est un terrain argileux cohérent, les molettes n'arriveront pas à découper l'argile, le couple nécessaire est alors élevé et l'avancement

du microtunnelier faible.

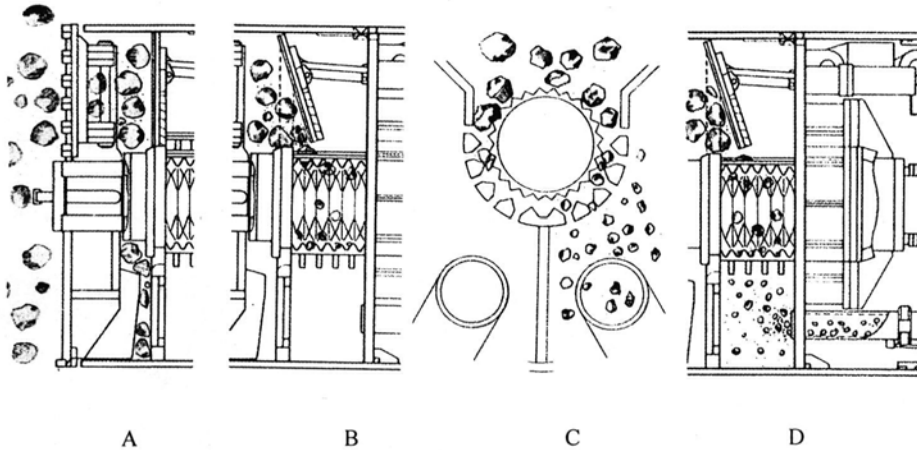


Figure I.4 : Schéma du chemin emprunté par les marins en tête [STEI, 89]

Dans le cas des sols grossiers, la tête est munie de dents déchaussant les blocs. La grande ouverture de la roue permet aux blocs d'entrer dans la chambre de concassage pour y être désagrégés (Figure I.4).

Les outils en forme de larges pics sont adaptés aux sols cohérents tels que les limons, les argiles ou les marnes. Ces pics vont découper en copeaux le front de taille. Dans la plupart des cas, ils vont être associés à des jets d'eau sous haute pression facilitant l'extrusion du sol.

Une fois broyé ou découpé, le sol extrait (ou marin) est dirigé vers la chambre de concassage située juste derrière la roue. Il y sera réduit en éléments de diamètre compris entre 20 et 25mm [BENN, 95], pouvant ainsi être transportés par le circuit de marinage. Dans certains cas, la chambre de concassage, aussi, est munie de jets haute-pression aidant les marins à entrer dans le système de marinage.

Le pilote doit aussi régler la poussée totale des vérins par rapport au couple de la roue de coupe afin de ne pas la bloquer. En effet, la puissance exercée en tête est une fonction croissante de la poussée totale appliquée par les vérins sur l'ensemble du microtunnel, P_{tot} . Toutefois pour des valeurs élevées de P_{tot} , la rotation de la roue va ralentir et la puissance transmise en tête va diminuer, pouvant entraîner le calage de la roue. Le pilote se doit de rester dans la plage de fonctionnement optimal utilisant une grande partie des capacités de la machine tout en conservant une réserve de puissance, afin de faire face à d'éventuels problèmes au front de taille (Figure I.5).

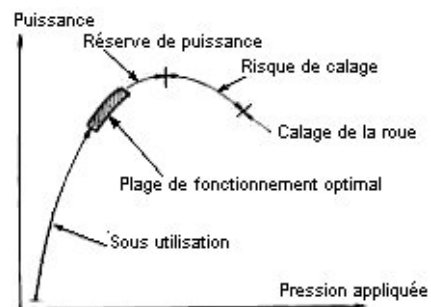


Figure I.5 : Rapport entre la poussée totale et le couple de la roue de coupe [FSTT, 93]

4.3. LE MARINAGE

C'est au niveau de la chambre de concassage et de la roue de coupe que le microtunnelier peut s'opposer à la pression des terres et à la pression interstitielle, indépendamment l'un de l'autre. Le pilote peut contrôler la pression des terres à travers une régulation délicate de l'avancement, donc de la pression totale, et du système de marinage. La pression appliquée en tête par le microtunnelier devra rester supérieure à la pression active des terres pour ne pas engendrer de tassements importants en surface, et inférieure à la pression passive des terres pour ne pas entraîner de soulèvements du sol (Figure I.6).

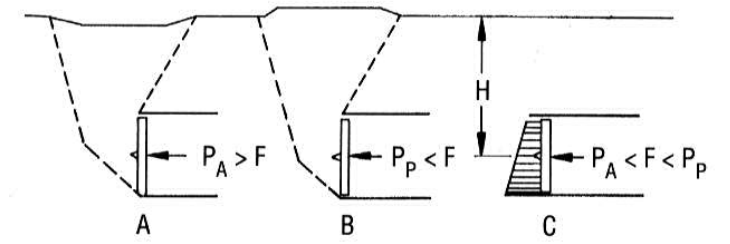


Figure I.6 : Déformation du sol due à une pression de confinement inadaptée [STEI, 89]

Le marinage a pour définition le transport des déblais de la chambre de concassage vers la surface. Il se fait à l'intérieur des tuyaux posés, de trois manières différentes : hydraulique, à l'aide d'une vis sans fin et pneumatique.

4.3.a. Le marinage hydraulique

Le liquide de marinage est en général injecté sous pression dans la chambre de concassage, où il est mélangé aux marins. Le liquide est alors évacué à travers les tuyaux de marinage jusqu'à la centrale de séparation où les déblais sont séparés du fluide. Le liquide ainsi allégé est alors remis en circulation suivant un circuit fermé (Figure I.7).

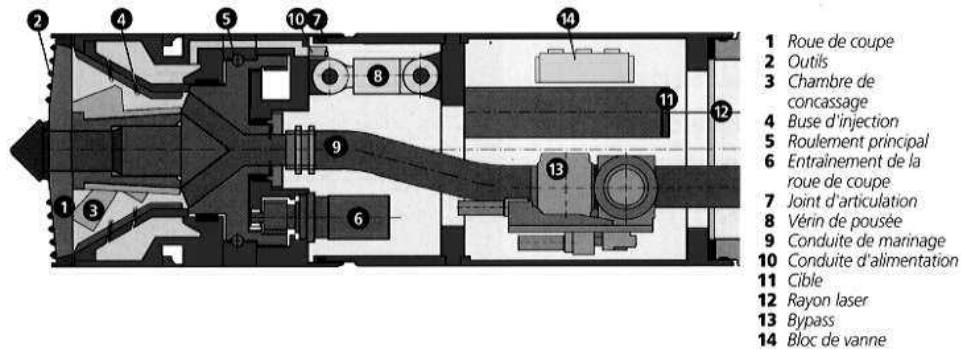


Figure I.7 : Microtunnelage à marinage hydraulique (AVN d'Herrenknecht)

Les liquides de marinage sont en général de l'eau claire ou de la bentonite. Le plus utilisé en France est l'eau claire. Il est souvent employé dans le cas des sols cohérents et dans les sables fins et limoneux pour lesquels les pertes d'eau sont faibles. Par contre, dans les sols non-plastiques situés au-dessus du niveau de la nappe phréatique, des pertes d'eau sont possibles, entraînant un déséquilibre au front de taille. Le choix de la bentonite est alors possible dans les sables ou graviers dont la perméabilité est très forte.

La grande viscosité de la suspension bentonitique permet, en effet, de réduire les pertes de fluide de marinage en colmatant les vides et en formant un film imperméable appelé « cake » [STEI, 89].

Des produits additifs tels que les polymères pourront être rajoutés au liquide de marinage. Par exemple, certains polymères seront utiles dans le cas d'un sol à structure ouverte (gravier grossier) pour réduire les pertes de fluide ou dans les sols très abrasifs (arène granitique) pour diminuer l'usure des outils de coupe ou encore dans les sols très argileux pour diminuer l'absorption de l'eau contenue dans le fluide et donc annihiler les effets gonflant ou colmatant.

La méthode du marinage hydraulique se caractérise par un domaine d'application étendu. En effet on peut l'utiliser dans des sols dont la valeur N (nombre de coups de l'essai Standard Penetration Test) varie entre 5 et 50 et dont la courbe granulométrique figure

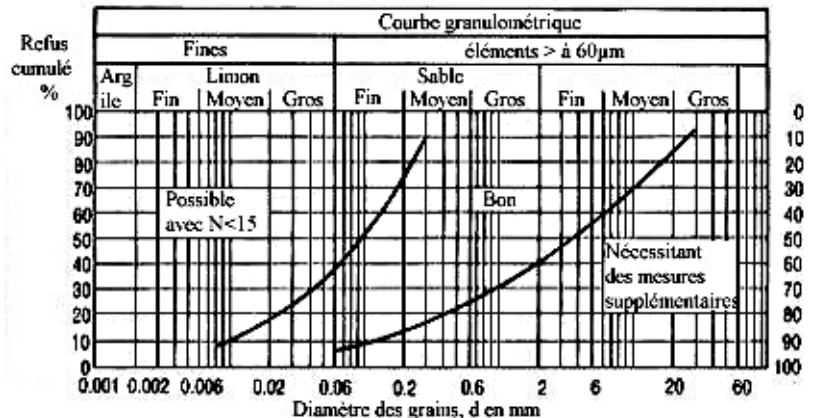


Figure I.8. Lorsque l'on traverse un sol très argileux, la séparation entre le liquide de marinage et les marins se fait difficilement dans le bac de décantation. Le fluide va alors devenir de plus en plus épais, entraînant une efficacité moindre du transport des marins et une plus forte pression en tête avec la possibilité de colmater la chambre de concassage et de bloquer la roue de coupe. L'entrepreneur devra alors utiliser une boue fraîche, ou un système de séparation mécanisé tel que l'hydrocyclone ou le tapis vibrant. Ces « désableurs » permettent de séparer les particules solides du liquide qui est alors réutilisé dans le circuit. En général, dans de tels sols, le pilote préférera nettoyer régulièrement la chambre de concassage, en arrêtant l'avancement (mais pas le marinage), ainsi que les tuyaux de marinage en utilisant le by-pass.

Durant le fonçage, le marinage est surveillé et contrôlé avec attention du fait de son rôle important dans l'équilibre des pressions en tête. Les paramètres suivants sont affichés au niveau du panneau de pilotage :

- ✓ les débits et vitesses des pompes d'alimentation et de refoulement,
- ✓ la concentration du mélange solide/fluide dans les deux tuyaux Aller et Retour,
- ✓ éventuellement, la pression en certains points du circuit de marinage.

Les débits devront être adaptés à la nature des sols traversés. En fonction de la capacité d'extraction du sol par la roue de coupe, le pilote devra augmenter les débits afin de nettoyer la chambre et d'éviter le refoulement du sol, ou les diminuer afin d'éviter un surcreusement. Il devra aussi régler la vitesse d'avancement des vérins de poussée en fonction de la qualité de l'excavation et du marinage.

Selon de nombreux auteurs [STEI, 89], [BENN, 95], les microtunneliers à marinage hydraulique contrôlent avec une grande précision l'équilibre des pressions en tête grâce à la présence du fluide de marinage en front de taille. Toutefois selon Van Kesteren [van K, 92], le double rôle du liquide de marinage, équilibrer les pressions en tête et transporter les marins, entraîne une grande complexité et difficulté dans sa maîtrise et son contrôle par le pilote.

4.3.b. Le marinage à vis sans fin

Le terrain abattu au front de taille est extrait puis transporté par rotation de la vis sans fin vers un tapis roulant ou directement dans un wagonnet situé dans le puits de poussée (Figure I.9). Cette méthode peut être utilisée dans des sols dont la valeur N au SPT est de 5 à 30 (Tableau I.1).

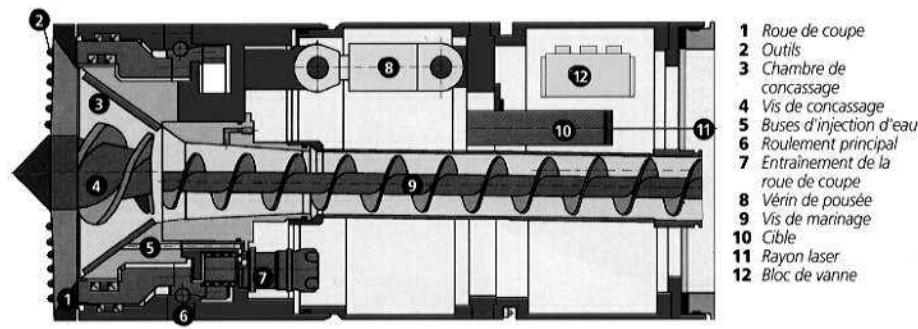


Figure I.9 : Microtunnelier à marinage à vis (AVT d'Herrenknecht)

Nature du sol	Valeur N au SPT	Recommandations
Sol lâche ou tendre	0 à 5	Renforcement du sol
argile, limon	5 à 15	
	15 à 30	Injection d'eau sous-pression, de suspension bentonitique ou d'air au front de taille
sable	5 à 30	rien
	30 à 50	Injection d'eau sous-pression, de suspension bentonitique ou d'air au front de taille
gravier	5 à 30	

Tableau I.1: Domaine d'application de la méthode Sanwa Horizonger dépendant du type de sol existant (cité dans [STEI, 89])

La technique est bien adaptée aux sols non-cohérents [STEI, 89] et à l'argile raide et surconsolidée [BENN, 95]. Le diamètre maximum des grains pouvant être transportés

est généralement de 70 mm, il dépend du diamètre intérieur des tuyaux forcés [STEI, 89]. Afin d'assurer un transport sans problème, il faut adapter le diamètre de la vis, D_{vis} , au diamètre maximal des grains, d_{max} , selon les conditions suivantes (indiquées par la norme allemande DIN 15262) :

- ✓ si le pourcentage de grains grossiers est important alors $D_{vis} \geq 10.d_{max}$,
- ✓ si le pourcentage des grains grossiers est faible alors $D_{vis} \geq 4.d_{max}$.

Lorsque le projet traverse des sols sableux fins, il est recommandé d'injecter de la bentonite au niveau de la roue de coupe afin de faciliter le transport et la rotation de la roue. Dans le cas de sols cohérents et très raides, l'extrusion du sol est facilitée par l'injection d'eau.

La régulation de la pression de confinement au front de taille d'un microtunnelier à marinage à vis se fait au même titre que les tunneliers à pression de terre. Elle est réalisée par le remplissage total de la chambre de concassage par les marins extraits et compactés [QUEB, 96].

Dans les terrains aquifères, le système de la vis sans fin, n'étant pas un système fermé du fait même de sa conception, permet à l'eau contenue dans le sol de s'écouler à travers la vis jusqu'au puits de poussée. Si la charge hydraulique au niveau du front de taille n'est pas trop élevée (environ 1,50m au-dessus du niveau du radier [BENN, 95]), un cake d'imprégnation du sol équilibrant la pression hydrostatique peut-être créé au front de taille. Une des possibilités de réalisation de ce cake est proposée par Ishihara (cité dans [STEI, 89]). Les caractéristiques du sol rencontré doivent remplir les trois conditions suivantes :

- ✓ $k \leq 10^{-5}$ m/s k : coefficient de perméabilité à l'eau du sol
- ✓ $8 < C_u < 10$ C_u : coefficient d'uniformité de la courbe granulométrique
- ✓ pourcentage de limons $> 10\%$

De plus, le pilote doit coordonner efficacement la vitesse de la vis avec l'avancement. Dans le cas d'une pression hydrostatique trop forte, un système de vis sans fin spécial devra être utilisé. Il comporte un système à sas à l'extrémité de la vis. L'équilibre de la pression hydrostatique est obtenu par pressurisation hydraulique (bentonite, eau, mousse), ou pneumatique. L'injection d'une boue de forte densité en tête de fonçage permet de remplir les vides du sol et de refouler l'eau libre. D'autres additifs peuvent être injectés tels que les produits moussants [QUEB, 96]. La mousse, inefficace dans les graves, est particulièrement bien adaptée aux terrains sableux. Le mélange ainsi formé acquiert une certaine consistance dite de « fluidité plastique », permettant de soutenir en permanence le front de taille sur toute la surface, et une perméabilité atteignant 10^{-6} m/s. De plus les propriétés de la mousse sont nombreuses. Elle permet de stabiliser le front de taille en créant une zone d'imprégnation. Sa propriété lubrifiante facilite aussi l'évacuation des marins et réduit l'usure des éléments du bouclier.

4.3.c. Le marinage pneumatique

Ce système de marinage est très peu utilisé dans le domaine du microtunnelier. Toutefois, deux chantiers utilisant ce système ont pu être suivis dans le cadre du Projet National « Microtunnels » par Pellet [PELL, 97].

Les caractéristiques de ce transport ressemblent au marinage hydraulique. Cependant l'évacuation des déblais utilise un gaz (généralement de l'air) : les marins sont aspirés du front de taille vers un réservoir étanche par une dépression d'air créée par une pompe à vide [PELL, 97].

Selon le constructeur Vactrailler (cité dans [STEI, 89]), les applications restent limitées aux sols non-cohérents à légèrement cohérents et dans des terrains situés au-dessus du niveau de la nappe phréatique. Les sols cohérents ont l'inconvénient de colmater les tuyaux d'aspiration. Pellet [PELL, 97] a toutefois noté une bonne efficacité de ce type de marinage, associé à une injection d'eau, dans les argiles plastiques.

Sous la nappe, le marinage pneumatique suppose la circulation d'air sous pression pour lutter contre les arrivées d'eau au front. Si l'on regarde du côté des tunneliers de grandes dimensions à pression d'air, leur domaine d'application est limité aux matériaux fins et homogènes dont la perméabilité, inférieure à 10^{-5} m/s, diminue les pertes d'air dans le sol. Le constructeur français de minitunneliers et grands tunneliers, Bessac, a amélioré la technique en projetant sur le front de taille un film de boue bentonitique ou de mousse réduisant les pertes d'air et favorisant la stabilité du front [PANT, 91].

4.3.d. Comparaisons et conclusions

Le marinage hydraulique permet un contrôle précis de la pression de confinement (surtout de la pression de marinage mesurée) grâce à la pression du fluide de marinage. Il peut évoluer sous des hauteurs d'eau importantes, allant jusqu'à 30m. Cependant il exige une conception plus complexe (pompes, réservoirs, désableur) et plus coûteuse. Les avancements sont aussi légèrement plus lents que dans le cas du marinage à vis sans fin. La régulation des pressions au front de taille, pour ce dernier, est limitée surtout si le niveau de la nappe phréatique est largement au-dessus du tracé du microtunnel, mais aussi lors de la traversée de limons ou de sables saturés [BENN, 95]. La méthode du marinage à vis est limitée tant sur la longueur que sur le diamètre du microtunnel réalisable. De plus les stations intermédiaires sont délicates à installer du fait de la présence de la vis d'Archimède à l'intérieur des tuyaux.

4.4. LE GUIDAGE DES MICROTUNNELIERS

Le contrôle de la trajectoire suivie par le microtunnelier passe par deux phases différentes. Dans un premier temps, la position de la machine va être repérée par rapport au tracé prévu, ensuite ces données vont permettre au pilote de corriger la trajectoire.

4.4.a. Le repérage de la position du microtunnelier

De nombreuses méthodes existent et sont recensées dans de nombreux ouvrages dont celui de Thomson [KRAM, 92]. La technique du laser est la plus utilisée. Elle a pour avantage d'offrir un repérage très précis et en continu de la machine. Elle fournit les écarts verticaux (V) et horizontaux (H) par rapport au tracé, l'inclinaison (I_V) et l'azimut (I_H) de l'axe de la machine par rapport à l'axe théorique, ainsi que l'angle de rotation du microtunnelier par rapport à son axe (appelé roulis).

Pour cela la direction du faisceau lumineux du laser est fixée dès le début du chantier selon la direction que la machine doit suivre. Il va ensuite pointer sur la mire située à l'intérieur du microtunnelier. Il faut donc, d'une part, que le laser soit au fond du puits de poussée et, d'autre part, qu'il n'y ait aucun obstacle au passage du rayon. Deux phénomènes peuvent perturber la précision du rayon : la divergence du rayon au-delà de 100m et la différence de températures entre le puits de poussée et la mire (une différence de 4°C entraîne une déviation de 40mm sur 120m, Figure I.10), du fait de la chaleur dégagée par les moteurs associés aux tuyaux hydrauliques. Une ventilation du microtunnel pourrait être utile mais elle entraînerait une instabilité du rayon [ANHE, 92]. Un autre point délicat de la méthode du laser est la fixation stable de son boîtier dans le puits de poussée, siège d'importantes forces créées par la station de poussée durant le fonçage et donc de mouvements sensibles. La fixation du boîtier doit donc être rigide et reliée idéalement à la surface du sol. Selon Pellet [PELL, 97] le laser paraît moins affecté lors du fonçage quand il est solidaire du radier du puits plutôt que de sa paroi. Certains lasers possèdent un nivellement automatique en vertical basé sur le principe du fil à plomb, permettant de compenser les mouvements verticaux de la fixation du laser. En ce qui concerne son positionnement dans le plan horizontal, un réglage manuel quotidien est alors nécessaire.

4.4.b. Le guidage du microtunnelier

Les données fournies par l'impact du faisceau laser sur la mire sont transmises au panneau de contrôle à distance. Le microtunnelier est divisé en deux parties : une partie fixée au tube suiveur et contenant la cible du laser et une seconde comprenant la roue de coupe et la chambre de concassage et orientable à l'aide de 3 ou 4 vérins de direction situés sur la première partie (Figure I.7 & Figure I.9). Les corrections de trajectoire se font en orientant la tête mobile de la machine par rapport à la partie suiveuse, à l'aide des vérins de direction. La dextérité du pilote est donc essentielle pour un bon suivi du projet [BENN, 95]. Il doit évaluer les différentes informations et prendre les décisions qui s'imposent par anticipation. En effet, il existe un délai de correction entre

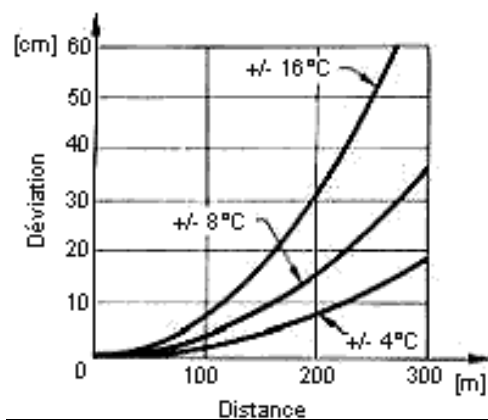


Figure I.10 : Déviation du rayon du laser avec la température [STEI, 89]

l'application de la correction et le rétablissement effectif du tracé [PELL, 97]. Prenons l'exemple du chantier réalisé à Montmorency en France dans un sol hétérogène : le délai de réaction est de 4m. Or, plus les délais de correction sont grands, plus l'anticipation du pilote doit être fine afin d'éviter les surcorrections de trajectoire et donc une forme sinusoïdale du microtunnel. Stein & al. [STEI, 89] ont classé les sols selon leur aptitude au guidage (Tableau I.2). Ce tableau désigne les sols granulaires denses et les sols cohérents très raides comme les sols présentant la meilleure guidabilité.

Classe	Aptitude au guidage	Nature du sol	Conditions géotechniques
1	facile	graviers et sables graves ou sables limoneux ou argileux limons et argiles	$I_D > 30\%$ (moyennement dense)] $I_c > 1$ (raide à très raide)
2	moyenne	graviers et sables graves ou sables limoneux ou argileux limons et argiles	$15 < I_D < 30\%$ (lâche)] $0.75 < I_c < 1$ (raide)
3	difficile	graviers et sables graves ou sables limoneux ou argileux limons et argiles sols organiques	$I_D < 15\%$ (très lâche)] $0.5 < I_c < 0.75$ (mou, tendre)
4	aucune	graves ou sables limoneux ou argileux limons et argiles] $I_c < 0.5$ (pâteux, fluide)

I_D : Indice de Densité I_c : Indice de consistance

Tableau I.2 : Classification des sols en fonction de leur guidabilité [STEI, 89]

Cependant après confrontation de cette classification et des résultats de suivis in situ de 6 chantiers, Pellet [PELL, 97] remarque que les paramètres sur lesquels se base la classification de Stein (I_D et I_c) ne suffisent pas à expliquer les différences d'aptitude au guidage relevées. Les écarts de trajectoire semblent plus liés aux facteurs mécaniques dus à un mauvais positionnement du bâti, à l'instabilité du boîtier du laser ou à la divergence du rayon laser sur de longues distances qu'à la nature même du sol. Toutefois, cet auteur indique que, plus le sol sera grossier et plus le guidage sera difficile, notamment à cause des possibles déchaussements de blocs et de surexcavations en tête. Une synthèse de l'évolution des écarts de trajectoire, sur les 6 chantiers ayant fait l'objet d'un suivi in situ, est présentée en Figure I.11. Durant les 20 premiers mètres, d'importants écarts de trajectoire sont relevés, montrant combien le mauvais positionnement du bâti de poussée peut être responsable des écarts les plus importants. A partir de 70m de longueur foncée, les déviations augmentent aussi considérablement, le rayon laser diverge de plus en plus, entraînant l'apparition d'une déviation apparente supplémentaire.

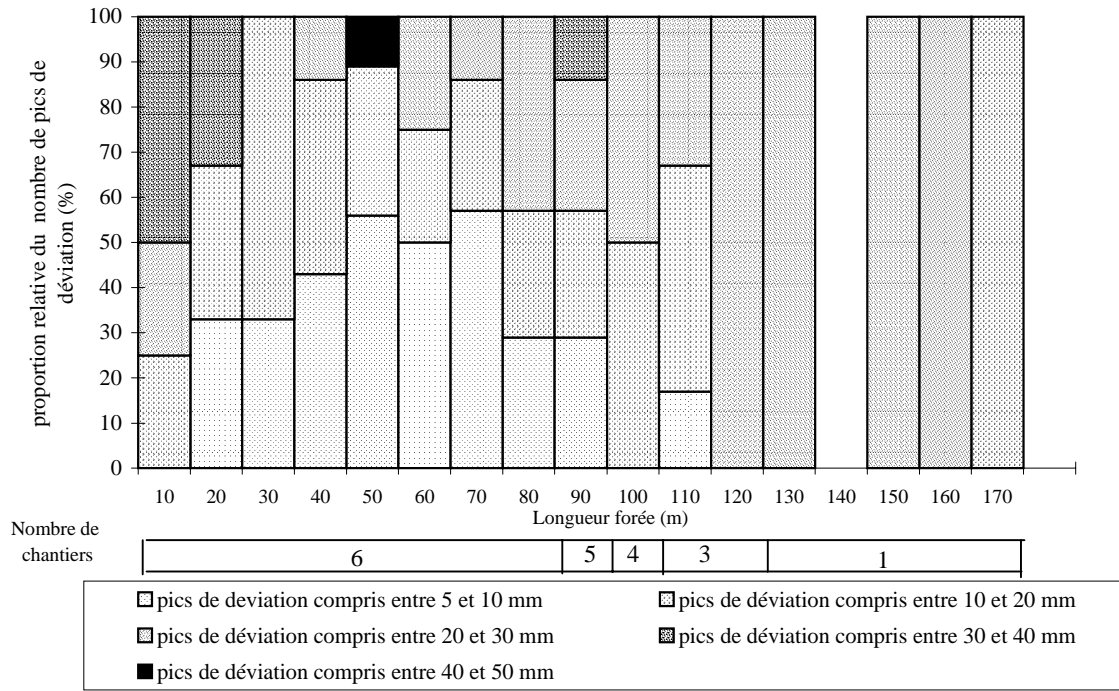


Figure I.11 : Synthèse des répartitions des écarts de trajectoire sur 6 chantiers [PELL, 97]

4.4.c. Les corrections de trajectoire

La Pipe Jacking Association [MILL, 95] a effectué d'intéressantes recherches sur le désalignement des tuyaux dû aux irrégularités des corrections trop fortes du pilote. Les résultats amènent aux conclusions suivantes :

- ✓ Le tracé suivi par le bouclier est celui suivi par tous les tuyaux, il n'y a pas de tendance au redressement,
- ✓ Plus le désalignement est grand et plus le frottement engendré le long du train de tuyau est grand. Le désalignement augmente proportionnellement avec le diamètre des tuyaux et l'angle de frottement δ sol/tuyau (ex : sable et sol limoneux avec un δ très fort), mais il est inversement proportionnel à la longueur des tuyaux [MILL, 99],
- ✓ L'angle β est égal à l'angle entre les axes de deux tuyaux successifs (Figure I.12). Afin de réduire le frottement supplémentaire dû aux désalignements du microtunnel, le pilotage doit être tel que l'angle moyen β est de $0,1^\circ$ sans dépasser la valeur maximale de $0,5^\circ$. Les mesures effectuées sur chantier ont montré que même avec un β de $0,2^\circ$, les contraintes de contact localisées sont très grandes malgré l'utilisation d'un joint compressible.

Cet angle peut être déterminé, de manière approximative, d'après les mesures des écarts horizontaux (H) et verticaux (V) selon la formule suivante (Figure I.12) :

$\sin \beta = \beta(\text{radians}) = \frac{\sqrt{(2H_B - H_A - H_c)^2 + (2V_B - V_A - V_c)^2}}{l}$ avec l : la longueur des tuyaux.

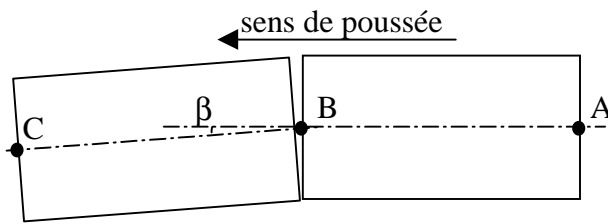


Figure I.12 : Schématisation de l'angle β

La Pipe Jacking Association propose aussi une aide à la décision concernant les corrections à apporter aux vérins de direction lors du guidage manuel (Annexe 2).

Cependant la tendance actuelle est d'automatiser les corrections apportées au microtunnelier. Certains logiciels développés s'appuient sur la théorie de la logique floue [TAKA, 92] prenant en compte, à chaque étape de l'avancement, la réponse de la machine lors des étapes précédentes. D'autres logiciels (Iseki et Decon-Soltaü) reposent sur une base de données recueillies sur site dans des sols de natures différentes. Cependant, selon Anheuser, le guidage automatique n'est pas forcément la meilleure solution [ANHE, 92].

De manière générale, les écarts admissibles sont de +/-50 à 75mm selon l'Association anglaise et de +/-30mm en vertical et de +/-50 à 100mm en horizontal en Allemagne [STEI, 89].

4.5. LA LUBRIFICATION

La fabrication du lubrifiant s'effectue dans un réservoir de mixage à la surface du sol ou dans le puits de poussée. Il est ensuite injecté vers les différents points d'application situés à l'intérieur de la machine ou le long des tuyaux. Pour les microtunnels dont le diamètre est <900mm, les points d'application sont dans le bouclier ou au niveau du tube suiveur. Si le diamètre est >900mm, ils peuvent être installés le long du tronçon [BENN, 95]. Ils sont en général installés tous les 30 à 40m.

Dans le cas des machines Herrenknecht, les points d'injection vont par trois et sont séparés d'un angle de 120° (Figure I.13 : points d'injection au niveau du tuyau suiveur). Alors que les Japonais n'équipent leur tuyau que de deux orifices [STEI, 89]. Certains pilotes recommandent l'injection à travers les deux buses du bas lors de la traversée de roches ou de sols cohérents et raides.



Figure I.13 : photo du tuyau suiveur

La lubrification permet de réduire de manière importante le frottement entre le sol et les tuyaux, et donc la poussée totale. Elle permet de lubrifier l'interface sol/tuyau et de

maintenir ouverte la surexcavation due à la surcoupe. Le diamètre de la roue de coupe est, en général, supérieur au diamètre des tuyaux, la différence est appelée surcoupe (s). En France, on utilise couramment une surcoupe de 20 à 30mm. En Angleterre, elle est plutôt de 10 à 20mm [MILL, 99]. Le lubrifiant est souvent constitué d'une boue bentonitique associée ou non à des polymères, ou de polymères seuls. Il doit être adapté à la nature des sols rencontrés.

5. LES TUYAUX DE FONÇAGE

Les tuyaux utilisés pour la pose de canalisations par fonçage sont spécifiques à la méthode du microtunnelage.

- ✓ Du point de vue de leur géométrie, ils ont une longueur unitaire (le plus souvent de 2m) adaptée à la station de poussée utilisée. Ils sont emboîtés les uns dans les autres afin de garder constant le diamètre du microtunnel, cet emboîtement est réalisé à l'aide de joints spéciaux. Leur état de surface se doit d'être le plus lisse possible pour diminuer les frottements entre le sol et les tuyaux.
- ✓ Du point de vue des résistances offertes par le tuyau, ce dernier se doit de répondre aux exigences des charges de service (eau, gaz sous pression) mais surtout :
 - ✓ à la poussée longitudinale lors du fonçage,
 - ✓ aux concentrations de contraintes, notamment au voisinage des joints par suite du désalignement des tuyaux,
 - ✓ aux pressions des terres et interstitielle.

Les éléments entre les tuyaux doivent être suffisamment résistants mais aussi souples pour permettre les mouvements angulaires dus aux désalignements sans que leur étanchéité n'en soit affectée.

5.1. LES MATERIAUX DE CONSTITUTION DES TUYAUX

Les tuyaux les plus utilisés en France sont constitués de béton armé, de grès vitrifié, de Polyester Renforcé Verre (PRV) ou d'acier et de fonte ductile.

Les tuyaux en béton sont les plus utilisés en France. Ils sont généralement conçus selon le procédé de centrifugation. Il en existe de trois sortes :

- ✓ en béton armé : surtout utilisé pour l'assainissement,
- ✓ en béton armé Haute Performance : ont une plus grande résistance à la compression (80% de plus que le béton armé) permettant des distances de fonçage supérieures, à égale épaisseur des tuyaux,
- ✓ en béton à âme-en-tôle : spécifique à l'adduction d'eau potable.

Les tuyaux en béton ont pour avantage d'avoir la possibilité de créer des points d'injection de lubrifiant soit durant la conception, soit directement sur site. Leurs

bonnes propriétés mécaniques et leur coût économique rendent leur utilisation particulièrement avantageuse.

Les tuyaux en grès vitrifié sont surtout utilisés en Allemagne, dans le domaine de l'assainissement, mais ils commencent à faire leur entrée en France ou même aux USA. Leurs grandes qualités résident d'une part dans une durée de vie de 80 à 100 ans (selon les normes allemandes, [VARR, 96]), mais aussi dans des résistances plus fortes pour des épaisseurs égales à celles du béton. Les tuyaux sont alors plus légers et donc plus faciles à manipuler. D'autres avantages peuvent être cités : une résistance à l'absorption, aux attaques chimiques, une surface extrêmement lisse, un comportement élastique idéal, la possibilité d'être utilisés sous pression avec une résistance à la pression de 2,4 bars. Toutefois le procédé même de fabrication par vitrification empêche l'installation de points d'injection de lubrifiant. Leur grande fragilité demande une attention particulière lors de leur mise en œuvre et de leur stockage [BENN, 95]. Ils sont de plus assez coûteux.

Les tuyaux en Polyester Renforcé Verre (PRV) ont une grande résistance à la corrosion, due aux propriétés de la résine polyester, qui les rend très performants dans les environnements de très grande agressivité chimique. Ces tuyaux centrifugés sont très linéaires, ce qui favorise la minimisation des charges excentriques parasites lors du fonçage. De même que les tuyaux en béton, les orifices pour l'injection de lubrifiant sont installés lors de la fabrication ou sur le site du chantier

Les tuyaux en acier sont très peu foncés en France, contrairement aux Etats-Unis où ils sont surtout utilisés en adduction d'eau potable mais seulement en tant que fourreau d'un second tuyau installé à l'intérieur [BENN, 95]. Du fait de leur faible résistance à la corrosion, ils sont essentiellement utilisés pour transporter le gaz et l'eau potable [STEL, 89]. Ces tuyaux sont très fins (environ 12 à 25mm d'épaisseur) et très résistants. L'installation de points d'injection est possible. Leur principal inconvénient est leur faible guidabilité, due à la rigidité du joint, ainsi que le temps de pose particulièrement long à cause de la difficulté de pose du joint.

5.2. LE SYSTEME D'EMBOITEMENT DES TUYAUX

Il en existe de plusieurs modèles mais ils ont tous au moins :

- ✓ une bague de guidage, servant à guider le tuyau et à absorber les forces transversales
- ✓ un joint d'étanchéité, en général en élastomère, permettant une étanchéité dans les deux sens, du fait de la pression d'injection du lubrifiant (plusieurs bars) et de la pression hydrostatique (passage sous rivière).
- ✓ un anneau répartiteur de contraintes (Figure I.14).

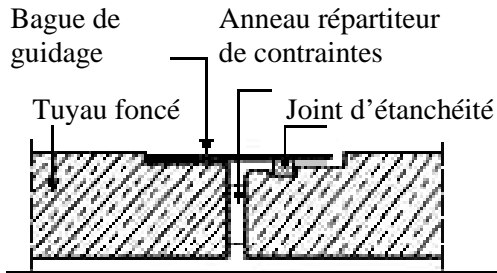


Figure I.14 : système d'emboîtement d'un tuyau en béton armé [STEL, 89]

L'anneau répartiteur de contraintes a pour objectif de distribuer plus uniformément les forces de poussée en compensant les petits désalignements, les corrections de trajectoire progressives ou les erreurs d'équerre des embouts des tuyaux. Suivant la norme anglaise BS5911, la tolérance maximale sur l'angle due au manque d'équerre est de 0,15 degrés. Les contrôles effectués par Milligan & Norris

[MILL, 95] montrent que, dans la réalité, cet angle est en général inférieur à 0,05 degrés. Selon la Pipe Jacking Association [MILL, 89] et [NORR, 92], le matériau du répartiteur devra être aussi épais que possible et aussi large que possible sans être envahissant. Toutefois ses dimensions devront être les plus uniformes possible. Il devra aussi se prévaloir d'un coefficient de Poisson faible afin de diminuer le développement de contraintes radiales dans le joint. Le contre-plaqué mais plus encore l'aggloméré de moyenne densité est recommandé. Ces études sont basées sur les joints pour tuyaux en béton, mais leurs recommandations sont valables pour le grès et le PRV. Le programme CPAR américain ajoute que l'épaisseur de l'anneau doit être comprise entre 6 et 12mm. Cependant les Anglais ont réalisé leur test avec des anneaux d'épaisseur 12 et 15 mm. Contrairement à l'anneau en bois utilisé en Europe et aux USA, les Japonais ont choisi un anneau en acier de 4,5mm d'épaisseur formant un 'T' avec l'anneau de guidage [STEL, 89].

5.3. LA POUSSEE ADMISSIBLE

Comme on a pu le voir dans le chapitre 4.4. , des désalignements entre tuyaux se créent lors du fonçage, entraînant de fortes concentrations de contraintes sur les embouts des tuyaux : cette concentration est d'autant plus forte que la surface de contact entre tuyau diminue. Un facteur de sécurité doit alors être appliqué sur la résistance à la compression des tuyaux, donnant la poussée admissible. Ce coefficient de sécurité est déterminé par chaque fabricant pour une angulation maximale $\beta=1^\circ$ [BENN, 95].

Le programme CPAR préconise un coefficient de sécurité de 2 ou 3 pour les projets normaux. La norme allemande ATVA 161 indique, de même, une valeur de 2, mais avec une angulation limite d'environ $0,5^\circ$ (la surface du joint est encore totalement en contact) et un matériau répartiteur de module d'élasticité constant.

Les résultats des recherches menées par Milligan et Norris [MILL, 95], [MILL, 99] indiquent une dépendance de la poussée maximale admissible par rapport aux paramètres suivants : la raideur du matériau répartiteur, son épaisseur, la contrainte en compression maximale admise par le tuyau et l'angulation entre tuyau (au-dessous de $0,2^\circ$ il n'y a pas de modification mais au-dessus, la poussée admissible peut diminuer de 50% pour $\beta=0,5^\circ$ et du 1/3 pour $\beta=1^\circ$). Montfront [MONT, 94] donne des valeurs de contraintes admissibles pour les différents matériaux composant un tuyau dans le Tableau I.3 :

matériaux	contrainte à la rupture (MPa)	contrainte limite (MPa)
béton*	25 à 45	10 à 18
béton H P*	45 à 80	18 à 32
PRV**	90	30

* valeurs limites à partir d'essais pour une angulation de 1°

** valeurs données d'après les essais réalisés par le fabricant

Tableau I.3: Valeurs de contraintes limites en fonction du matériau constituant le tuyau de fonçage

6. CONCLUSIONS

Les performances du microtunnelage sont intimement liées à :

- ✓ l'amélioration des cadences d'avancement,
- ✓ l'augmentation de la longueur de fonçage entre deux puits,
- ✓ le contrôle du guidage de la machine, pour respecter le fil d'eau dans le cas de réseau d'assainissement mais aussi pour réduire les efforts dans les tuyaux dus aux désalignements,
- ✓ la diminution des efforts sur les tuyaux, et donc de la poussée totale requise.

La diminution de la poussée totale sur les tuyaux n'est envisageable qu'en diminuant, soit les frottements le long du train de tuyaux, soit la résistance au front de taille, c'est-à-dire en :

- ✓ évaluant de manière précise la force en tête maximale et minimale à ne pas dépasser pour ne pas créer des mouvements dans le sol environnant, ni d'instabilité dans le terrain,
- ✓ évaluant les efforts de frottement entre le sol et le train de tuyaux,
- ✓ détermination grâce à ces deux évaluations de la poussée totale, valeur importante dans le choix de la station de poussée et des dimensions des tuyaux de fonçage,
- ✓ lubrifiant la paroi du microtunnel avec un fluide adapté à la nature du terrain,
- ✓ diminuant les désalignements entre tuyaux à $\beta < 0,1^\circ$,
- ✓ utilisant des stations intermédiaires (mais coûteuses).

Il ne faut pas négliger le facteur sol et ses caractéristiques géotechniques. Une reconnaissance détaillée est nécessaire afin de connaître tous les problèmes possibles pouvant être rencontrés, ainsi que le niveau de la nappe phréatique par rapport au projet. L'entrepreneur peut alors adapter son choix pour le type de marinage, entre le marinage

à vis sans fin ou hydraulique, le type de roue et d'outils à utiliser, la largeur de la surcoupe et la nature du lubrifiant à injecter, les caractéristiques du fluide de marinage dont la viscosité, les systèmes annexes à prévoir (désableur, station intermédiaire), le pas de la vis d'Archimède et pour toutes autres décisions importantes.

1^{ère} Partie :

Les observations de chantiers de
microtunnelage

**II. Les forces en jeu lors du
microtunnelage**

1. INTRODUCTION.....	38
2. LE FROTTEMENT SOL-MICROTUNNEL.....	39
2.1. Définitions.....	39
2.2. Résultats concernant les pieux ou les renforcements.....	39
2.3. Approche théorique du frottement dans le cadre du microtunnelage.....	40
2.4. Valeurs expérimentales du frottement.....	45
2.5. Méthodologie de prévision du frottement.....	49
2.6. Conclusion.....	58
3. LA PRESSION DE CONTACT AU FRONT DE TAILLE.....	58
3.1. Introduction.....	58
3.2. Approche empirique de P_c basée sur les observations in-situ.....	59
3.3. Approche expérimentale de la stabilité du front par effondrement.....	64
3.4. Approche analytique de type équilibre limite.....	67
3.5. Approche analytique selon l'analyse limite.....	72
4. CONCLUSION.....	84

1. INTRODUCTION

Une bonne appréhension et évaluation des forces mises en jeu lors d'un projet de microtunnelage sont essentielles pour une conception du projet adaptée. Lors de la conception, de nombreuses questions doivent être abordées :

1. le système de microtunnelage : en fonction du type de sol traversé, seront choisis le type d'excavation (roue de coupe, outils de coupe, méthode de stabilisation du front de taille), et le type de marinage (hydraulique, à vis sans fin ou pneumatique) ; et en fonction du calcul prévisionnel de la poussée totale, sera dimensionné le système de fonçage comprenant les vérins et le bâti de la station de poussée, le mur de soutien, la surcoupe et la lubrification (nature et quantité),
2. les tuyaux de fonçage : Selon la nature du sol et le calcul prévisionnel des charges d'installation et de mise en service, la nature du matériau constituant les tuyaux sera sélectionnée, de même que ses dimensions (longueur, diamètre, épaisseur),
3. la géométrie du tracé : selon la nature des terrains constituant le sous-sol, la couche traversée sera choisie avec beaucoup de précaution et selon le calcul prévisionnel de la poussée totale, la longueur des tracés, le nombre de puits ainsi que l'utilisation et la position des stations intermédiaires de poussée pourront être déterminées.

Il est donc très important de ne pas sous-estimer les forces de poussée et l'influence qu'elles peuvent avoir sur la réalisation complète du chantier et la qualité de pose des tuyaux. De même une surestimation des forces de poussée peut entraîner une surestimation du coût du projet le rendant par là même irréalisable.

Une estimation précise des forces de poussée peut réduire énormément les imprévus durant le fonçage. Le degré de précision est liée à deux facteurs très importants :

1. les informations disponibles sur les terrains traversés (quantité et qualité),
2. l'utilisation de méthodes de prévision adaptées.

Ces méthodes de prévision se basent soit sur des formules ou valeurs empiriques sélectionnées à partir de données expérimentales de chantier, soit sur la théorie. Après avoir estimé les forces de poussée, le concepteur du projet se devra de choisir les méthodes appropriées (modification de la surcoupe, utilisation de lubrifiant adapté, utilisation et position de stations intermédiaires de poussée [COLL, 96]) pour réduire cette force calculée à une force acceptable par le système.

La méthode généralement établie pour prévoir la poussée totale nécessaire pour foncer les tuyaux (P_{tot}) se base sur le concept que cette dernière est la somme de la poussée au front de taille (P_c) et de la résistance au frottement le long des tuyaux (F) :

$$P_{tot} = P_c + F$$

Dans la suite de ce chapitre, les méthodes de prévision de ces deux composantes de la poussée totale sont exposées puis comparées.

2. LE FROTTEMENT SOL-MICROTUNNEL

L'estimation de la résultante des forces de frottement agissant à l'interface sol-structure a déjà fait l'objet de nombreuses études. La majorité porte sur le frottement à l'interface entre le sol et les pieux, ou le sol et les éléments de renforcement, ouvrages où l'on cherche à mobiliser le maximum d'effort.

Nous donnons ci-après quelques résultats expérimentaux concernant ces structures, qui peuvent représenter la limite supérieure des efforts mobilisables. Dans le cas du microtunnelage où l'on met en œuvre des procédures pour réduire le frottement, nous présenterons les approches semi-théoriques et les approches empiriques visant à prévoir le frottement effectivement mobilisé.

2.1. DEFINITIONS

Le frottement dépend de nombre de paramètres dont les dimensions du tuyau et la nature du sol traversé, sa teneur en eau et ses caractéristiques géotechniques, la hauteur de couverture, la présence ou non de la nappe phréatique, les caractéristiques de l'équipement (surcoupe, lubrification, ...) et le procédé de fonçage employé (correction due au guidage, pompage près des puits, ...).

La force de frottement due au sol sur l'ensemble du microtunnel peut s'exprimer comme suit :

$$F = \pi \cdot D_{ext} \cdot \int_0^L f_{moy} dl \text{ en kN} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{ll} f_{moy} : & \text{frottement unitaire local} \quad \text{kPa} \\ D_{ext} : & \text{diamètre extérieur du tuyau} \quad \text{m} \\ L : & \text{longueur de tuyaux foncés} \quad \text{m} \end{array}$$

Dans la littérature, f_{moy} pourra aussi prendre la forme de τ_{max} . Il s'exprime en général sous la forme :

$$f_{moy} = \mu \cdot \sigma \quad \text{en kPa} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{ll} \mu : & \text{coefficient de frottement, } \mu = \tan \delta \quad (-) \\ & \text{avec } \delta \text{ l'angle de frottement sol-structure} \\ \sigma : & \text{contrainte normale du sol} \quad \text{kPa} \end{array}$$

2.2. RESULTATS CONCERNANT LES PIEUX OU LES RENFORCEMENTS

Ces ouvrages ont pour principal objectif de mobiliser le maximum de frottement afin de remplir leur fonction de fondation ou de stabilité. Au contraire, dans le cas du

microtunnelage, tout est mis en œuvre afin de réduire au mieux le frottement. On ne s'intéressera donc qu'aux valeurs de frottement correspondant à des interfaces de structures lisses. Elles représentent une limite supérieure du frottement mobilisable.

Les résultats de frottement sol-structure sont obtenus de manière empirique par corrélation avec les essais in-situ tels que les essais pénétrométriques et pressiométriques [BUST, 81], [BUST, 91], [CLOU, 91], [OUVR, 94b] .

Dans le Tableau II.1, Ouvry [OUVR, 94a] a calculé pour six classes de sol les valeurs de frottement latéral unitaire telles qu'elles peuvent être déduites des différentes approches empiriques proposées par ces auteurs.

classe du sol	structure	pénétrömètre statique				pressiomètre		clouage	moyenne empirique
		Sanglerat	norme allemande	norme française	Bustamante	NRP	LCPC		
1 sol cohérent mou	béton	18.7	20	16.6	15	15	15		16.7
	acier	15		12.5	33				14.4
2 sol granulaire lâche	béton	22.5	0	21	35	25	40		18.7
	acier	18		18.5	25				25
3 sol cohérent moyennement consistant	béton	37.5	30	43	30	32	60		34.5
	acier	30		30	25				35
4 sol granulaire moyennement compact	béton	50	45	50	80	80	100		45 à 80
	acier	40		40	50				75
5 sol cohérent consistant	béton	75	38	100	35	32	80		55
	acier	60		50					48
6 sol granulaire compact	béton	67.5	60	66	120	120	120		60 à 120
	acier	54		54	90				54 à 120

Tableau II.1: Frottement latéral unitaire, f_{moy} en kPa [OUVR, 94a]

Les valeurs du Tableau II.1 sont obtenues pour le pénétromètre statique et le pressiomètre dans le cas des pieux battus (et le pieu foré dans une moindre mesure). Le frottement latéral est calcul pour deux types de pieux : à fut béton et à fut métal. Pour le clouage, seuls les clous lisses et battus ont été considérés. La faible dispersion des résultats empiriques permet de calculer une moyenne empirique pour chaque classe de sol et de type d'interface [OUVR, 94b].

2.3. APPROCHE THEORIQUE DU FROTTEMENT DANS LE CADRE DU MICROTUNNELAGE

Le frottement unitaire, f_{moy} , est déterminé à partir de la loi de frottement : $f_{moy} = \mu \cdot \sigma$.

Pour déterminer la contrainte σ , Il faut tenir compte de l'impact des opérations de microtunnelage sur le sol. Le creusement en tête, suivi de la surexcavation due au vide annulaire, entraîne une relaxation du sol autour des tuyaux, perturbant l'état initial des contraintes. Le nouvel état de contraintes résultant peut être approché à l'aide de modèles de base. Ces modèles sont fondés sur « la théorie du silo », selon laquelle le sol au-dessus du tuyau s'affaisse entre deux plans verticaux, le frottement induit le long de ces plans est à l'origine de l'apparition de contraintes de cisaillement dirigées vers le

haut, créant le phénomène d'« effet de voûte ». Le modèle le plus connu est le modèle de Terzaghi [TERZ, 51] qui a fait l'objet de plusieurs approches.

2.3.a. La contrainte verticale

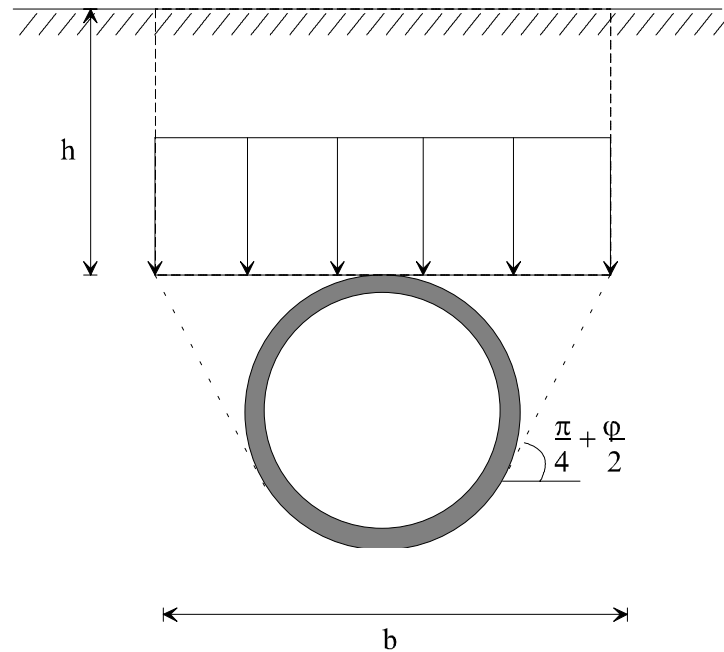


Figure II.1: Formation des coins de cisaillement [TERZ, 51]

Le modèle de Terzaghi permet de déterminer la contrainte verticale sur le plan horizontal en clef de tuyau :

$$\sigma_{EV} = (\gamma - 2 \cdot \frac{c}{b}) \cdot h \cdot k \quad \text{en kPa}$$

- avec γ : poids volumique du sol kN/m^3
- c : cohésion du sol kPa
- h : hauteur de couverture m
- b : largeur entre les deux plans m

k : coefficient réducteur de l'effet de voûte (-) $k = \frac{1 - e^{-2 \cdot K \cdot \tan \delta \cdot \frac{h}{b}}}{2 \cdot K \cdot \tan \delta \cdot \frac{h}{b}}$

- avec K : coefficient de pression horizontale du sol au-dessus de l'excavation compris en général entre K_a et K_p ,
- δ : angle de frottement sol/tuyau, tel que $\mu = \tan \delta$.

Il existe différents modèles de l'approche globale de Terzaghi, qui se différencient par les valeurs ou les formules de b , K et δ (Tableau II.2) :

modèle	b (m)	K (-)	δ (°)	remarque
Terzaghi [TERZ, 51]	$D_e \cdot (1 + 2 \cdot \tan \alpha)$	1	φ	$\alpha = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$
Scherle [STEL, 89]	$D_e \cdot (1 + \tan \alpha)$	= K_a si pas de désalignements & force de poussée dans l'axe des tuyaux = K_p si profil en courbe & force non dans l'axe	$\varphi/2$	Modèle approché de Terzaghi
Terzaghi/Houska [STEL, 89]	$D_e \cdot \tan(3.180^\circ/8 - \varphi/4)$			
Körner [STEL, 89]	D_e			
Leonards [LEON, 68]	D_e	$\tan^2(3.180^\circ/8 - \varphi/4)$	φ	basée sur la théorie de Marston
ATV-A 161 norme allemande [STEL, 89]	$\sqrt{3} \cdot D_e$	0.5 si sol non-cohérent 0.3 si sol cohérent	$\frac{1}{2} \cdot \varphi$	si le tuyau est sous la nappe, $k=1$
PJA [MILL, 94]	$D_e \cdot \tan(3.180^\circ/8 - \varphi/4)$	$\tan^2(3.180^\circ/8 - \varphi/4)$	φ	
Iseki [PARK, 97]	$(D_e + 0,1) \cdot \left(\frac{1 + \sin \alpha}{\cos \alpha}\right)$	1	φ	
Scheiblauer [PARK, 97]	$D_e \cdot (1 + \tan \alpha + \tan^2 \alpha)$	entre 0,7 et 0,95	φ	
Park [PARK, 97]	$\sqrt{3} \cdot D_e$	$\frac{1 - \sin \varphi}{\sqrt{1 - \sin \varphi}}$	$\frac{1}{2} \cdot \varphi$	calcul de σ_{EV} au centre du tuyau

 Tableau II.2 : Modèles de calcul de σ_{EV}

Les cinq premiers modèles, présentés au Tableau II.2, ont été développés dans le cadre des techniques de pose de canalisation en tranchée ouverte. La norme allemande ATV-A 161 est la première à adapter le modèle de Terzaghi au procédé de microtunnelage, complétée ensuite par les approches de la PJA (Pipe Jacking Association), Iseki, Scheiblauer et Park.

Une autre approche du modèle de Terzaghi est présentée par Atalah & al. [ATAL, 94] et Staheli & al. [STAH, 94], elle concerne la pose de tuyau par microtunnelage. Il est nommé modèle de Kubota et suppose l'existence d'une hauteur de déconfinement du sol (h_o) due à l'effet de voûte, seule cette hauteur de sol agit sur le tuyau. Il se définit comme suit :

$$\sigma_{EV} = \gamma \cdot h_o \quad h_o : \text{hauteur de terrain concerné par le déconfinement lié au creusement}$$

$$h_o = \frac{B_1 \cdot (1 - e^{-K \tan \varphi \cdot \frac{h}{B_1}})}{K \cdot \tan \varphi}$$

$$B_1 = \gamma \cdot \cos(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) + \gamma \cdot \left[1 + \sin(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \cdot \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \right] \quad \text{et } K=1$$

Ce modèle ne tient pas compte de la cohésion du sol. Il donne aussi une contrainte verticale variable linéairement avec la hauteur des terres au-dessus de la canalisation, ce qui est contraire à l'expérience [PELL, 97]. Toutefois, il met en évidence une hauteur de sol réellement concernée par le déconfinement dû aux creusements souterrains. D'autres auteurs se sont intéressés à cette hauteur et à ces effets sur le calcul de σ_{EV} dans le cas du modèle de Terzaghi [AFTE, 82], [SZEC, 70]. Les observations suivantes qui peuvent en découler, sont reprises par Monfront & al. [MONF, 94] :

- ✓ si $h \leq b$ l'effet de voûte est négligeable, $\sigma_{EV} = \gamma \cdot h$ même si $c \neq 0$
- ✓ si $b < h < 2,5 \cdot b$ $\sigma_{EV} = \gamma \cdot h \cdot k$
- ✓ si $2,5 \cdot b < h$ à grande profondeur, l'effet de voûte ne s'étend pas au-delà d'une distance de $2,5 \cdot b$ au-dessus de la clef de la conduite, on a alors : $\sigma_{EV} = \frac{\gamma \cdot b - 2 \cdot c}{2 \cdot K \cdot \tan \varphi}$.

Remarque : Tous les calculs sont présentés en contraintes effectives.

2.3.b. La contrainte horizontale

La contrainte horizontale agissant en un point quelconque de la surface du microtunnel, σ_h est définie par : $\sigma_h = K_h \cdot \sigma_v$, avec K_h le coefficient de pression des terres. K_h dépend de l'état du sol après le fonçage et la mise en service, de la surcoupe et des injections de lubrifiant ou de coulis de ciment dans le vide annulaire. Il est compris entre K_0 le coefficient de pression des terres au repos et K_a le coefficient de poussée des terres [STEL, 89]. Certains auteurs définissent de manière plus précise le coefficient (Tableau II.3).

ATV-A 161 [STEL, 89]	FSTT [MONF, 94]	AFTES [AFTE, 82]	PJA
0,3 sans injection de coulis de ciment 0,4 avec injection	$\max\left(\tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}); 0,5\right)$	$1 - \sin\varphi < K < 0,9 - \sin\varphi$	$\tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$

Tableau II.3 : Formulations de K_h , le coefficient de poussée des terres

2.3.c. La contrainte normale

La contrainte normale du sol agissant sur un élément de surface dS du microtunnel est déterminée à partir de σ_v et σ_h , selon la formule suivante :

$$\sigma = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cdot \cos\theta, \text{ en kPa}$$

L'effort normal du sol, n , s'appliquant sur la surface d'un élément de tuyau d'une longueur dl est obtenu par l'intégration de la contrainte normale sur la périphérie du tuyau, n devient :

$$n = 2 \cdot \int_{-\pi/2}^{+\pi/2} \sigma \cdot \frac{D_e}{2} \cdot d\theta = D_e \cdot \frac{\pi}{2} \cdot [\sigma_v + K_h \cdot \sigma_v] \quad \text{en kN/ml}$$

Dans le cas simple d'une canalisation au-dessus de la nappe, sans surcharge ni chargement supplémentaire, la contrainte verticale σ_v au niveau de l'axe du tuyau sera : $\sigma_v = \sigma_{EV} + \gamma \cdot \frac{D_e}{2}$.

Dans le cas d'une surcharge q_s appliquée en surface, il faut alors tenir compte d'une augmentation de q_o de la contrainte verticale σ_v qui a pour expression [MONF, 94] :

$$q_o = q_s \cdot e^{-2 \cdot K \cdot \tan \delta \cdot \frac{h}{b}}, \quad \text{en kPa, avec } K \cdot \tan \delta = 0.15.$$

Dans le cas d'une canalisation sous la nappe phréatique, la pression de l'eau interstitielle n'induit pas de contrainte de cisaillement. Il faut alors considérer la pression de l'eau et utiliser les mêmes formules en prenant le poids volumique déjaugé des terres $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ et non le poids volumique du sol (les contraintes seront des contraintes effectives).

2.3.d. Le frottement latéral unitaire, f , et la force de frottement totale, F

La force totale de frottement, F , induite par le fonçage est fonction de l'effort normal du sol dû au contact sol/canalisation et de l'effort normal des tuyaux dû au poids propre de l'ensemble du microtunnel.

$$F = \mu \cdot \int_0^L n \cdot dl \quad \text{en kN, contact total sol/microtunnel, forage instable}$$

$$F = \mu \cdot W \quad \text{en kN, contact partiel le long de la génératrice inférieure, forage stable}$$

Les paramètres μ et n peuvent être calculés d'après les relations proposées ci-dessus. Le paramètre W correspond au poids du microtunnel, il dépend des caractéristiques des tuyaux foncés.

$$\text{On peut ainsi définir un frottement unitaire moyen : } \frac{F}{\pi \cdot D_{ext} \cdot L} \quad \text{en kPa}$$

De nombreux auteurs proposent des relations basées sur cette approche. Ces dernières ont été répertoriées notamment par Stein & al. [STEI, 89] et Park [PARK, 97], (Annexe 4). Ouvry & al. [OUVR, 94a] présentent un tableau comparatif des résultats obtenus à partir des formules théoriques de f_{moy} , pour un tuyau de diamètre intérieur 400mm, à une profondeur de 4m, pour différentes classes de sol (Tableau II.4 – Annexe 3).

f en kPa	modèle de calcul de f_{moy}						
classe de sol	Salomo	Weber	Walenski	Helm	Iseki	Hahn	Terzaghi
1-cohérent tendre	13.6	9.6	10.7		7		
2-granulaire lâche	26.9	14.8	15.4	13.9 ⁽²⁾			17.1 ⁽²⁾
3-cohérent assez raide	19	13.4	15.0		4.3 ⁽¹⁾	10	
4-granulaire assez compact	35.7	18.3	18.6	17.2 ⁽²⁾			17.0 ⁽²⁾
5-cohérent raide	23.9	16.4	18.3		3 ⁽¹⁾		
6-granulaire compact	46.5	22.1	21.5	20.8 ⁽²⁾			16.8 ⁽²⁾
(1) : prend en compte seulement la cohésion du sol et le poids des tuyaux							
(2) : pour les sols pulvérulents, c=0							
μ (-)	$\tan(\varphi/3)$ ou $\tan\varphi$		$\tan(\varphi/2)$		$\tan\varphi$		$\tan\varphi$

Tableau II.4 : Comparaison des résultats en frottement unitaire, f_{moy} en kPa, selon divers auteurs

Le frottement latéral unitaire f_{moy} dépend notamment des caractéristiques mécaniques du sol à l'interface ainsi que de la nature de la structure. Weber montre que f_{moy} augmente de manière logarithmique avec la profondeur de pose [STEI, 89]. Cette idée rejoint l'interprétation de Monfront & al. [MONF, 94], selon laquelle l'effet de voûte reste constant à partir d'une certaine profondeur et donc il en va de même du frottement induit.

Pellet [PELL, 97] note de plus que les frottements sont quasiment identiques dans les sols granulaires qu'ils soient denses ou lâches et moins élevés dans les sols cohérents mous. Les modèles de Tersaghi, Leonards, ATV-A 161 et PJA [LEON, 68], [STEI, 89], [MILL, 94] sont étudiés par Pellet. Cet auteur montre que les valeurs de f_{moy} augmentent avec le diamètre extérieur de la canalisation D_{ext} (D_{ext} compris entre 0.2 et 1.2m) [PELL, 97]. Cette évolution peut s'assimiler à une dans le cas du modèle de Terzaghi et de Leonards.

2.4. VALEURS EXPERIMENTALES DU FROTTEMENT

Cette étude bibliographique ne concerne que les valeurs du coefficient de frottement et de frottement unitaire issues d'observations lors de travaux de fonçage de tuyaux.

2.4.a. Le coefficient de frottement, μ

Citons dans un premier temps des valeurs de coefficient de frottement μ classées suivant le type de sol rencontré dans le cas de la norme pétrolière API ou suivant la nature du tuyau et du sol d'après Scherle et d'après la Pipe Jacking Association. Ces auteurs différencient le coefficient de frottement statique avec mobilisation du frottement latéral après un arrêt, μ_{stat} , du coefficient de frottement dynamique en cours de fonçage, μ , et du coefficient de frottement en présence de lubrifiant, μ_{lub} .

norme API 89 $\mu = \tan \delta$ et $\delta = \varphi - 5^\circ$ [OUVR, 94b]					
Structure	sol	densité	classe FSTT	μ	
acier	sable/sable limoneux/limon	très à assez lâche		0.27	
		lâche à dense	3 et 4	0.36	
	sable/sable limoneux	moyen à dense	4	0.47	
		assez à très dense	6	0.58	
	gravier/sable	assez à très dense	6	0.7	
Scherle [STEI, 89]					
Structure	Sol	Classe FSTT	μ	μ_{stat}	μ_{lub}
béton	gravier/sable	2, 4 ou 6	0.3 à 0.4	0.5 à 0.6	0.1 à 0.3
béton centrifugé			0.2 à 0.3	0.3 à 0.4	
béton	argile	1, 3 ou 5	0.2 à 0.3	0.3 à 0.4	
béton centrifugé			0.1 à 0.2	0.2 à 0.3	
PJA [MILL, 99] [MILL, 98]					
Structure	Sol	Classe FSTT	δ (°)	$\mu = \tan \delta$	μ_{lub}
	argile glaciaire raide	3	19	0.34	
	pélite		17	0.31	
	argile de Londres, raide		12.7	0.23	
	limon sableux, dense		30	0.58	
	sable limoneux, dense	4	38	0.78	0.27

 Tableau II.5 : Valeurs expérimentales de μ d'après la norme API89, Scherle et la PJA

Des essais de cisaillement direct peuvent être réalisés en laboratoire pour déterminer l'angle de frottement sol/tuyau, δ , soit μ . Cependant ces essais se font à petite échelle et ne peuvent pas donner une estimation sûre des effets de la lubrification entre le tuyau et le sol.

2.4.b. Le frottement unitaire, f

Divers auteurs proposent aussi des valeurs de frottement unitaire selon la nature des terrains traversés ; ces valeurs sont déterminées d'après de nombreux suivis par enquête, en continu ou instrumentés de chantiers de microtunnelage. Les résultats de certains d'entre eux sont présentés dans les tableaux ci-après, ils sont classés par nature de sol selon le classement de Ouvry [OUVR, 94a] présenté en Annexe 3.

Certaines remarques concernant ces études sont formulées afin de préciser les hypothèses ainsi que le cadre dans lequel les valeurs de frottement ont été déterminées :

- ✓ Les valeurs déterminées à partir de chantiers australiens et citées par Stein & al. [STEI, 89] correspondent à des canalisations dont le diamètre extérieur est compris entre 1219 et 1371mm,
- ✓ La valeur du frottement unitaire de Craig [RIPP, 90], de l'Institut de Géotechnique de Norvège [LAUR, 94] ainsi que de la CPAR [COLL, 96] correspond au rapport de la Poussée totale sur la surface foncée : $f = \frac{P_{tot}}{S}$,

- ✓ La valeur du frottement unitaire de la Pipe Jacking Association [MILL, 94,98,99] et de la Japan Society Trenchless Technology [WORK, 94] correspond au rapport de la Poussée totale moins la Pression de contact au front de taille, le tout sur la surface foncée : $f = \frac{(P_{\text{tot}} - P_c)}{S}$,
- ✓ Pellet de l'INSA de Lyon, détermine f à partir de la pente de l'enveloppe des minima des poussées totales [PELL, 97].

Seule la J.S.T.T. propose des lois de frottement en fonction du diamètre extérieur du tuyau d'après les nombreux résultats de leurs suivis par enquête :

$f = a + 3,8 \cdot D_{\text{ext}}$ (uniquement dans le cas d'un marinage hydraulique)

avec D_{ext} entre 360 et 1200mm et $a = 1.53$ dans le cas de l'argile

$a = 2.43$ sable

$a = 3.43$ sable/gravier

Auteurs	Nature du sol	f kPa	f _{stat} kPa	f _{lub} kPa
Stein & al. [STEI, 89]	vase	6.6* ₍₁₎		
Australie [STEI, 89]	argile tendre	4.9	5.9	
PJA [MILL, 94, 98,99]	argile et tourbe très tendre	4.4 ₍₁₎		2.4 ₍₁₎

* : sous la nappe

(x) : nombre de chantiers étudiés traversant ce type de sol

Tableau II.6 : Valeurs expérimentales du frottement unitaire, en kPa, classe de sol 1

Auteurs	Nature du sol	f kPa	f _{stat} kPa	f _{lub} kPa
Craig 1983 [RIPP, 90]	remblais	45		
	sable sec lâche	25 à 45		
PJA [MILL, 94, 98, 99]	sable et gravier lâche	22 ₍₁₎		2.2 ₍₁₎

* : sous la nappe

(x) : nombre de chantiers étudiés traversant ce type de sol

Tableau II.7 : Valeurs expérimentales du frottement unitaire, en kPa, Classe de sol 2

Auteurs	Nature du sol	f kPa	f _{stat} kPa	f _{lub} kPa
Weber 1981 [STEI, 89]	limon	7.3 +/-1		
	limon, gros éléments	5.7 +/-4		
Craig 1983 [RIPP, 90]	limon	5 à 20		
	argile raide	5 à 20		
	argile à éléments rocheux	5 à 18		
Australie [STEI, 89]	argile	7.6		
CPAR [COLL, 96]	argile	4.6 ₍₇₎		
JSTT [WORK, 94]	argile – marinage hydraulique	2.1 ₍₅₅₎		
	argile – marinage à vis	4.9 ₍₄₁₎		
Pellet [PELL, 97]	marne limoneuse très plastique	5.8 ₍₁₎		3.3 ₍₁₎
	argile sableuse	5.3 ₍₁₎		2.8 ₍₁₎

* : sous la nappe

(x) : nombre de chantiers étudiés traversant ce type de sol

Tableau II.8 : Valeurs expérimentales du frottement unitaire, en kPa, Classe de sol 3

Auteurs		Nature du sol	f kPa	f _{stat} kPa	f _{lub} kPa
Weber 1981 [STEI, 89]		gravier/sable	8.4 +/-2		
		sable limoneux	9.3 +/-1		
Craig 1983 [RIPP, 90]		sable humide	10 à 15		
Stein & al. [STEI, 89]		gravier sableux			11.4* ⁽¹⁾
		sable	1.7 ⁽¹⁾ 2.2-6.7* ⁽²⁾		4.5* ⁽¹⁾
Australie [STEI, 89]		sable	16.1		
Institut Géotechnique de Norvège [LAUR, 94]		sable	5.7 ⁽³¹⁾	7.8 ⁽³¹⁾	
		sable/gravier	15.9 ⁽⁹⁾	20.8 ⁽⁹⁾	
CPAR [COLL, 96]		sable	6.1 ⁽⁵⁾		
JSTT [WORK, 94]	marinage hydraulique	sable	2.8 ⁽⁸⁰⁾		
		sable/gravier	3.6 ⁽⁵⁶⁾		
	marinage à vis	sable	5.1 ⁽²³⁾		
		sable/gravier	6.0 ⁽⁵⁾		
PJA [MILL, 94, 98, 99]		sable limoneux dense	7.6 ⁽²⁾		1 ⁽²⁾
Pellet [PELL, 97]		sable argileux	5.2 ⁽¹⁾	3.1 ⁽¹⁾	1.9 ⁽¹⁾
		sable	4.7 à 7.3 ⁽²⁾		0.5 à 1.7 ⁽²⁾

* : sous la nappe

(x) : nombre de chantiers étudiés traversant ce type de sol

Tableau II.9 : Valeurs expérimentales du frottement unitaire, en kPa, Classe de sol 4

Auteurs		Nature du sol	f kPa	f _{stat} kPa	f _{lub} kPa
Stein & al. [STEI, 89]		argile dure	2.8* ⁽¹⁾		
Australie [STEI, 89]		argile raide	4.9	7.7	
PJA [MILL, 94,98,99]		sable limoneux dense	7.6 ⁽²⁾		1 ⁽²⁾
		argile surconsolidée	7.6 ⁽¹⁾		
		argile raide	7.1 ⁽¹⁾		2.2 ⁽¹⁾

* : sous la nappe

(x) : nombre de chantiers étudiés traversant ce type de sol

Tableau II.10 : Valeurs expérimentales du frottement unitaire, en kPa, Classe de sol 5

Auteurs		Nature du sol	f kPa	f _{stat} kPa	f _{lub} kPa
Craig 1983 [RIPP, 90]		roche	2 à 3		
PJA [MILL, 94,98,99]		calcaire	1.5 ⁽¹⁾		
Pellet [PELL, 97]		gravier et sable compact		=f _{lub}	3 à 6.5 ⁽²⁾

* : sous la nappe

(x) : nombre de chantiers étudiés traversant ce type de sol

Tableau II.11 : Valeurs expérimentales du frottement unitaire, en kPa, Classe de sol 6

Toutes ces valeurs sont moyennées et classées d'après le type de sol traversé et comparées aux valeurs proposées par Ouvry & al. [OUVR, 94a] dans le Tableau II.12. Seuls les résultats proposés par Craig ne sont pas pris en compte, ils paraissent nettement supérieurs aux valeurs de frottement déterminées plus récemment. La valeur correspondant à un chantier sous la nappe n'est pas prise en compte non plus dans le cas de la classe 5, car nettement inférieure aux autres valeurs.

Classe du sol	f_{moy} kPa [OUVR, 94a]	Valeurs moyennes, Tableaux 6 à 11		
		f kPa		f_{stat} et f_{lub} kPa
		fourchette	moyenne	
1-cohérent mou	4 à 6	4.4 à 4.9	4.7	$f_{\text{stat}}=5.9$ $f_{\text{lub}}=2.4$
2-granulaire lâche	2 à 4	22	22	$f_{\text{lub}}=2.2$
3-cohérent assez raide	6 à 8	2.1 à 7.6	5.4	$f_{\text{lub}}=3$
4-granulaire assez compact	4 à 8	2.8 à 16.1	7.1	$f_{\text{stat}}=10.6$ $f_{\text{lub}}=4.1$
5-cohérent raide à dure	8 à 10	4.9 à 7.6	6.8	$f_{\text{stat}}=7.7$ $f_{\text{lub}}=1.6$
6-granulaire compact	8 à 16	1.5	1.5	$f_{\text{lub}}=4.7$

Tableau II.12 : Synthèse des résultats expérimentaux par classe de sol

2.4.c. Conclusion

Les valeurs empiriques basées soit sur les lois de frottement, concernant les pieux ou le clouage, soit sur les essais géotechniques in-situ, sont toutes 5 fois plus élevées par rapport aux valeurs de frottement réelles déterminées sur les sites de microtunnelage. Ces méthodes de prévision tiennent compte des conditions de mise en œuvre du pieu, conditions très différentes de celle du fonçage de tuyaux.

Ces méthodes servent, de plus, au dimensionnement des inclusions dont la technique se base sur la recherche du frottement maximal. Or en microtunnelage, nous recherchons à mobiliser le plus faible frottement possible afin d'améliorer la technique. Toutefois dans des conditions très défavorables, ces valeurs indiquent un frottement maximal envisageable.

Si l'on compare les résultats expérimentaux aux modèles de calcul théorique du frottement, on remarque que certains modèles correspondent plus à un certain type de sol. Pellet [PELL, 97] en a conclu les observations suivantes en étudiant les modèles de Terzaghi, de l'ATV-A161, de Leonards et de la PJA :

- ✓ le modèle de Terzaghi est bien adapté au sable non-lubrifié,
- ✓ les modèles de ATV-A 161 et Leonards sont bien adaptés au sable lubrifié,
- ✓ tous les modèles de calcul surestiment le frottement unitaire dans le cas d'un sol cohérent mou non-lubrifié,
- ✓ les modèles de Terzaghi et Leonards sont bien adaptés au sol cohérent mou avec injection de lubrifiant.

2.5. METHODOLOGIE DE PREVISION DU FROTTEMENT

Les opérations de microtunnelage perturbent l'état des contraintes du sol autour des tuyaux. Dans un premier temps, le diamètre d'excavation est plus grand que le diamètre des tuyaux posés. La différence est nommée surcoupe, s . Elle est à l'origine de la création d'une surexcavation autour des tuyaux. De la stabilité ou de l'instabilité du sol dépendent les contraintes de contact et donc le frottement induit. Dans ce vide annulaire

ainsi créé, une injection de lubrifiant peut permettre la diminution de la résistance au frottement. Un phénomène lié au fonçage des tuyaux peut également induire une augmentation non-négligeable du frottement : le désalignement des tuyaux.

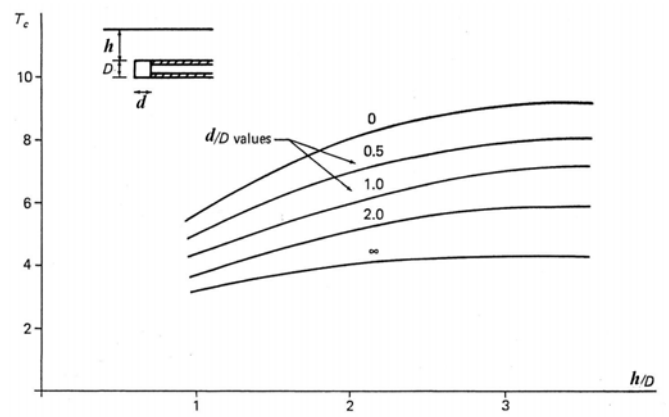
2.5.a. Vérification de la stabilité de l'excavation

La Pipe Jacking Association [MILL, 95a] propose des conditions de vérification de la stabilité suivant que le sol est cohérent ou non.

Cas des sols cohérents : la stabilité à court terme de l'excavation dépend de la cohésion non-drainée, c_u . Ainsi la pression requise pour assurer la stabilité de la surcoupe s'exprime par (en contraintes totales) :

$$\sigma_T = \gamma \cdot (h + \frac{D_e}{2}) - T_c \cdot c_u \quad \text{en kPa} \quad \longrightarrow \quad \text{l'excavation est stable si } \sigma_T \leq 0$$

T_c est le coefficient de stabilité des sols cohérents. Atkinson & al. [ATKI, 81] donnent une évolution de T_c en fonction de h/D_e et de d la longueur d'excavation non soutenue, qui est égale dans notre cas à la longueur forée. Le rapport d/D_e tend alors vers l'infini



(Figure II.2).

Figure II.2 : Evolution du coefficient T_c - sols cohérents

Cas des sols non-cohérents : la stabilité dépend de l'angle de frottement interne du sol, ϕ . La pression à appliquer pour assurer la stabilité est alors :

$$\sigma_T = \gamma \cdot D_e \cdot T_\gamma \quad \text{en kPa} \quad \text{en l'absence de surcharge au dessus de la canalisation, } T_\gamma \text{ est le coefficient de stabilité donné par la Figure II.22 en fonction de } \phi,$$

$$\sigma_T = q_s \cdot T_s \quad \text{en kPa} \quad \text{en présence d'une surcharge importante } q_s \text{ et à faible profondeur, le poids du sol est négligeable avec } T_s \text{ le coefficient de stabilité donné par la Figure II.3 en fonction de } \phi \text{ et de } \frac{h}{D_e}.$$

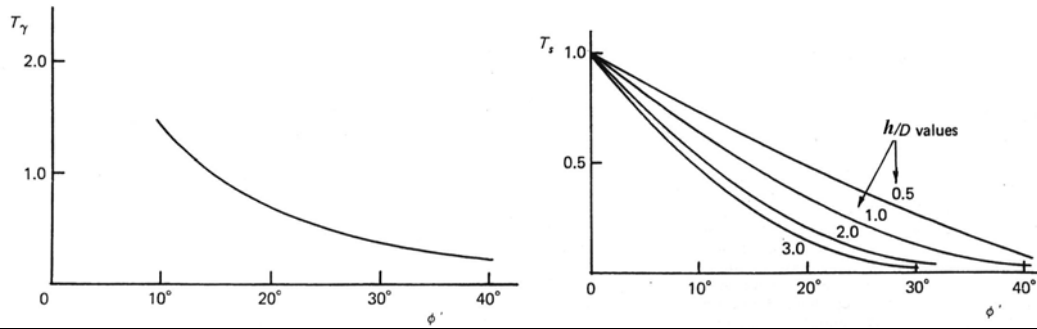


Figure II.3 : Evolution des coefficients T_γ et T_σ - cas des sols non-cohérents

2.5.b. Effet du déchargement du sol [MILL, 95]

Même dans le cas d'un tunnel excavé stable, le sol peut se refermer autour des tuyaux du fait du déchargement « élastique » du sol autour du microtunnel. Les diminutions verticales et horizontales du diamètre de l'excavation qui en résultent sont estimées d'après une analyse élastique à partir de l'état des contraintes initiales :

$$\Delta_v = \frac{1-\nu_s^2}{E_s} \cdot D_e \cdot (3\sigma_v - \sigma_h) \quad \text{et} \quad \Delta_h = \frac{1-\nu_s^2}{E_s} \cdot D_e \cdot (3\sigma_h - \sigma_v) \quad \text{en m}$$

avec Δ_v la diminution verticale du diamètre de l'excavation et Δ_h horizontale, en m
 ν_s le coefficient de poisson du sol,
 E_s le module d'Young du sol, en kPa.

Si le sol est situé sous la nappe (analyse en contraintes effectives), les diminutions du diamètre Δ_v' et Δ_h' prennent alors en compte le drainage du sol et sont alors fonction de E_s' et ν_s' [PELL, 97].

Si une pression interne de soutènement, p , est appliquée (cas d'une injection de lubrifiant ou de coulis de ciment), une augmentation uniforme Δ_p du diamètre de l'excavation s'en suit, avec : $\Delta_p = \frac{1+\nu_s}{2 \cdot E_s} \cdot p \cdot D_e$ avec p égale à la pression interne dans le vide annulaire en lui ôtant la pression interstitielle du terrain.

Si Δ_v (et Δ_h) - $\Delta_p < s$ il n'y a pas de contact entre le sol et le tuyau, le frottement est seulement dû au poids propre du microtunnel.

Si Δ_v (et Δ_h) - $\Delta_p \geq s$ il y a contact entre le sol et le tuyau, les contraintes induites vont créer un frottement supplémentaire. Ces phénomènes de fluage sont possibles dans les sols hétérogènes, les argiles et limons tendres et dans le cas des sols non-cohérents sous la nappe.

2.5.c. Cas d'une excavation stable et sans contact

Dans le cas où le sol est stable, le microtunnel repose et glisse sur le fond de l'excavation. La seule charge exercée sur les tuyaux est égale au frottement dû au poids de ceux-ci. Plusieurs modèles peuvent alors être considérés, suivant le type de contact existant entre le sol et le tuyau [MILL, 95], [O'REI, 87], [MILL, 99].

Cas d'un contact purement frottant (dans les sables denses ou fins et limoneux humides, ou dans la roche...) :

$$F = W.L.\tan \delta \quad \text{en kN} \quad \text{avec } W \text{ le poids des tuyaux en kN/ml}$$

Cas d'un contact cohérent (sol argileux, sol cohérent raide...): la surface de cisaillement se situe alors en général à l'intérieur du sol au lieu d'être à l'interface sol/tuyau. La force de frottement F est fonction de la cohésion non-drainée du sol [HASL, 86], d'où la formule suivante (analyse en contrainte totale) :

$$F = \alpha.c_u.b.L \quad \text{en kN}$$

avec $\alpha.c_u$ l'adhérence entre le tuyau et le sol (en kPa). Le coefficient α correspond au facteur utilisé couramment dans les formules de calcul du frottement latéral des pieux, il dépend de la cohésion, du type de pieu et du délai de repos, il est généralement inférieur ou égal à 1 [DTU, 83].

b la largeur de surface de contact entre le sol et les tuyaux (en m). b peut se calculer d'après la théorie de l'élasticité par la formule suivante :
 $b = 1,6 \cdot \sqrt{p_u \cdot k_d \cdot C_e}$

avec p_u la force de contact par unité de longueur (ou W) en kN/ml

$$\text{et } k_d = \frac{D_e \cdot D_{\text{ext}}}{D_e - D_{\text{ext}}} \quad C_d = \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} + \frac{1 - \nu_t^2}{E_t}$$

avec ν_t et E_t respectivement le coefficient de poisson et le module d'Young du tuyau (si le tuyau est en béton, $\nu_t = 0,2$ et $E_t = 40\,000\text{MPa}$)

Les instrumentations de tuyaux foncés sur chantier réel réalisées en Angleterre [MILL, 95] ont mesuré l'évolution des contraintes. Ces mesures montrent qu'il existe une relation de type frottante entre la contrainte de cisaillement et la contrainte normale totale, dans tous les types de sol, sauf dans le cas des sols cohérents sous de fortes contraintes. Dans le cas d'une excavation stable, les résultats montrent une bonne concordance avec la formule $F = \mu \cdot W.L$. Les valeurs mesurées sont toutefois légèrement plus grandes, les auteurs indiquent que cette augmentation doit être due à l'effet du désalignement des tuyaux sur le frottement.

O'Reilly & Rogers [O'REI, 87] ont une autre conception. La formule $F = \mu \cdot W \cdot L$ correspond à une surface de l'excavation idéalement lisse (Figure II.4). En réalité, le tuyau repose sur des irrégularités de surface dont l'angle avec la verticale est égal à ζ . La force de frottement F vaut alors :

$$F = \frac{\mu \cdot W \cdot L}{\cos \zeta} \text{ en kN}$$

ζ est environ de 60° dans les cas les plus défavorables et compris entre 10° et 20° dans un cas. Cet angle correspond donc à un coefficient multiplicateur de 1 à 2.

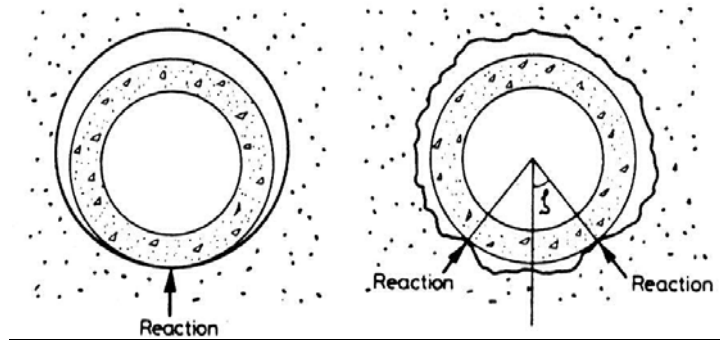


Figure II.4 : Définition du paramètre ζ

Les chantiers instrumentés traversant des sols argileux tendres [MILL, 95] ont montré que les mesures sont très proches du calcul effectué selon le modèle d'Haslem [HASL, 86]. Ce modèle semble donc bien adapté à ce type de sol. Néanmoins, des essais en laboratoire réalisés par O'Reilly et Rogers montrent que la théorie de l'élasticité utilisée par Haslem sous-estime la surface de contact d'un facteur allant de 1,6 à 2,5, et que l'utilisation d'un comportement plastique paraît plus appropriée au vu des résultats expérimentaux.

Milligan & Norris [MILL, 99] ont remarqué que certains sols argileux, contrairement à ce que l'on pourrait attendre, avaient un comportement apparent frottant pouvant s'expliquer par une surface d'excavation non lisse mais plutôt « relativement rigide avec des contacts sporadiques et irréguliers ».

Dans le cas d'une excavation stable située sous la nappe, le train de tuyaux est soumis à la poussée d'Archimède qui s'oppose directement à son poids :

$$F = \mu \cdot L \cdot \left| W - \pi \cdot \gamma_w \cdot \frac{D_{\text{ext}}^2}{4} \right|$$

Le tuyau est alors partiellement flottant. Mais en règle générale, la poussée d'Archimède est égale ou supérieure au poids des tuyaux, ceux-ci sont alors en contact avec le plafond de l'excavation. Les contraintes de contact engendrées vont alors créer des forces de frottement. On reprendra alors les modèles susmentionnés en utilisant le poids flottant à la place du poids propre des tuyaux.

Remarque : l'excavation peut aussi être stable temporairement dans les sables fins ou limoneux humides mais non-saturés, si la force de succion par capillarité est suffisante pour assurer la stabilité.

2.5.d. Cas d'une excavation instable [MILL, 99]

Les argiles tendres : la force de frottement induite par les contacts dus au resserrement des argiles autour des tuyaux est fonction de la cohésion non-drainée c_u du sol, du coefficient α réducteur d'adhérence ($\alpha < 1$) et de S la surface totale des tuyaux : $F = \alpha \cdot c_u \cdot S$ en kN.

Les sols non-cohérents : ils vont s'effondrer autour des tuyaux. Les contraintes de contact sont alors calculées à partir d'un des modèles basés sur la théorie du silo. On a alors : $F = \mu \cdot L \cdot D_{\text{ext}} \cdot \frac{\pi}{2} \cdot [\sigma_v + K_h \cdot \sigma_v]$ en kN

Cette formule correspond aussi au cas où le déchargement élastique du sol, dans le cas d'une excavation stable, engendre une fermeture totale de l'espace annulaire.

Selon O'Reilly & Rogers [O'REI, 87], les sols non-cohérents entraînent les plus grandes résistances au frottement. Ils l'expliquent par la dilatation initiale dans la plupart des sols créée par les larges déformations dues au fonçage, et ce, malgré les nombreux cycles de chargement et déchargement des tuyaux entraînant la densification des sols. Selon Stein & al. [STEI, 89], la présence d'une surcoupe dans les sols non-cohérents a pour but essentiel de permettre la réalisation des corrections nécessaires de guidage, et non pas de diminuer le frottement.

2.5.e. La lubrification

La fonction la plus importante du lubrifiant est de stabiliser l'espace annulaire. Le lubrifiant doit être correctement formulé pour former un « cake filtrant » dans le sol environnant sans trop de perte de lubrifiant. La présence du cake apporte un support dans le cas des sols non-cohérents. Le lubrifiant doit être suffisamment pressurisé pour contrebalancer les pressions dues au sol ou à l'eau interstitielle, il peut alors jouer le rôle de lubrifiant. Le microtunnel devient partiellement ou totalement flottant, réduisant ainsi le frottement voire même les tassements en surface (pour le calcul du frottement, les deux modèles de l'excavation stable sont applicables en utilisant le poids flottant).

Les suivis de chantier réalisés en Angleterre montrent qu'une diminution systématique du frottement latéral unitaire, f , est obtenue dans tous les types de sol, mais encore plus dans les sols grossiers instables [MILL, 98], Annexe 5. Pellet [PELL, 97] indique que le frottement dynamique unitaire, f , diminue dans des proportions variant de 45 à 90% (Annexe 5), sur les 4 tronçons suivis lubrifiés. Ces proportions sont les mêmes que sur les suivis réalisés en Angleterre. Durant les journées d'études du CEIFICI en 1992 [OUVR, 94b], il a été estimé que le coefficient de frottement μ diminuait d'un facteur supérieur ou égal à 2 en présence de lubrifiant ($\mu_{\text{lub}} < \mu/2$). Scherle [STEI, 89] est plus catégorique en présentant le coefficient de frottement μ en présence de lubrifiant comme indépendant de la nature du terrain et variant de 0,1 à 0,3. Selon ce même auteur, μ dépend de la limite de liquidité au repos qui détermine la capacité de soutien et la limite de liquidité du produit en mouvement. Ces paramètres permettent de

déterminer ses capacités à minimiser les frottements [PARK, 97]. Toutefois certains auteurs proposent d'adapter la viscosité du lubrifiant (type boue bentonitique) suivant la nature du sol traversé, mais sans préciser la qualité de la bentonite à utiliser. Lächler (1984), cité par Stein & al. [STEI, 89], donne quelques recommandations concernant l'utilisation de la boue bentonitique :

- ✓ l'utilisation d'une boue épaisse améliore le coefficient de frottement d'environ 20% entraînant une surconsommation de bentonite de seulement 60% par rapport au dosage normal,
- ✓ si on utilise une boue faiblement dosée et donc de faible consistance, il faut l'injecter à faible pression, sinon la distribution autour du tuyau ne sera pas optimale,
- ✓ la pression de la suspension dans le vide annulaire doit être maintenue constante car la suspension s'infiltrerait inévitablement dans le sol environnant.

Pellet [PELL, 97] remarque d'après ses observations sur site qu'une injection irrégulière du lubrifiant souvent réalisée en réaction à la montée des efforts de poussée perd en efficacité et en contrôle de la diminution du frottement. Ce même auteur indique qu'une injection en plusieurs points du microtunnel s'avère bénéfique pour maintenir une bonne lubrification sur l'ensemble de la canalisation. Toutefois, dans le cas d'une excavation stable avec une surcoupe restant ouverte sans lubrifiant, l'injection peut être introduite à tout moment. Elle sera effective sur l'ensemble du microtunnel [MILL, 98]. Par contre, il va de soi que dans le cas d'une excavation instable où le sol est déjà en contact avec les tuyaux, l'injection de lubrifiant ne sera pas effective sur les longueurs déjà foncées [PELL, 97], [MILL, 98], seule une injection sous pression pour stabiliser l'excavation autour de nouveaux tuyaux foncés pourra être effective. Pellet propose aussi d'injecter un grand volume de lubrifiant dans les sols granulaires afin de remplacer les pertes de fluides par infiltration à travers les grains du sol et afin d'éviter la création d'un mélange terrain+lubrifiant dans le vide annulaire plus frottant que la boue seule. Il faut aussi éviter d'injecter une suspension aqueuse telle que la boue bentonitique dans les argiles [MILL, 95], car l'eau ramollit l'argile, diminuant sa cohésion non-drainée, augmentant la possibilité de gonflement et par conséquent diminuant la stabilité de l'excavation et l'épaisseur du vide annulaire. Dans ces cas, l'utilisation de polymères seuls, ayant pour propriété de ne pas relâcher l'eau, s'avère indispensable.

Un autre phénomène décrit par Coller & al. [COLL, 96] doit être pris en compte par rapport aux quantités de lubrifiant à injecter. Ce phénomène se rencontre lorsque le terrain traversé est soumis à un écoulement souterrain à vitesse élevée pouvant être induit par divers phénomènes, tels que le flux lié aux marées en bord de mer, l'effet du pompage près des puits, l'écoulement plus important à proximité d'un cours d'eau. Cet écoulement souterrain aura tendance à laver le lubrifiant ou à l'attirer loin des tuyaux. Il

convient de s'interroger sur les écoulements naturels ou artificiels sur les tracés pour adapter le processus d'injection.

2.5.f. L'effet du temps

L'effet du temps est un facteur important à prendre en compte dans l'augmentation de la résistance au frottement, lors des redémarrages du fonçage, pouvant atteindre 50% dans certaines argiles après seulement quelques heures d'arrêt [MILL, 99]. Un frottement supplémentaire f_{sup} est créé durant les interruptions de fonçage, il est dû au fluage des terrains, au caractère gonflant de certaines argiles, ou à une instabilité différée de l'excavation. Ces phénomènes entraînent alors la fermeture du vide annulaire et la création de contraintes normales autour des tuyaux. D'où, lors du redémarrage, une résistance plus importante aux forces de frottement est nécessaire pour mettre en mouvement le microtunnel. Le frottement unitaire correspondant est dit « statique », f_{stat} , avec $f_{stat} = f + f_{sup}$. Les observations d'après les suivis de chantiers montrent que l'ordre de grandeur de f_{sup} est lié à la durée de l'arrêt [PELL, 97], les résultats donnent les valeurs suivantes de f_{sup} :

- ✓ 0,6 à 0,8 kPa pour un arrêt < 3h,
- ✓ 1,1 à 2,0 kPa pour un arrêt d'une nuit,
- ✓ 2,4 kPa pour un arrêt d'un week-end.

Une relation logarithmique semble exister entre le ratio d'augmentation de poussée de fonçage ($\frac{P_{démarrage} - P_{dernièrepousséeavantarrêt}}{P_{dernièrepousséeavantarrêt}}$) et la durée d'interruption (t) [PELL, 97] :

$$\frac{\Delta P}{P} = \frac{1}{100} \cdot (a \cdot \ln t + b) \quad \text{avec } a \text{ et } b \text{ deux constantes et } t \text{ en heure.}$$

a=4.8 à 7.6	b=3 à 8	dans les marnes
a=5,7	b= 11	dans les sables

Milligan & Norris [MILL, 99] ont étudié le même type de relation dans les argiles raides de Londres. La valeur de la pente entre dans la fourchette des marnes avec a=5,8 ; par contre la valeur de b est nettement plus élevée : 27.

Les frottements statiques estimés sont égaux à 1,4 à 2 fois le frottement unitaire dynamique selon les travaux de Pellet. L'Institut Géotechnique de Norvège relève un facteur de 1,6 [LAUR, 94], ce qui reste dans la même fourchette de valeurs.

Une part du frottement supplémentaire au démarrage ne disparaît pas en cours de fonçage. Elle induit une augmentation globale du frottement unitaire dynamique comprise entre 0,15 et 0,4 kPa soit une augmentation de 13 à 27% du frottement dynamique [PELL, 97].

Les effets dus au temps sont très importants dans les argiles très plastiques, et les sols granulaires sous la nappe, moins significatifs dans les argiles raides peu plastiques et

négligeables dans les argiles tendres et les sols sans cohésion au dessus de la nappe [MILL, 99], [PELL, 97]. L'amplitude de ces effets semble pouvoir être réduite par une surcoupe et une lubrification suffisante [PELL, 97].

2.5.g. Le désalignement des tuyaux

Les désalignements du microtunnel induisent inévitablement des contraintes de contact entre le tuyau et le sol. Selon Pellet [PELL, 97], ces augmentations du frottement semblent provenir essentiellement des augmentations du frottement à l'interface sol/machine dues à des corrections brutales de trajectoire et non de l'écart en lui-même. Les observations faites par Milligan et Norris [MILL, 99] impliquent plutôt les écarts de trajectoire du tracé réel. Si les écarts sont majoritairement verticaux, le frottement total n'est alors pas changé puisqu'il n'y a a priori pas de contact supplémentaire avec le toit de l'excavation. Par contre si les écarts sont plutôt horizontaux alors les contacts avec les côtés du tuyau à l'intérieur des courbures entraînent un surplus de forces de frottement, s'ajoutant à celui dû au poids propre des tuyaux. Ces constatations sont aussi relevées sur deux chantiers réalisés dans le Val de Marne [GUIL, 92]. Milligan et Norris proposent un modèle simple de calcul du frottement supplémentaire induit par les désalignements du microtunnel, présenté en Annexe 6. De cette formulation, on déduit l'importance de poser les tuyaux avec des ondulations les moins marquées possible et donc des corrections les plus douces possible. Cela rejoint encore les observations faites par Guilloux et Legaz [GUIL, 92] sur les chantiers suivis : si les déviations sont supérieures à 1 à 2%, elles conduisent alors à une augmentation forte de la poussée, d'où la nécessité d'une bonne maîtrise du guidage.

La formulation du frottement supplémentaire présentée en Annexe 6 montre aussi que ce dernier est proportionnel au diamètre des tuyaux forés et à l'angle de frottement sol/tuyau, δ . Le frottement est aussi inversement proportionnel à la longueur d'onde des courbures de déviation, l (distance entre deux points de changement de courbure). Il faudra donc être particulièrement vigilant au niveau du guidage si le projet consiste à foncer des tuyaux de gros diamètre dans des sables ou des sols limoneux avec un angle de frottement relativement grand ; mais en général dans ce cas on utilise de la bentonite [MILL, 99].

Un calcul plus rapide mais plus global du frottement induit par le désalignement des tuyaux consiste à multiplier le frottement dynamique calculé par 1,25. Les valeurs ainsi calculées donnent une bonne estimation du frottement unitaire réel sur 3 chantiers suivis par Milligan & Norris [MILL, 96a].

2.5.h. Synthèse

Une synthèse des différentes méthodes de calcul du frottement présentées dans ce chapitre est réalisée dans les Tableau II.13 et Tableau II.14.

Sol cohérent		Sol non-cohérent		
excavation stable		excavation stable		excavation instable
sans contact	avec contact	sans contact	avec contact	
$F = \alpha \cdot c_u \cdot b \cdot L$	$F = \alpha \cdot c_u \cdot S$	$F = \mu \cdot W \cdot L$	$F = \mu \cdot L \cdot D_{ext} \cdot \pi / 2 \cdot (\sigma_v + K_h \cdot \sigma_v)$	
<u>si sous la nappe</u>	<u>si lubrification</u> calcul de σ_{EV} avec Terzaghi ou Leonards	<u>si sous la nappe</u>	si lubrification : σ_{EV} est calculé d'après le modèle de Terzaghi si pas de lubrification : σ_{EV} est calculé d'après les modèles de ATV-A 161 ou de Leonards	
$F = L \cdot \left \mu \cdot W - \gamma_w \cdot \pi \cdot D_{ext}^2 / 2 \right $		$F = L \cdot \left \mu \cdot W - \gamma_w \cdot \pi \cdot D_{ext}^2 / 2 \right $		

Tableau II.13 : Prise en compte de la nature et du comportement du sol dans la prévision du frottement sol/canalisation

Effet de la lubrification	Effet du temps de pause et du fluage	Effet du désalignement du microtunnel
$\mu_{lub} = 0,1 \text{ à } 0,3$ et/ou $\mu_{lub} < \mu/2$ diminution du frottement unitaire f de 45 à 90%	$f_{stat} = 1,4 \text{ à } 2$ fois $f_{avant\ arrêt}$ et ensuite $f = 1,13 \text{ à } 1,27$ fois $f_{avant\ arrêt}$	$f = 1,25$ fois $f_{avant\ déviation}$ si la déviation est supérieure à 1 à 2% ou calcul de f en Annexe 6
si la lubrification supporte l'excavation et se répand régulièrement autour du microtunnel alors : $F = L \cdot \left \mu \cdot W - \gamma_b \cdot \pi \cdot D_{ext}^2 / 2 \right $		

Tableau II.14 : Prise en compte de la lubrification, du temps de pause et du désalignement du microtunnel dans la prévision du frottement sol/canalisation

2.6. CONCLUSION

Selon la littérature, une démarche de prévision du frottement peut ainsi être suivie soit à partir de valeurs totalement empiriques, soit à partir de la théorie de Terzaghi en tenant compte de la stabilité de l'excavation créée, de la lubrification, de l'effet du temps ainsi que du désalignement des tuyaux. Ces études mériteraient d'être complétées par de véritables études théoriques en déconfinement du sol autour du tuyau, plus réaliste dans le cas du microtunnelage que dans le cas de la théorie du Silo. Seules de telles études permettraient de prendre en compte l'incidence de la surcoupe.

Les résultats empiriques (Tableau II.12) sont un élément important de référence pour l'ingénieur confronté à la conception et au dimensionnement d'un projet de microtunnelage.

3. LA PRESSION DE CONTACT AU FRONT DE TAILLE

3.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on utilisera soit de la poussée au front de taille P_c en kN soit de la pression au front de taille p_c en kPa. Cette dernière est une pression moyenne conventionnellement définie par : $P_c = \frac{\pi}{4} \cdot D_e^2 \cdot p_c$ en kN

La poussée au front de taille doit équilibrer les forces de pression du sol au front de taille et la pression interstitielle lorsque le microtunnelier traverse un sol sous la nappe phréatique.

La poussée en tête est générée différemment suivant le type de microtunnelier utilisé :

- ✓ Si le bouclier est à front ouvert, la poussée au front de taille est alors générée lors de l'enfoncement dans le sol de la trousse coupante.
- ✓ Si le microtunnelier est à pression de terre, la pression au front de taille sera difficile à connaître et donc à maîtriser. Une technique à base de produit moussant a cependant été étudiée afin d'améliorer le creusement [QUEB, 96].
- ✓ Si le bouclier est à marinage hydraulique, alors la poussée en tête P_c est composée de deux forces : P_{c1} la force de contact du bouclier sur le front de taille et de P_{c2} la force hydraulique dans la chambre de suspension permettant de soutenir le front de taille [STEI, 89] : $P_c = P_{c1} + P_{c2}$ en kN. La présence du liquide de marinage est sensée permettre un meilleur contrôle de la stabilité du front de taille.

La poussée en tête dépend aussi de la nature du sol rencontré, de sa loi de comportement et de la présence ou non d'une nappe phréatique.

Il existe des méthodes proposées dans la littérature et exposées dans ce chapitre concernant l'estimation d'une **poussée moyenne en tête** p_c selon des approches empiriques validées par des mesures sur sites réels. D'un point de vue théorique, on peut aussi évaluer les **valeurs minimale et maximale du domaine acceptable** de p_c afin que le front de taille soit stable tant en effondrement qu'en refoulement, en appliquant les méthodes des équilibres limites ou de l'analyse limite.

Certains fabricants de microtunneliers ont équipé leur machine d'un capteur de pression en tête (Markham, Iseki – Unclemole). C'est un atout majeur pour le pilote, ce dernier peut contrôler l'équilibre des pressions en tête durant le fonçage en agissant sur la vitesse d'avancement, la vitesse de rotation de la roue de coupe ou de la vis et la pression du marinage hydraulique (débit et densité). Il est évident qu'une bonne connaissance des conditions de sol et de nappe est nécessaire. Atalah & al. [ATAL, 94] parlent d'un microtunnelier type Unclemole d'Iseki à marinage hydraulique contrôlant automatiquement l'équilibre des pressions des terres au front de taille.

3.2. APPROCHE EMPIRIQUE DE P_c BASEE SUR LES OBSERVATIONS IN-SITU

3.2.a. le bouclier à vis sans fin

- Herzog (1985) [STEI, 89] détermine la poussée au front de taille P_c comme étant le produit de la résistance de pointe (ou résistance à l'enfoncement) p_c dans le sol par la surface des outils de coupe.

$$P_c = \pi.D_e.e.p_c \text{ en kN avec } e : \text{épaisseur de la trousse coupante, m}$$

Herzog propose des valeurs empiriques de p_c basées sur une analogie des calculs de capacité portante des pieux moulés in-situ. Ces valeurs sont confirmées par une étude statistique de mesures de p_c sur des chantiers de microtunnelage déjà réalisés. Ces valeurs de p_c dépendent seulement de la nature du sol (Tableau II.15).

nature du sol	p_c kN/m ²
roche meuble	12000
grave	7000
sable dense	6000
sable moyenne dense	4000
marne	3000
argile tertiaire	1000
limon, argile quaternaire	400

Tableau II.15 : Valeurs de p_c selon la nature du sol [STEI, 89]

- Toutefois Scherle (1977) propose, à partir d'expériences sur des chantiers de microtunnelage, des valeurs de p_c comprises entre 300 et 600kN/m² [STEI, 89]. Ces valeurs sont confirmées par les études théoriques et expérimentales de Salomo (1979) [STEI, 89]. Les valeurs proposées par Scherle sont nettement plus faibles que celles du tableau, mais elles sont peut-être plus adaptées puisqu'elles se basent exclusivement sur des méthodes de microtunnelage [ATAL, 94].

- La J.S.T.T. propose, en se basant sur l'analyse de 69 chantiers de microtunnelage à marinage à vis, une formule empirique ainsi que des valeurs moyennes [WORK, 94] :

$$P_c = \frac{\pi}{4} \cdot D_e^2 \cdot p_c \quad \text{en kN} \quad \text{avec} \quad p_c = 500 \text{ kN/m}^2 \text{ dans les sols argileux}$$

$$p_c = 700 \text{ kN/m}^2 \text{ dans les sables ou les sables/graviers}$$

D_e , en m

- Selon Weber (1981) [STEI, 89], la résistance de pointe est égale à la résistance au cisaillement du sol réduite du coefficient de portance λ . Ce coefficient est équivalent au facteur de capacité de portance concernant l'effet de la cohésion, N_c , dans l'équation de Meyerhoff. Selon la norme allemande DIN 4017, λ est une fonction de ϕ selon la Figure II.5. Les expérimentations de Weber ont montré aussi que la position de la roue de coupe à l'intérieur de la trousse coupante est un paramètre influant et important de P_c . Dans le cas où la roue de coupe est au fond de la jupe, la formule suivante est alors proposée :

$$P_c = (\gamma \cdot l + c) \cdot \lambda \cdot \pi \cdot D_v \cdot e \quad \text{en kN}$$

avec D_v : diamètre de la vis d'Archimède, m

e : épaisseur de la trousse coupante, m

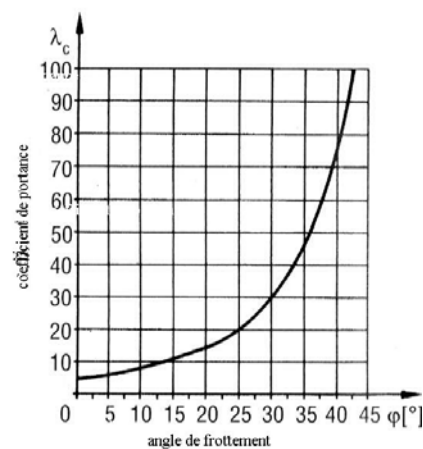


Figure II.5 : Evolution de λ en fonction de ϕ

Weber propose aussi des valeurs de P_c déterminées statistiquement d'après des mesures in-situ :

nature du sol	grave/sable	sable limoneux	limon	limon et pierre
P_c en kN/m	57 +/-20	67 +/-20	98 +/-20	100 +/-20

3.2.b. Le bouclier à marinage hydraulique

- Selon le manuel d'Iseki Poly-Tech . Inc. [STEL, 89], la poussée en tête P_c peut être déterminée en prenant en compte la résistance à la pénétration standard N tel que :

$$P_c = 13,2 \cdot \pi \cdot D_e \cdot N \quad \text{en kN}$$

La valeur de 13,2 est empirique, elle a été déterminée à partir d'une analyse de régression linéaire et a pour unité le kN/m (soit 1,32 tf/m). Des résultats de chantiers de microtunnelage réalisés sous une hauteur de couverture h de 5m sont présentés dans le Tableau II.16 :

paramètres du sol	ϕ (°)	15	20	30	40
	c kPa	10	5	0	0
	N	4	10	15	30
		P_c kN			
diamètre extérieur D_{ext} mm	730	121	302.7	454.1	908.2
	850	141	352.5	528.7	1057.5
	960	159.2	398.1	597.1	1194.3
	1080	179.1	447.9	671.8	1343.6

Tableau II.16 : P_c dépend de la nature du sol et du diamètre extérieur des tuyaux

On peut remarquer que plus le sol est frottant et sans cohésion, plus P_c est grand, afin de stabiliser ce sol.

Lorsque le rapport géotechnique ne mentionne pas la valeur de la résistance à la pénétration N du sol, cette valeur peut être évaluée à partir de corrélations entre N et la cohésion non-drainée c_u pour les sols cohérents et à partir de la variation de N en fonction de l'angle de frottement interne ϕ pour les sols non-cohérents.

- Selon Thomson [THOM, 93], la pression au front de taille appliquée par le bouclier doit être égale à la contrainte appliquée par le sol, plus la pression hydrostatique. La contrainte appliquée par le sol peut être calculée, avec suffisamment de précision selon l'auteur, par la formule simple de la pression des terres au repos. L'auteur donne des valeurs empiriques du coefficient de pression des terres au repos, K_o , à utiliser en

nature du sol	K_o
grave	0.7
sable dense	0.8
sable lâche	0.5
argile raide à dure	2 à 2.5
argile très dure	1 à 1.5
argile tendre	0.6 à 0.8
limon, alluvion	1

Tableau II.17 : Coefficient de pression des terres au repos [THOM, 93]

fonction de la nature du sol (Tableau II.17) : $p_c = K_o \cdot \sigma_v$ en kPa

L'auteur ajoute que la contrainte latérale au front de taille doit être considérée nulle dans le cas où le sol est une argile dure, un sol cimenté, une roche ou tout autre sol pouvant se soutenir seul.

- Le Groupe de Travail n°3 de la J.S.T.T. propose des valeurs moyennes de P_c basées sur une analyse statistique [WORK, 94] de 191 chantiers de microtunnelage à marinage hydraulique :

$P_c =$	64.7 kN	dans un sol argileux
	93.6 kN	dans un sable
	133.5 kN	dans un sable et gravier

Dans le cas d'un sable, une formule empirique en fonction du diamètre extérieur des tuyaux est aussi proposée : $P_c = 24,9 + 231,6.D_e$ en kN.

Cette analyse suppose que P_c est égale à la valeur de poussée totale au tout début du fonçage du tronçon. Or on verra par la suite que cette hypothèse peut être très éloignée de la réalité du fait des corrections importantes en début de fonçage pour corriger le désalignement initial et du fait du pompage près des puits d'attaque.

- La Japan Sewage Association propose de nombreuses relations théoriques et empiriques concernant le microtunnelage à marinage hydraulique :

$$P_c = (p_{c1} + p_{c2}) \cdot \pi \cdot \frac{D_e^2}{2} \quad \text{en kN}$$

avec $p_{c1} = 150$ kPa [SHIM, 98b],

$p_{c1} = 40.N$ kPa [INOUE, 99], avec $N=20$ dans les argiles, les limons et les sables,

$p_{c2} = u + 50$ kPa [SHIM, 98a], avec u la pression interstitielle en kPa.

Cette dernière formule, donnant la pression de la boue de marinage, a été déterminée d'après une analyse Euler-Lagrange de l'infiltration qui représente une bonne simulation de l'imprégnation de la boue de marinage dans le sol et qui montre la même tendance que les essais en laboratoire [SHIM, 97].

Après une comparaison entre le calcul de P_c et les mesures réelles sur site, Shimada & al. [SHIM, 98b] montrent un grand écart entre les deux valeurs. Ils proposent alors une nouvelle approche en analysant les mécanismes stabilisant le sol durant le fonçage sous la nappe phréatique. Au front de taille le sol est stabilisé grâce à la présence et à l'imprégnation de la boue de marinage. La pression en tête p_c est en fait dépendante de la pression de la boue. Aussi ils proposent une amélioration de la formule précédente :

$$P_c = p_{c2} \cdot \pi \cdot \frac{D_e^2}{2} \quad \text{en kN} \quad \text{avec} \quad p_{c2} = u + 50 \quad \text{en kPa}$$

- Les différentes formules empiriques ou semi-empiriques estimant la poussée au front de taille d'un microtunnelier sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$P_c = 13,2.\pi.D_e.N$, kN	manuel Iseki [STEI, 89]
$P_c = \left[(40.N) + \left(\gamma_w \left(h_w + \frac{D_e}{2} \right) + 50 \right) \right] \pi. \frac{D_e^2}{2}$, kN	J.S.A. [SHIM, 98b] avec N=20 pour l'argile, le limon et les sables
$P_c = \left(\gamma_w \left(h_w + \frac{D_e}{2} \right) + 50 \right) \pi. \frac{D_e^2}{2}$, kN	Shimada & al. [SHIM, 98b] cas d'un sol sous la nappe phréatique
$P_c = 64.7$ kN dans les sols argileux	
$P_c = 93.6$ kN ou $24.9 + 231.6.D_e$ dans les sables	J.S.T.T. [WORK, 94]
$P_c = 133.5$ kN dans les sables et graviers	
$p_c = K_o.\sigma_v$, kPa	Thomson [THOM, 93]

Selon Stein & al. [STEI, 89], la pression hydraulique, p_{c2} , sert à créer un équilibre des forces entre le front de taille et la pression hydrostatique, u , présente dans le sol et fonction de la hauteur de la nappe au-dessus du bouclier, h_w . Toutefois il ne faut pas oublier dans ce calcul de prendre en compte les effets dus au marinage. Cette partie de l'estimation paraît délicate. Atalah & al. [ATAL, 94] simplifient les calculs et proposent des formules selon lesquelles p_{c2} doit être 10 à 20% supérieure à la pression de l'eau sur la face pour assurer un support adéquat, soit : $p_{c2} = 1.1$ (à 1.2). $\gamma_w.h_w$ en kN/m²

3.2.c. Evaluation de l'effort de découpe d'un bouclier à front ouvert

- La formule proposée par Weber se base sur une évaluation statistique d'enregistrements lors de chantiers et d'essais en laboratoire. La formule suivante correspond à une roue de coupe située devant la trousse coupante [STEI, 89] :

$$P_c = (\gamma.h.\tan\phi + c).\lambda.\pi.D_v.e \text{ en kN (cf. II.3.2.a)}$$

- Atalah & al. [ATAL, 94] supposent que la pression exercée par la trousse coupante au front de taille est égale à la pression passive du sol (majorant du domaine des charges potentiellement supportables). La jupe de découpe doit alors surpasser la pression passive du sol pour pénétrer, d'où la formule suivante :

$$P_c = \gamma.\left(h + \frac{D_e}{2}\right).\tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right).\pi.D_e.e \text{ en kN}$$

Les valeurs calculées par cette méthode sont très grandes, elles ne tiennent pas compte de l'effet de la cohésion du sol qui renforce la résistance à la pénétration du sol.

Les formules proposées dans ce chapitre ne tiennent pas compte de la forme ou de l'angle de la trousse coupante. Or cette influence a été démontrée par Salomo (1979) [STEI, 89], d'après une étude dans des sables compacts ou très denses. Ainsi pour minimiser la pression en tête p_c , Salomo propose un angle de découpe optimal de $45^\circ - \frac{\phi}{2}$.

La surface de la section de la trousse coupante est faible. Comparée à la résistance au frottement F , la valeur de P_c dans les sols tendres est alors faible. Cependant P_c peut devenir une composante majeure de la poussée totale P_{tot} dans les roches ou les sols stables, le frottement étant alors faible avec une surcoupe et un lubrifiant adaptés [ATAL, 94].

3.3. APPROCHE EXPERIMENTALE DE LA STABILITE DU FRONT PAR EFFONDREMENT

Afin d'étudier la stabilité au front de taille d'un tunnel, certains chercheurs ont mis au point des modèles expérimentaux soit en cellule triaxiale (Broms et Bennermark [BROM, 67]), soit en centrifugeuse (Chambon et Corte [CHAM, 89], Kimura et Mair [KIMU, 81]) dans des sols cohérents ou non-cohérents. Ces études s'orientent exclusivement sur les phénomènes d'effondrement et non de refoulement ; les résultats de ces recherches sont exposés par la suite.

3.3.a. Définition des paramètres utilisés

- ✓ Un sol cohérent est défini par (en conditions non-drainées) :
 - $\varphi_u = 0^\circ$
 - c_u la cohésion non-drainée du sol ou résistance au cisaillement non-drainée (kPa)
- ✓ Un sol non-cohérent ou frottant est défini par :
 - $c = 0$ kPa
 - φ l'angle de frottement interne du sol ($^\circ$)
- ✓ Un sol cohérent et frottant est défini par c et φ
- ✓ σ_T la pression de support temporaire nécessaire au maintien de la stabilité (kPa).

Le modèle simplifié de tunnel le plus couramment utilisé est le suivant (Figure II.6) :

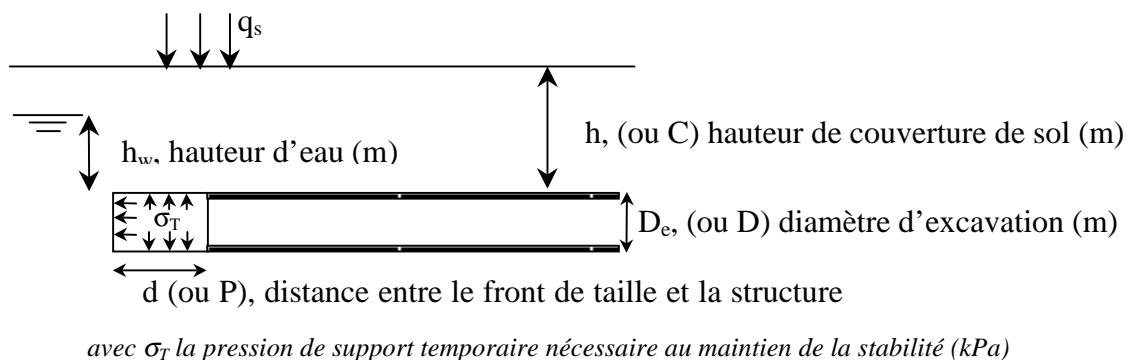


Figure II.6 : Modèle simplifié de tunnel

Il est important de noter que pour tous les microtunneliers, qu'ils soient à marinage hydraulique ou pneumatique, d est nulle.

3.3.b. Cas des sols non-cohérents

Chambon et Corte [CHAM, 89] présentent dans le détail le système expérimental mis en place pour le modèle en centrifugeuse (Figure II.7) dans un sol frottant, du sable de fontainebleau sec.

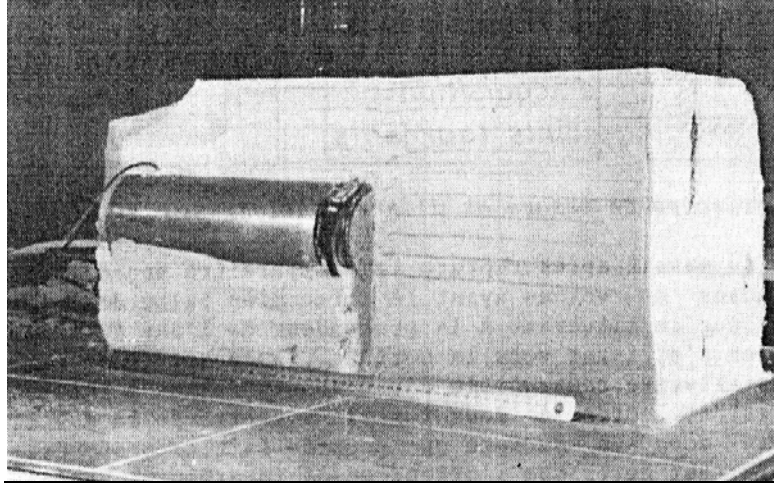


Figure II.7 : Vue générale du modèle réduit [CHAM, 89]

Les observations des mouvements du sol granulaire indiquent que la rupture se produit brutalement au niveau du front, sous la forme d'un bulbe dont la géométrie est indépendante de la densité du sol et de la profondeur (Figure II.8) : la hauteur est égale à deux fois le diamètre intérieur du tunnelier.

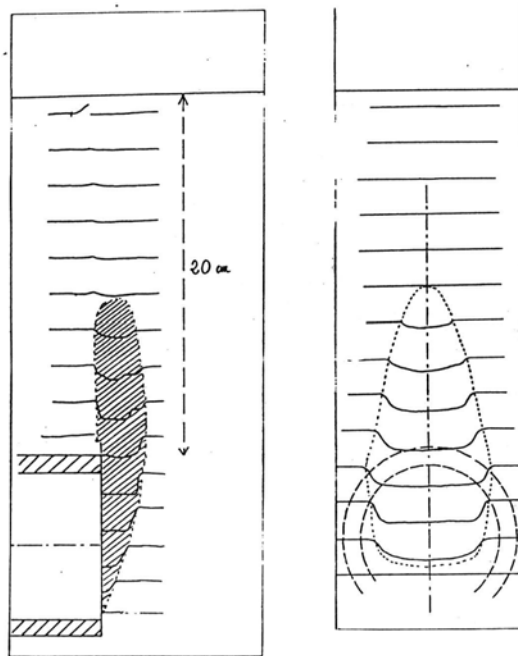


Figure II.8 : Zone de rupture localisée [CHAM, 89]

La pression de soutien nécessaire à la stabilité du front de taille est relativement faible (quelques kPa). Elle semble indépendante de la profondeur du tunnel et de la densité du matériau [CHAMB, 94].

3.3.c. Cas des sols cohérents

- ✓ Broms et Bennermark ont mené en 1967 une campagne d'essais en cellule triaxiale sur de l'argile (Figure II.9) [BROM, 67]. Ils définissent un nombre de stabilité à la rupture N_s , donné par la formulation suivante :

$$N_s = \frac{\gamma \cdot (h + \frac{D_e}{2}) + q_s - \sigma_T}{c_u}$$

avec q_s la pression de surcharge. Les résultats des essais et d'observations in situ indiquent que la stabilité est maintenue tant que N_s est inférieur à 6-7.

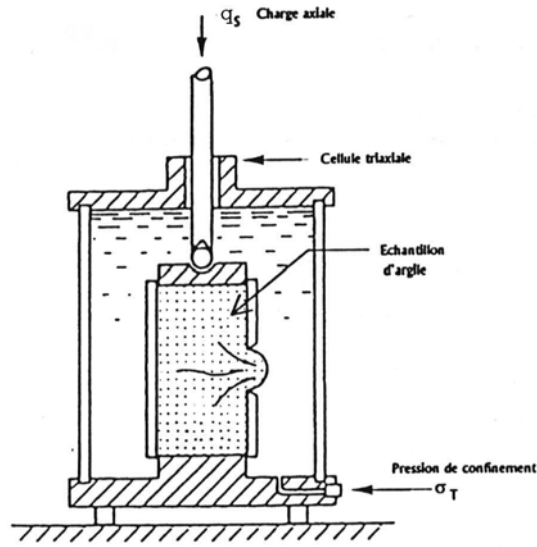


Figure II.9 : Essais d'extrusion dans des argiles [BROM, 67]

- ✓ Kimura et Mair [KIMU, 81] ont réalisé des essais de modélisation en centrifugeuse de tunnel traversant une argile tendre. Deux séries d'essais sont mises en place représentant, dans un premier temps, le problème en 2 dimensions (Figure II.10a) et, dans un second temps, le problème en 3 dimensions (Figure II.10b).

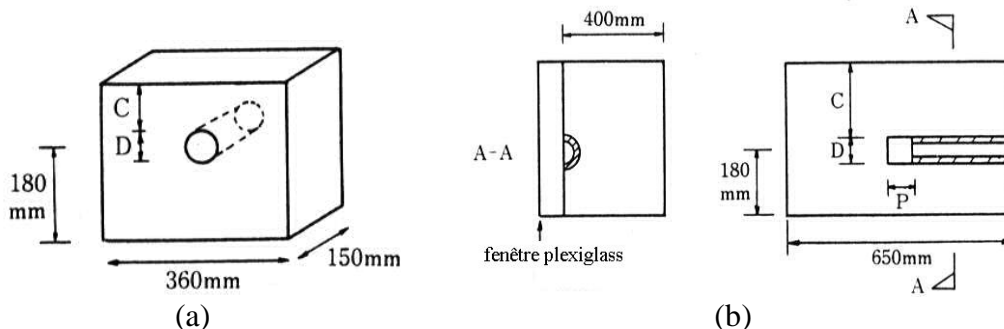


Figure II.10 : Représentation schématique de la mise en place (a) en 2D et (b) en 3D)

En synthétisant tous les résultats des essais 2D et 3D, il apparaît que le nombre de stabilité à la rupture N_s , défini par Broms et Bennermark, est dépendant de la profondeur de couverture h (ou C) et de la distance non-revêtue d selon la Figure II.11. Les valeurs de N_s sont ainsi relativement différentes du critère de Broms et Bennermark. Il apparaît toutefois que ce dernier est plus sécuritaire pour des valeurs de $\frac{d}{D_e} < 1$.

Selon la Figure II.11, la stabilité du tunnel est fortement influencée par la géométrie du bouclier du tunnelier, en particulier lorsque

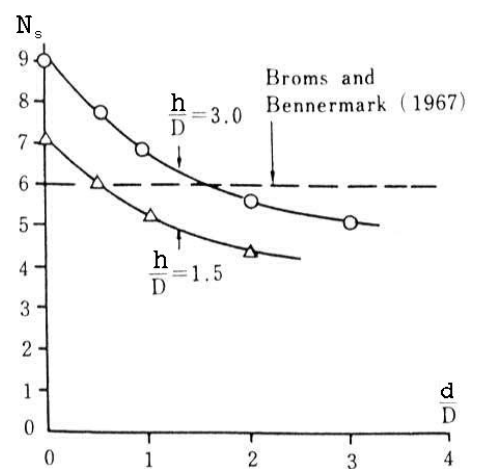


Figure II.11 : Nombre de sécurité selon le rapport $\frac{d}{D_e}$

h/D_e (ou C/D) est compris entre 1 et 3.

Pour $d=0$, cas des microtunneliers, le nombre de stabilité à la rupture N_s est compris entre 5,7 pour $h/D_e = 1$ et 9 pour $h/D_e = 3,5$.

- ✓ Certains auteurs proposent d'autres classifications plus complexes basées sur la valeur de N_s , toujours pour le cas des sols cohérents. Le tableau ci-dessous expose une synthèse de ces classifications :

Broms & Bennermark, [BROM, 67]	$N_s \leq 6$ - Stabilité		$N_s \geq 6$ - Instabilité	
Peck, [PECK, 69]	$N_s < 4$ Mouvement élastique	$4 \leq N_s \leq 7$ à 8 zones plastiques de + en + grandes et mouvements de + en + + importants		$N_s = 7$ à 8 mouvements de grandes ampleurs, ne semblant pas pouvoir être évités
Kimura & Mair, [KIMU, 81]	$N_s \leq 5.7$ à 9 selon h/D_e - Stabilité		$N_s \geq 5.7$ à 9 selon h/D_e - Instabilité	
Clough & Smith, [CLOU, 81]	$N_s \leq 2$ Stable	$N_s = 2$ à 4 – Faible déplacement du front.	$N_s = 4$ à 6 – Soutènement nécessaire pour limiter les déplacements	$N_s \geq 6$ – Soutènement au front de taille indispensable

Tableau II.18 : Quelques classifications par rapport à la stabilité au front de taille des tunnels

Tous ces résultats se corroborent les uns les autres. Toutefois, seuls Kimura & Mair proposent un rapport de stabilité à la rupture fonction de la profondeur de couverture du microtunnel.

3.4. APPROCHE ANALYTIQUE DE TYPE EQUILIBRE LIMITE

3.4.a. Le « prisme de rupture » [REGE, 99]

La méthode dite du prisme de rupture est développée pour la première fois par Coulomb en 1773. Elle consiste à étudier l'équilibre statique global d'une masse de sol contiguë à l'écran et limitée à sa base par une surface de rupture simple : plan ou cercle. Elle suppose que le sol situé le long de cette surface est en équilibre limite. Cette approche fournit une solution analytique très pratique, encore d'actualité pour déterminer la poussée des terres sur un écran.

Toutefois l'hypothèse d'une surface simple de rupture entraîne une surestimation de la butée dans le cas d'un écran rugueux. Depuis, de nombreux auteurs ont proposé des schémas de rupture plus réalistes, donnant des solutions plus acceptables. On peut citer notamment Packshaw, en 1969, qui expose la méthode de Terzaghi avec un bloc ABCN limité à sa base par un arc de cercle AC puis un triangle CNR en état d'équilibre limite de Rankine. Pour la même méthode Shields et Tolunay proposent en 1972 un arc en spirale logarithmique AN d'angle ϕ au lieu d'un arc de cercle.

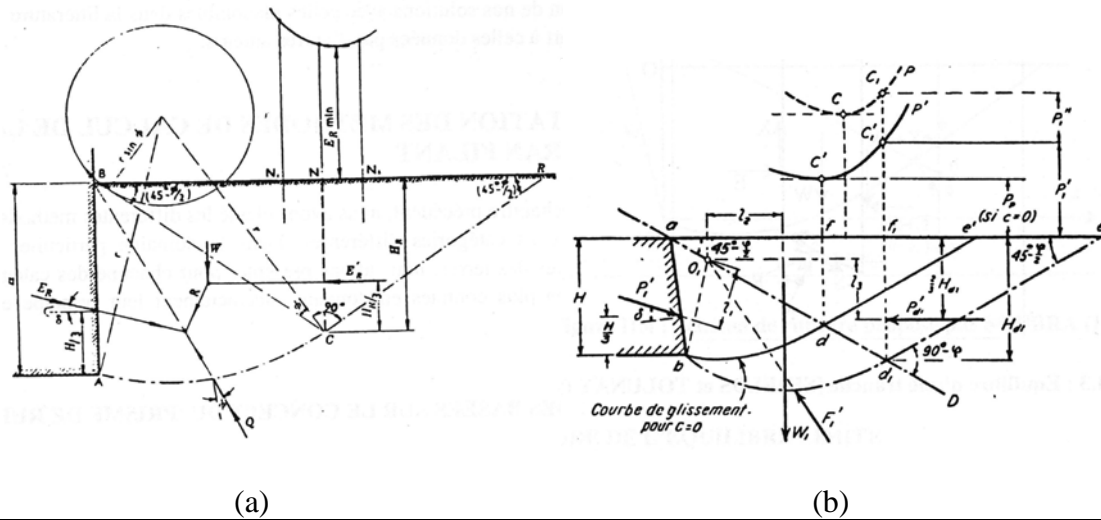


Figure II.12 : Schéma de rupture proposé par Terzaghi selon Packshaw (a) et Shields & al. (b)

3.4.b. La méthode de l'équilibre limite

Cette méthode se base sur l'hypothèse développée par Rankine en 1949 : « toute la masse de sol en rupture est en état d'équilibre limite ». Ainsi, au moment de la rupture les conditions d'équilibre local du système ainsi qu'un critère de rupture du milieu (Mohr-Coulomb est le critère le plus couramment utilisé) doivent être vérifiés en tout point de la zone plastifiée. La résolution du système d'équations différentielles donne le champ de contraintes dans le sol au moment de l'écoulement plastique imminent d'où la charge de rupture. Toutefois ce n'est qu'en 1892 que Boussinesq reprenant la théorie de Rankine fait intervenir le facteur de rugosité de l'écran, δ . En 1949, Caquot et Kérisel établissent les tables de poussée et de butée, donnant les coefficients de poussée et de butée pour différentes valeurs de ϕ , δ , β et λ . Ces tables ont été établies d'après les travaux de Boussinesq [REGE, 99].

En considérant les états d'équilibre limite du sol, on se rend compte qu'avant le fonçage du microtunnelier, le sol est au repos, la contrainte horizontale σ_h est liée à la contrainte verticale σ_v par le coefficient de pression des terres au repos K_o [PHIL, 98] :

$$\sigma_h = K_o \cdot \sigma_v$$

$$K_o = \begin{matrix} 0.5 & \text{ou} & K_o = 1 - \sin \phi' & \text{selon la formule de Jacky,} & \text{dans les sables,} \\ 0.7 & & & & \text{dans les argiles,} \\ 1 & & & & \text{dans les argiles très molles.} \end{matrix}$$

Lorsque le bouclier fermé est foncé dans le sol, cet état de contrainte au repos va être perturbé. Si le bouclier avance plus rapidement qu'il ne creuse, il va mettre en butée le sol. Les contraintes horizontales sur la roue de coupe vont croître jusqu'à la rupture du massif de terre et provoquer un soulèvement possible en surface. La résistance maximale atteinte avant rupture correspond à l'état d'équilibre passif :

$$\sigma_h = e_p = K_p \cdot \sigma_v \quad \text{avec } K_p \text{ le coefficient de butée des terres}$$

Au contraire, si le bouclier avance trop lentement, le sol va tendre à se déplacer vers le bouclier. La contrainte σ_h diminue jusqu'à effondrement du massif de sol et induire un tassement possible en surface. Juste avant la rupture, le nouvel état atteint est l'état d'équilibre actif :

$$\sigma_h = e_a = K_a \cdot \sigma_v \quad \text{avec } K_a \text{ le coefficient de poussée des terres}$$

Lorsque le terrain est un sol pesant, doté de cohésion et surchargé, ce qui est généralement le cas, le problème est résolu en superposant l'effet des trois situations :

1. un milieu pulvérulent pesant
2. un milieu non-pesant surchargé
3. un milieu doté de cohésion

Les pressions active et passive (en contrainte normale) sont obtenues alors selon les formules suivantes :

$$e_a = K_{a\gamma} \cdot \gamma \cdot \left(\frac{h + D_e/2}{\cos \lambda} \right) \cdot \cos \delta + K_{as} \cdot q_s \cdot \cos \delta - \frac{c}{\tan \varphi} \cdot (1 - K_{ac} \cdot \cos \delta) \quad \text{en kPa}$$

$$e_p = K_{p\gamma} \cdot \gamma \cdot \left(\frac{h + D_e/2}{\cos \lambda} \right) \cdot \cos \delta + K_{ps} \cdot q_s \cdot \cos \delta + \frac{c}{\tan \varphi} \cdot (K_{pc} \cdot \cos \delta - 1) \quad \text{en kPa}$$

Les coefficients $K_{a\gamma}$, $K_{p\gamma}$, K_{as} , K_{ps} , K_{ac} et K_{pc} sont déduits pour un problème bidimensionnel des tables de Caquot & Kérisel ou plus récemment de Kérisel & Absi. Les paramètres φ , δ , β et λ sont définis selon le schéma ci-dessous :

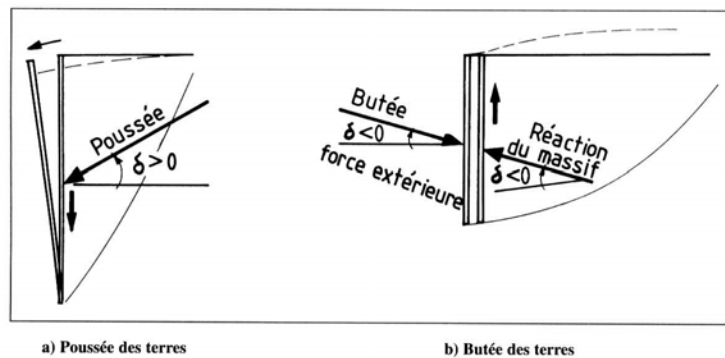


Figure II.13 : Schéma de définition du paramètre δ [PHIL, 97]

Quelques remarques :

- ✓ $K_{ps} = 1/K_{as}$, pour un milieu non pesant surchargé et pulvérulent,
- ✓ cas d'un écran lisse : $\delta = 0$
cas d'un écran parfaitement rugueux : $\delta = \varphi$

- ✓ cas d'un écran lisse : $K_{ac} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$ et $K_{pc} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$
- ✓ cas d'un sol purement cohérent ($\varphi = 0$), avec un écran vertical lisse et une surface libre horizontale ($\delta = \lambda = \beta = 0$ et $\Omega = \frac{\pi}{2}$) alors $K_{a\gamma} = K_{p\gamma} = K_{as} = K_{ps} = 1$ et $e_a = \gamma \cdot \left(\frac{h + D_e/2}{\cos \lambda}\right) + \sigma_s - 2.c$ $e_p = \gamma \cdot \left(\frac{h + D_e/2}{\cos \lambda}\right) + 2.c + (\sigma_s)$
- ✓ cas d'un sol purement cohérent ($\varphi = 0$), avec un écran rugueux alors $e_a = \gamma \cdot \left(\frac{h + D_e/2}{\cos \lambda}\right) + \sigma_s - \frac{2+\pi}{2}.c$ $e_p = \gamma \cdot \left(\frac{h + D_e/2}{\cos \lambda}\right) + \frac{2+\pi}{2}.c + (\sigma_s)$

Dans la pratique, on peut utiliser un seul coefficient de poussée et un seul coefficient de butée par couche de sol : $K_{a\gamma} = K_{as} = K_{ac}$ et $K_{ps} = K_{p\gamma} = K_{pc}$. Cette simplification n'est acceptable que si les surcharges sont faibles par rapport au poids propre du sol. Les valeurs de $K_{a\gamma}$ et K_{ac} sont relativement proches dans le cas d'un écran vertical et une surface libre horizontale, par contre si la surface libre est inclinée leurs valeurs divergent.

	angle de frottement interne du sol					
	< 30°		30 à 35°		> 35°	
	poussée	butée	poussée	butée	poussée	butée
lisse	0		0		1/3	
rugueux		-1/3	1/3	-2/3		-2/3
très rugueux	1/3		2/3		2/3	-2/3

Tableau II.19 : Valeurs de $\frac{\delta}{\varphi}$ en fonction de φ

3.4.c. Applications de l'équilibre limite aux travaux souterrains

✓ Dans la littérature, seuls Stein & al. [STEI, 89] utilisent la méthode des équilibres limites pour l'évaluation de la pression au front de taille d'un microtunnelier. La pression doit être comprise entre les pressions active et passive du sol. Ils utilisent les formules et hypothèses suivantes :

$$e_a = \gamma \cdot \left(h + \frac{D_e}{2}\right) K_a - 2.c \cdot \sqrt{K_a} \quad \text{en kPa}$$

$$e_p = \gamma \cdot \left(h + \frac{D_e}{2}\right) K_p + 2.c \cdot \sqrt{K_p} \quad \text{en kPa}$$

Ces équations supposent que le front de taille est vertical ($\lambda=0$) et lisse ($\delta=0$), la surcharge nulle ($q=0$) et la surface libre horizontale ($\alpha=0$); d'où les coefficients de pression suivants :

$$K_{a\gamma} = K_{ac} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{et} \quad K_{p\gamma} = K_{pc} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Gudehus (1980), cité par Stein & al., montre que le rapport e_p/e_a est plus faible dans les sols sédimentaires lâches et les sols tendres que dans les sols sédimentaires denses et les sols raides (cf. Tableau II.20). Le domaine $[e_a, e_p]$ est donc plus petit pour les sols tendres, il faudra donc être plus vigilant sur le contrôle de la poussée en tête dans ce type de sol.

En règle générale, les pentes des projets ne dépassent que très rarement le pourcentage, aussi la première hypothèse d'un bouclier vertical se justifie. Par contre pour qualifier la rugosité de la roue de coupe, la procédure est plus complexe. La roue de coupe n'est pas à proprement parler un écran, elle est constituée de reliefs rugueux (pics, dents, molettes, rajouts en carbure de tungstène) mais aussi d'ouvertures (40 à 80% de sa surface). L'hypothèse d'un écran lisse est néanmoins sécuritaire.

nature du sol	γ kN/m ³	ϕ (°)	c kPa	K_a	e_a kPa	K_p	e_p kPa	e_p/e_a
sable lâche rond	18	30	-	0.33	23.8	3.0	216	9.1
sable assez dense anguleux	19	35	-	0.27	20.5	3.7	280.4	13.7
gravier sans sable	16	37.5	-	0.24	15.4	4.1	263.0	17.1
argile raide	18	20	20	0.49	7.3	2.0	204.0	28.0
argile tendre	17	17.5	10	0.54	22.0	1.9	153.8	7.0
limon semi-dur	21	27.5	10	0.37	18.9	2.7	261.5	13.8
limon tendre	19	27.5	-	0.37	28.1	2.7	206.7	7.4

Tableau II.20 : Coefficient de pression du sol et pression du sol résultant pour différents types de sol (pour $h=4m$) [STEI, 89]

L'hypothèse la moins probable consiste à prendre en compte des pressions active et passive déterminées pour une surface bidimensionnelle alors que le problème est fortement tridimensionnel.

✓ Anagnostou & al. [ANAG, 94] et Broere [BROE, 98] utilisent le schéma de rupture de Horn (1961) pour déterminer l'expression de la pression de soutènement à appliquer au front de taille d'un tunnelier (Figure II.14). Ce mécanisme, un coin chargé par un corps prismatique, prend en compte la formation de surfaces de glissement qui sont fréquemment observées lors d'effondrements du front de taille. La charge verticale au niveau du toit de la galerie est calculée par la méthode du « silo » de Terzaghi.

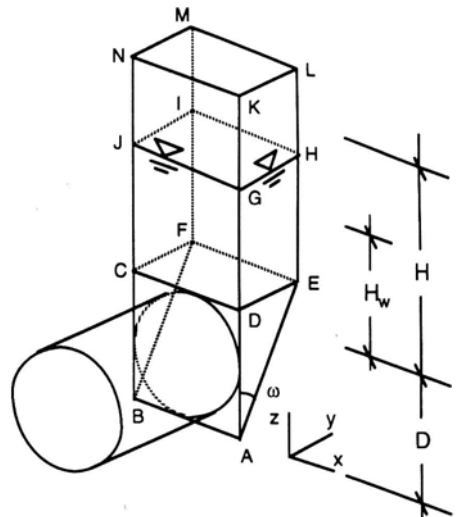


Figure II.14 : Mécanisme de rupture de Horn (1961)

Anagnostou & al. [ANAG, 96] proposent des diagrammes normalisés aidant à l'évaluation de la stabilité au front de taille dans le cas de tunnelier à front pressurisé, traversant des sols non-cohérents

situés sous la nappe phréatique. Broere [BROE, 98] modifie le modèle de Horn afin de l'étendre aux sols meubles hétérogènes.

3.5. APPROCHE ANALYTIQUE SELON L'ANALYSE LIMITE

3.5.a. Présentation de la méthode

L'approche de type analyse limite est en fait un calcul à la rupture ayant pour objet de cerner un domaine de charges potentiellement supportables pour une structure dont le chargement dépend d'un nombre fini de paramètres.

Pour l'encadrement des bords du domaine (K), deux démarches sont alors complémentaires (Figure II.15) :

1. l'approche par l'intérieur, dite approche statique, déterminant le domaine des limites inférieures, K^- ,
2. l'approche par l'extérieur, dite approche cinématique, recherchant les limites supérieures, K^+ .

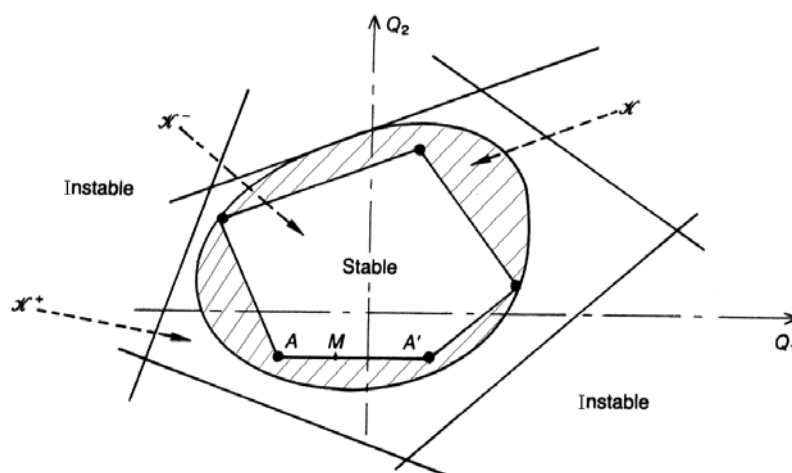


Figure II.15 : Encadrement du domaine des charges potentiellement supportables dans le cas d'un système soumis à 2 charges Q_1 et Q_2 [LECA, 90]

L'approche statique du calcul à la rupture vise à déterminer la valeur la plus grande possible (majorant) de l'ensemble des forces (K^-) pour lesquelles le champ de contraintes est tel qu'il vérifie l'équilibre du système et le critère de rupture du sol (les plus adaptés étant le critère de Tresca pour les sols purement cohérents et le critère de Mohr-Coulomb pour les sols cohérents-frottants).

L'approche cinématique du calcul à la rupture vise à déterminer la valeur la plus petite possible (minorant) de la borne supérieure des chargements potentiellement supportables. Cette borne supérieure est déterminée en considérant un mécanisme de rupture admissible cinématiquement pour lequel la puissance des forces appliquées au

système est plus grande que la puissance pouvant être dissipée à l'intérieur du système durant les mouvements [REGE, 99] [ESFE, 99].

Remarque : Les termes limites « inférieures » et « supérieures » peuvent être trompeurs dans le contexte de l'évaluation de la pression de support au front de taille des tunnels [KIMU, 81]. En effet dans le cas d'une instabilité par effondrement, les solutions de limites supérieures prévoient une pression de support capable juste de prévenir l'effondrement alors que les solutions de limites inférieures sont dans le sens de la sécurité.

Cette approche théorique a été menée en 1977 par Atkinson & Potts [ATKI, 77] pour les sols frottants et en 1980 par Davis & al. [DAVI, 80] pour les sols cohérents. Depuis des améliorations ont été apportées aux solutions proposées, on peut citer entre autres : Kimura & Mair [KIMU, 81], Atkinson & Mair [ATKI, 81] et Leca & Dormieux [LECA, 90]. Des études ont été menées sur des sols cohérents et frottants par Leca & Panet [LECA, 88] et plus récemment Régenass [REGE, 99]. Seuls Milligan & Norris [MILL, 85] ont transposé cette technique au cas des microtunnels.

Remarque : ✓ Dans le cas des sols sableux, la stabilité sera considérée comme drainée et sera analysée en terme de contraintes effectives. Anagnostou & Kovari [ANAG, 96] proposent la classification suivante : si la perméabilité du sol est supérieure à 10^{-7} à 10^{-6} m/s et la vitesse d'avancement du tunnelier inférieure à 0,1 à 1 m/h alors on travaille en conditions drainées.

✓ Dans le cas des sols argileux, la stabilité sera considérée comme non-drainée durant le creusement de l'ouvrage souterrain et sera alors analysée en terme de contraintes totales. Toutefois dans le cas d'un arrêt des travaux, les conditions drainées seront plus adaptées [MAIR, 98].

Ci-après, des exemples d'approches en analyse limite sont présentés de manière non-exhaustive et chronologique.

3.5.b. *Atkinson & Potts [ATKI, 77]*

Pour un sol purement frottant, en configuration bidimensionnelle (Figure II.16), ces deux auteurs proposent un critère fournissant une borne inférieure dans le cas de l'effondrement :

$$\frac{q_s}{\sigma_T} \leq \left(2 \cdot \frac{h}{D_e} + 1 \right)^{K_p - 1} \quad \text{avec} \quad K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

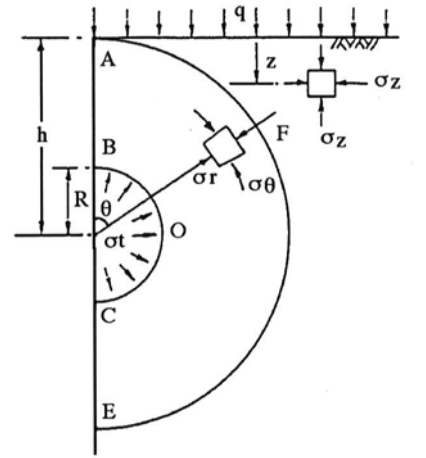


Figure II.16 : Mécanisme adopté par Atkinson & Potts

Cette configuration suggère que la section courante d'un tunnel (Figure II.16) est plus sensible que le front de taille (Figure II.6).

3.5.c. *Davis & al. [DAVI, 80]*

Ces auteurs proposent dans le cas des sols cohérents une approche statique et dynamique, utilisant le critère de rupture de Tresca et étudiant une instabilité par effondrement.

✓ Approche statique

La configuration bidimensionnelle proposée correspond à un sol pesant, cas général (Figure II.17). Le critère qui ressort de l'analyse limite, aboutit à la formulation suivante du domaine de bornes inférieures :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\gamma \cdot D_e}{2 \cdot c_u} - 2 \leq N_s \leq 2 - \frac{\gamma \cdot D_e}{2 \cdot c_u} \\ N_s = \frac{\gamma \cdot \left(h + \frac{D_e}{2} \right) + q_s - \sigma_T}{c_u} \end{array} \right.$$

N_s étant le nombre caractérisant la stabilité du front de taille d'un tunnel en milieu argileux

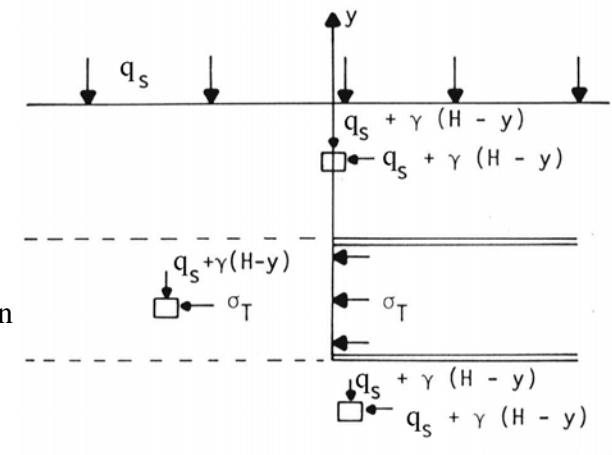


Figure II.17 : Mécanisme bidimensionnel, approche statique [DAVI, 80]

Davis & al. proposent également deux configurations tridimensionnelles en milieu non-pesant : $\gamma = 0$ (Figure II.18) :

- ✓ Le champ de contraintes à symétrie sphérique (b) débouche sur la borne inférieure suivante : $N_s = 4 \cdot \ln\left(2 \cdot \frac{h}{D_e} + 1\right)$
- ✓ Le champ de contraintes à symétrie cylindrique (a) : $N_s = 2 + 2 \cdot \ln\left(2 \cdot \frac{h}{D_e} + 1\right)$

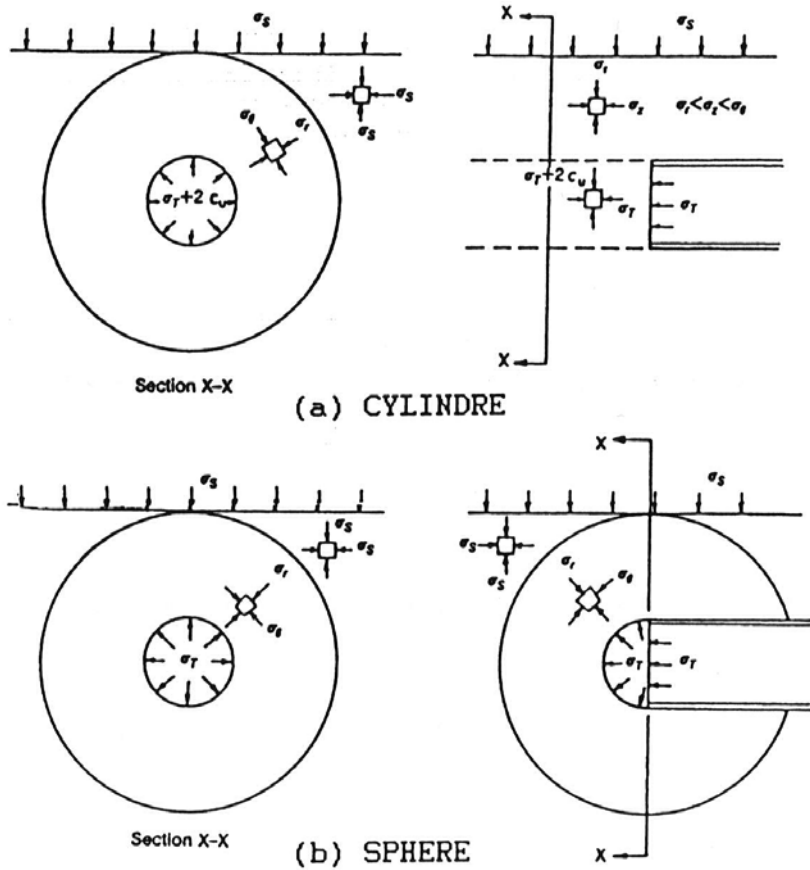


Figure II.18 : Mécanisme tridimensionnel à symétrie cylindrique (a) ou sphérique (b), approche statique [DAVI, 80]

✓ Approche cinématique

Le mécanisme cinématique bidimensionnel d'effondrement sur lequel ont travaillé Davis & al. est représenté sur la Figure II.19. L'application de l'analyse limite selon l'approche cinématique donne comme

$$\text{majorant : } N_s = 4 \cdot \sqrt{\frac{h}{D_e} + \frac{1}{4}}$$

Les résultats expérimentaux trouvés par Kimura & Mair [KIMU, 81] et présentés au paragraphe 3.4.c présentent des valeurs de σ_T

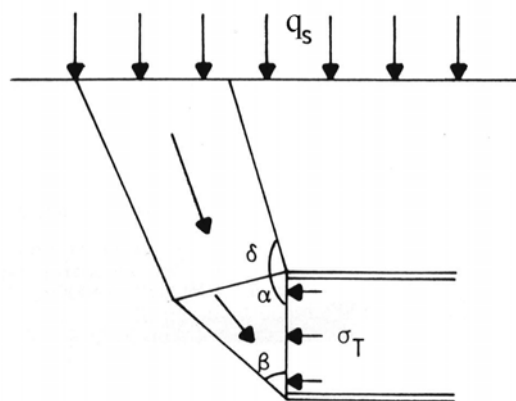


Figure II.19 : Mécanisme bidimensionnel, approche cinématique [DAVI, 80]

en bon accord avec la théorie de la plasticité développée pour les sols cohérents de Davis & al (Figure II.20).

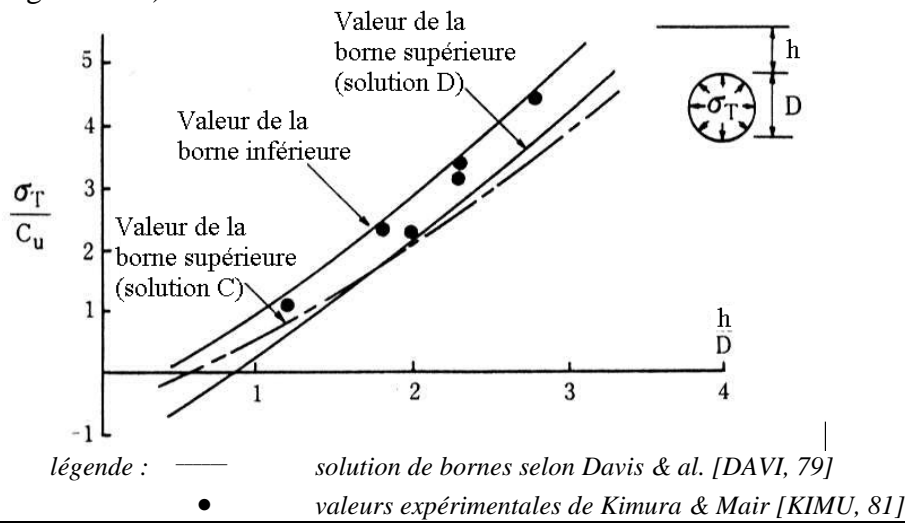


Figure II.20 : Pression de support σ_T prévue selon Davis & al. et observée par Kimura & al. à l'effondrement

3.5.d. Atkinson & Mair [ATKI, 81]

Atkinson & Mair reprennent les résultats exposés ci-avant pour rédiger une aide à la conception de tunnels, en proposant une évaluation de la pression de soutien σ_T nécessaire au maintien de la stabilité, dans le cas d'un effondrement.

T_c , T_γ et T_s , utilisés dans les formules suivantes sont des facteurs de stabilité sans dimension, analogues aux facteurs de capacité portante.

- ✓ Pour les sols fins argileux, dans le cas d'un chargement non-drainé, la pression de soutien à appliquer σ_T est donnée, pour un facteur de sécurité F_s , par :

$$\sigma_T = q_s - \frac{c_u}{F_s} \cdot T_c + \gamma \left(h + \frac{D_e}{2} \right), \text{ kPa}$$

Les valeurs de T_c (Figure II.21) proviennent du critère proposé par Davis & al. [DAVI, 80] et des résultats expérimentaux de Kimura & Mair [KIMU, 81]. Elles sont fortement influencées par la géométrie du tunnel (d , qui est nul dans le cas des microtunneliers, h (ou C) la hauteur de couverture et D_e (ou D) le diamètre excavé.

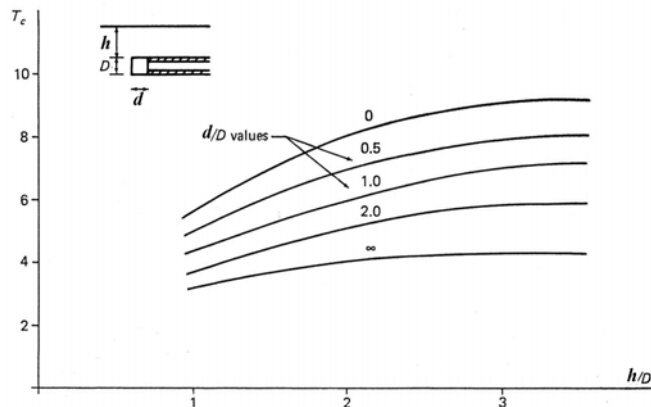


Figure II.21 : Influence de la géométrie du tunnel sur T_c - cas des sols cohérents

- ✓ Pour les sols granulaires sableux secs, dans des conditions de sol drainées, sans surcharge en surface, la pression de soutien σ_T est donnée par :

$$\sigma_T = \gamma \cdot D_e \cdot T_\gamma, \text{ kPa}$$

Et pour un sol sableux sec, à faible profondeur et soumis en surface à une surcharge q_s importante (le poids du sol est alors négligeable), on aura alors :

$$\sigma_T = q_s \cdot T_s, \text{ kPa}$$

Le facteur de sécurité, F_s , s'applique alors à la résistance du sol, soit φ :

$$\tan \varphi'_s = \frac{1}{F_s} \cdot \tan \varphi.$$

Les coefficients de stabilité T_γ et T_s sont déterminés grâce à l'analyse théorique développée par Atkinson & Potts. Les valeurs de T_γ dépendent essentiellement de la résistance du sol (φ') alors que les valeurs de T_s dépendent à la fois de φ' et de la hauteur de couverture.

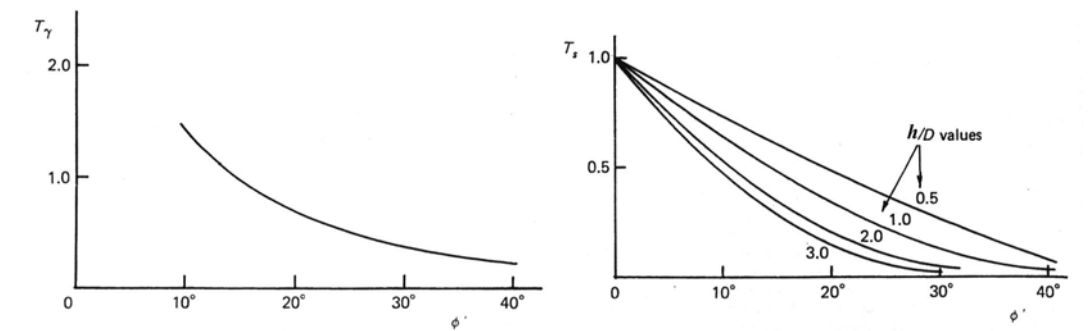


Figure II.22 : Influence de φ' et de h sur T_γ et T_s [ATKI, 81]

3.5.e. Milligan & Norris [MILL, 85]

Milligan & Norris reprennent les conclusions d'Atkinson & Mair [ATKI, 81] pour les sols cohérents et les sols frottants, pour les étendre du tunnelier au microtunnelier. Ils considèrent également le cas du refoulement du sol qui est un cas d'instabilité plus fréquemment rencontré que l'effondrement durant les opérations de microtunnelage.

Sol cohérent	Sol frottant
<p><u>Effondrement</u> :</p> <p>si $q_s = 0$ alors $\sigma_T > \gamma \left(h + \frac{D_e}{2} \right) - T_c \cdot c_u$</p> <p><u>Refoulement</u> :</p> <p>si $q_s = 0$ alors $\sigma_T < \gamma \left(h + \frac{D_e}{2} \right) + T_c \cdot c_u$</p> <p>cf. Figure II.23</p>	<p><u>sans nappe phréatique</u> :</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ si $q_s = 0$ alors $\sigma_T = \gamma \cdot D_e \cdot T_\gamma$ ✓ si q_s important et h faible alors $\sigma_T = q_s \cdot T_s$ <p><u>avec une nappe phréatique</u></p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ si $q_s = 0$ alors $\sigma_T = (\gamma \cdot (h - h_w) + \gamma' \cdot h_w) D_e \cdot T_\gamma + u$ [MARS, 96a] ✓ si q_s important et h faible alors $\sigma_T = q_s \cdot T_s + u$

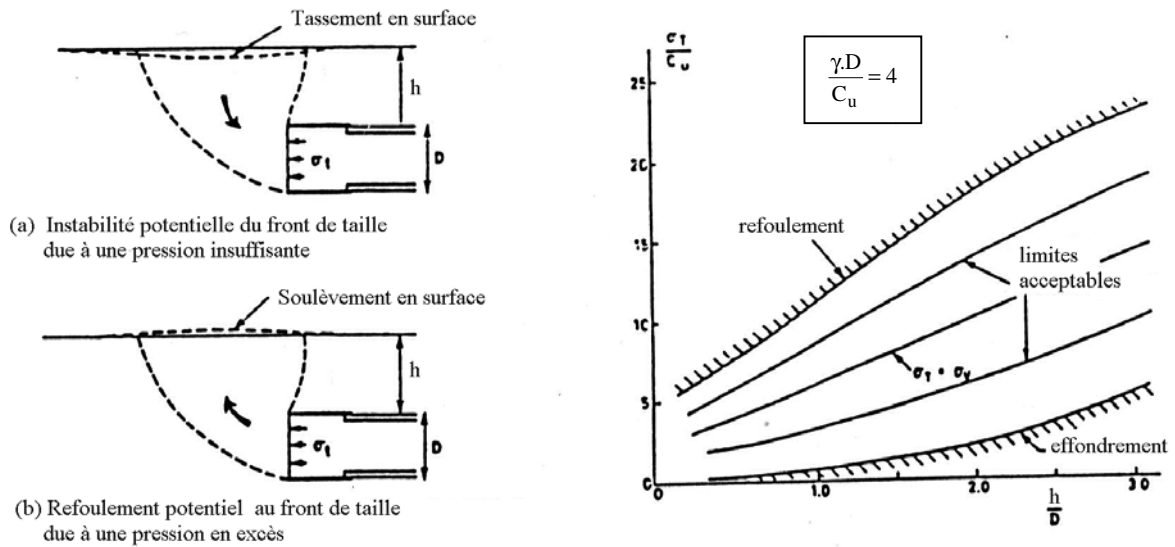


Figure II.23 : Limites dans le cas de l'effondrement et du refoulement, Mair (1987) [MILL, 85]

3.5.f. Leca & Panet [LECA, 88]

Dans un premier temps, Leca & Panet améliorent les bornes supérieures et inférieures proposées par Davis & al. pour les sols cohérents. Dans un second temps, ils introduisent un angle de frottement interne non nul en plus de la cohésion pour étendre les résultats de l'approche par l'intérieur (statique) au milieu frottant et cohérent, milieu régi par le critère de rupture de Mohr –Coulomb.

1. Etude du sol cohérent

✓ Borne inférieure

Une approche par l'intérieur plus réaliste, utilisant les mêmes configurations tridimensionnelles, conduit Leca et Panet à une borne inférieure dans le cas d'une instabilité par effondrement sous la forme :

$$\text{pour la configuration à symétrie cylindrique : } N_s = \frac{q_s - \sigma_T}{c_u} = 2 + 2 \ln \left(2 \cdot \frac{h}{D_e} + 1 \right) \quad (1)$$

$$\text{pour la configuration à symétrie sphérique : } N_s = \frac{q_s - \sigma_T}{c_u} = 4 \ln \left(2 \cdot \frac{h}{D_e} + 1 \right) \quad (2)$$

La relation (1) fournit un « meilleur minorant » si $h < 0.86 \cdot D_e$ et la relation (2) pour $h \geq 0.86 \cdot D_e$. Cette approche fournit un meilleur résultat quelque soit la valeur du poids volumique du sol : $\gamma = 0$ ou $\gamma > 0$.

Dans le cas d'une instabilité par refoulement, la borne inférieure est située dans le plan $\left(\frac{\gamma \cdot D_e}{c_u}, \frac{q_s - \sigma_T}{c_u} \right)$ symétrique à celle de l'effondrement par rapport à l'axe $\frac{\gamma \cdot D_e}{c_u}$.

✓ Borne supérieure

Cas de l'effondrement (même borne que Davis & al.) :

$$N_s = \frac{q_s - \sigma_T + \gamma \left(h + \frac{D_e}{2} \right)}{c_u}$$

Cas du refoulement (symétrique au résultat en effondrement par rapport à $\frac{\gamma D_e}{c_u}$:

$$N_s = \frac{\sigma_T - q_s - \gamma \left(h + \frac{D_e}{2} \right)}{c_u}$$

Cependant les bornes inférieure et supérieure sont encore très éloignées, l'encadrement pourrait donc être amélioré en utilisant d'autres champs de contraintes et d'autres mécanismes.

2. Etude du sol cohérent-frottant

Deux nouveaux paramètres sont introduits :

$$\sigma_c = \frac{2.c.\cos\varphi}{1-\sin\varphi} \quad \text{et} \quad K_p = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}$$

En considérant toujours deux cas de champs de contraintes utilisés par Davis & al., deux nouvelles bornes inférieures sont déduites pour un sol frottant-cohérent non pesant :

Symétrie	Effondrement	Refoulement
cyindrique cas des tunnels peu profonds	$\frac{(K_p - 1)q_s + \sigma_c}{(K_p - 1)\sigma_T + \sigma_c} = K_p \cdot \left(2 \cdot \frac{h}{D_e} + 1 \right)^{K_p - 1}$	$\frac{(K_p - 1)q_s + \sigma_c}{(K_p - 1)\sigma_T + \sigma_c} = \frac{1}{K_p} \cdot \left(2 \cdot \frac{h}{D_e} + 1 \right)^{\frac{1}{K_p} - 1}$
sphérique cas des tunnels profonds	$\frac{(K_p - 1)q_s + \sigma_c}{(K_p - 1)\sigma_T + \sigma_c} = \left(2 \cdot \frac{h}{D_e} + 1 \right)^{2 \cdot (K_p - 1)}$	$\frac{(K_p - 1)q_s + \sigma_c}{(K_p - 1)\sigma_T + \sigma_c} = \left(2 \cdot \frac{h}{D_e} + 1 \right)^{2 \cdot \left(\frac{1}{K_p} - 1 \right)}$

Tableau II.21 : Valeurs des bornes inférieures pour un sol cohérent-frottant dans le cas d'instabilité par effondrement et refoulement [LECA, 88]

3.5.g. Leca & Dormieux [LECA, 90]

Ils étudient le cas d'un milieu cohérent-frottant régi par le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Ils présentent sous une autre forme les solutions de limites inférieures déjà publiées par Leca & Panet [LECA, 88] et vont développer les solutions de limites supérieures à partir de trois mécanismes basés sur le mouvement rigide de blocs coniques (deux mécanismes concernent l'effondrement, le 3^{ème} le refoulement-Figure II.24) :

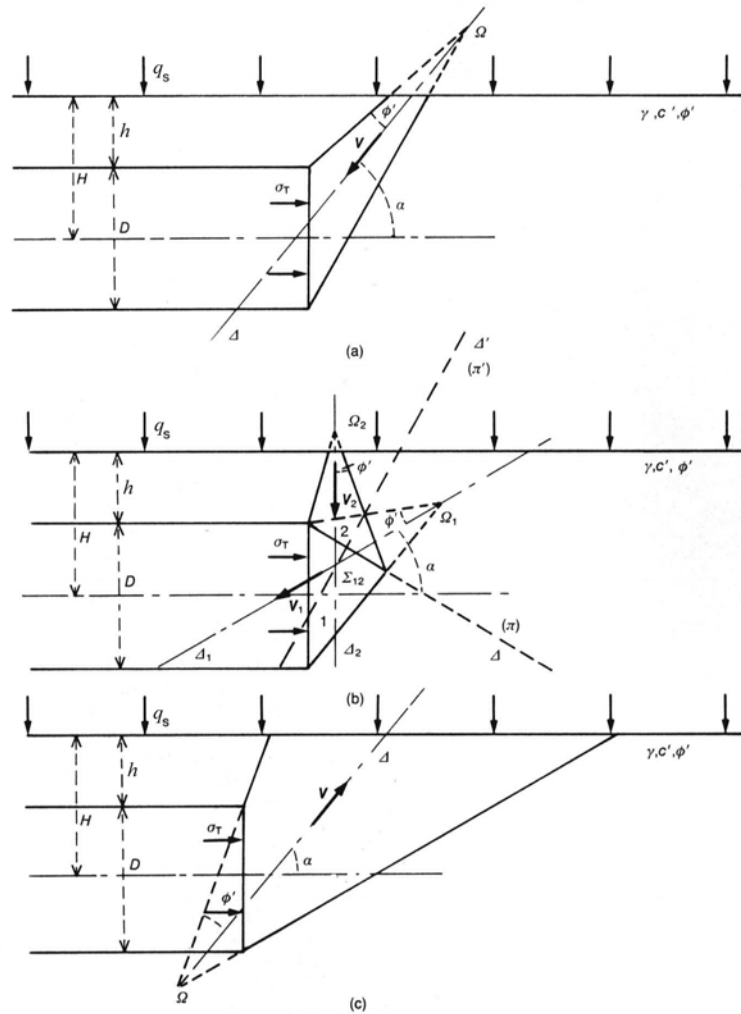


Figure II.24 : Mécanismes d'effondrement MI (a) et MII (b), et de refoulement MIII (c)

Au vu de leurs résultats, il apparaît que le mécanisme MII donne une meilleure solution de limites supérieures, excepté dans le cas des tunnels à très faibles profondeurs ($h/D_e \leq 0.25$) et dans le cas d'un angle de frottement du sol inférieur à 30° (soit un sol peu frottant).

Le critère ainsi développé se présente sous la forme suivante pour la borne supérieure (+) et la borne inférieure (-) :

$$T_s \cdot Q_s + T_\gamma \cdot Q_\gamma \leq Q_T \quad T_s \cdot Q_s + T_\gamma \cdot Q_\gamma \geq Q_T$$

cas de l'effondrement cas du refoulement

avec Q_s , Q_γ , et Q_T les paramètres de chargement définis par :

$$Q_s = (K_p - 1) \frac{\sigma_s}{\sigma_c} + 1 \quad Q_T = (K_p - 1) \frac{\sigma_T}{\sigma_c} + 1 \quad Q_\gamma = (K_p - 1) \frac{\gamma \cdot D_e}{\sigma_c}$$

et T_s , T_γ les nombres de stabilité qui sont présentés sous forme d'abaques en fonction de ϕ et de h/D_e (Figure II.25, Figure II.26).

En ce qui concerne la borne supérieure (+) la surcharge a peu d'influence sur les ruptures par effondrement pour des tunnels peu profonds à profonds ($h/D_e \geq 0.6$), tandis que la rupture par refoulement ne peut avoir lieu que pour les tunnels très peu profonds (T_s et T_γ augmentent rapidement avec h/D_e), ce qui est souvent le cas des microtunneliers.

Pour le cas particulier des sols sans cohésion ($\sigma_c = 0$), Leca & Dormieux considèrent alors $\sigma_T = T_s \cdot q_s + T_\gamma \cdot \gamma \cdot D_e$ avec T_s et T_γ selon les Figure II.25 & Figure II.26.

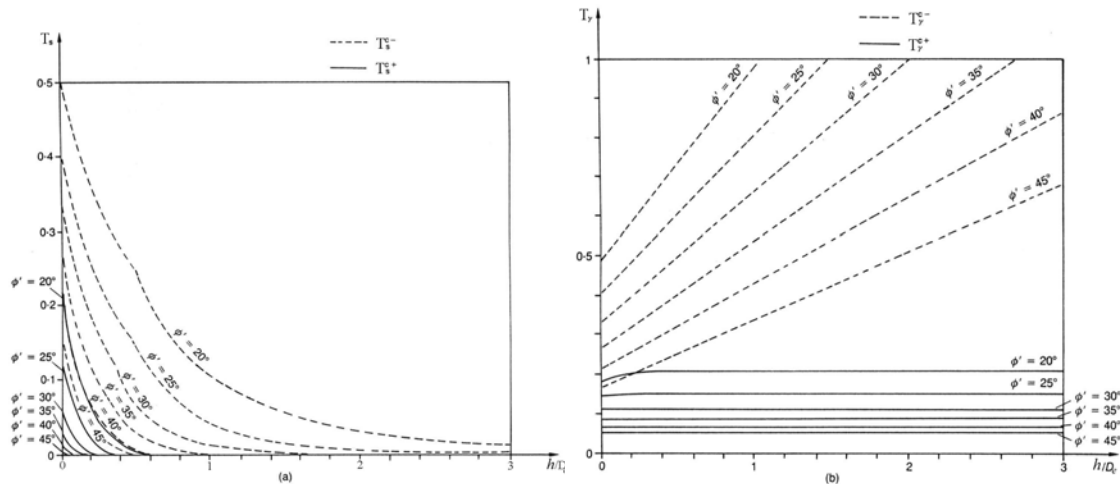


Figure II.25 : Valeurs de T_s (a) et T_γ (b) pour l'effondrement, bornes supérieure (+) & inférieure (-)

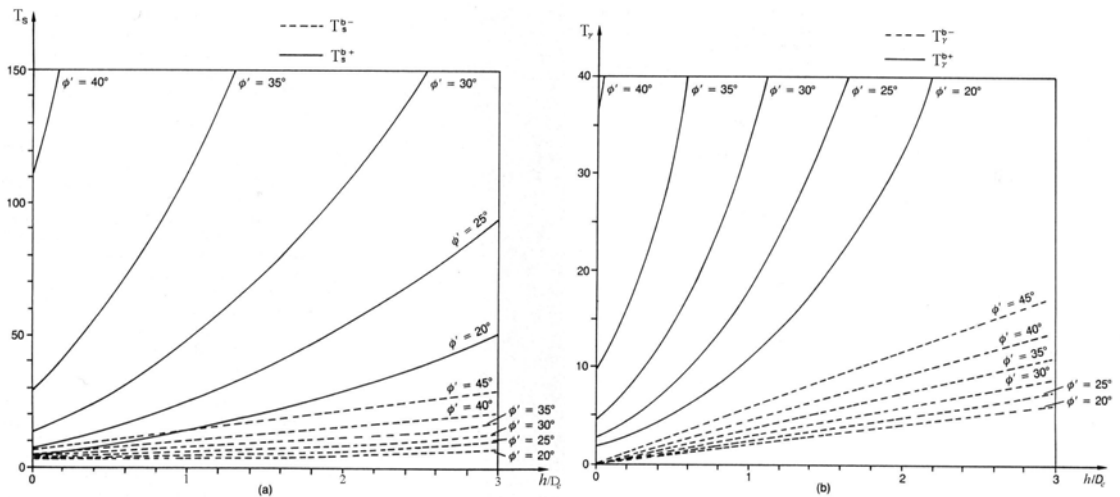


Figure II.26 : Valeurs de T_s (a) et T_γ (b) pour le refoulement, bornes supérieure (+) et inférieure (-)

Ces résultats sont validés par les essais expérimentaux en centrifugeuse réalisés par Chambon & Corté [CHAM, 89] en vue d'étudier la stabilité du front de taille des tunnels dans les sables (Tableau II.22).

h/D_e	γ kN/m ³	σ_T mesuré kPa	σ_T calculé kPa	
			limite supérieure : σ_T^+	limite inférieure : σ_T^-
1	15.3	6	2	29
	16.1	3	3	
2	15.3	4	2	46
	16.1	4	3	44

Tableau II.22 : Comparaison des pressions mesurées et prédites à la rupture par effondrement

Les valeurs de limites inférieures sont nettement supérieures aux valeurs mesurées et aux limites supérieures calculées, tandis que les limites supérieures sont en bon accord avec les mesures. En effet σ_T^+ est légèrement inférieure voire égale à σ_T mesurée. Ainsi les valeurs de limites supérieures, calculées selon la méthode Leca & Dormieux, donnent une bonne estimation de la pression critique à l'effondrement.

3.5.h. *Regenass* [REGE, 99]

Régenass étudie, grâce à une approche cinématique de la théorie de l'analyse limite, la butée tridimensionnelle provoquée par des écrans de largeur limitée dans un milieu cohérent-frottant. Dans un premier temps, il recherche le meilleur mécanisme de rupture translationnel à 1 ou plusieurs blocs rigides. Dans un second temps, il étudie la charge limite à l'arrachement d'une plaque circulaire de faible profondeur (Figure II.27), s'apparentant à l'analyse d'une instabilité d'un front de taille par refoulement.

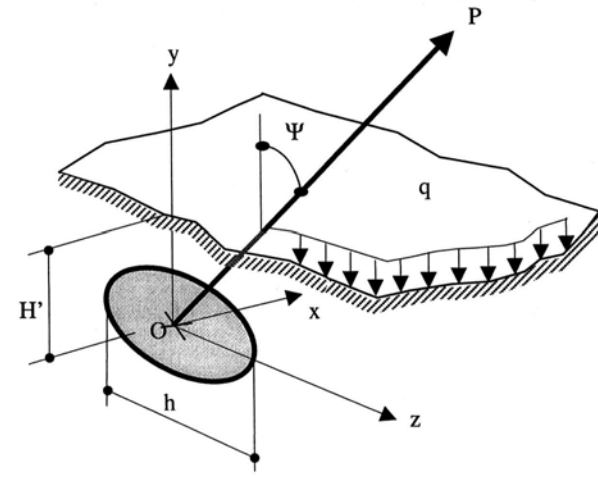


Figure II.27 : Présentation du problème

Les mécanismes de rupture envisagés sont :

- ✓ 'C1' : un seul bloc rigide (Figure II.28),
- ✓ 'Cn' : un multibloc composé d'une succession de troncs de cônes rigides, les résultats issus de ce mécanisme convergent rapidement avec n, aussi un mécanisme à 7 blocs est suffisant (Figure II.29).

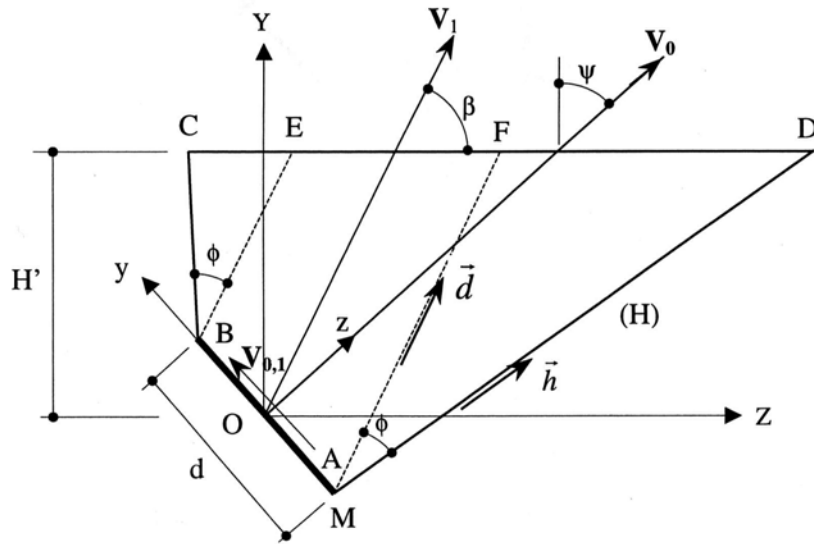


Figure II.28 : Coupe du mécanisme 'C1'

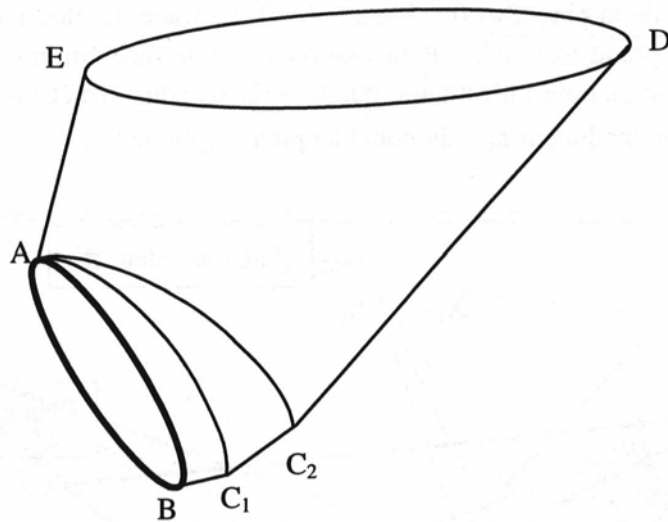


Figure II.29 : Mécanisme 'Cn' (exemple n=3)

L'écriture du bilan énergétique permet de donner l'expression de la pression limite σ_T sous la forme :

$$\sigma_T = \frac{\pi \cdot D_e^2}{4} \left(\gamma \left(h + \frac{D_e}{2} \right) T_\gamma + c \cdot T_c + q_s \cdot T_s \right), \text{ kPa}$$

avec T_γ , T_c et T_s les nombres d'arrachement adimensionnels, sachant que $T_c = \frac{T_s - 1}{\tan \phi}$, et que T_γ , T_s dépendent (Figure II.30) de ϕ , l'angle de frottement interne du sol, de δ , l'angle de frottement sol/structure, de la géométrie du système (h , D_e , ψ l'inclinaison de la plaque).

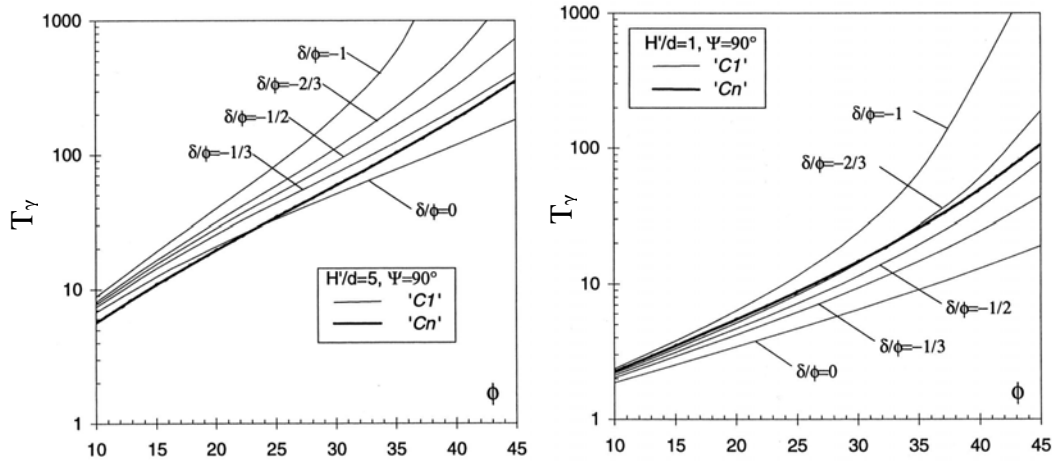


Figure II.30 : Valeurs de T_γ en fonction de ϕ (ou ϕ) et de $\frac{\delta}{\phi}$ (ou ϕ) avec une plaque verticale ($\psi=0$) représentant le cas du microtunnelier [REGE, 99]

La confrontation des deux mécanismes montre qu'un meilleur majorant est obtenu grâce au mécanisme monobloc dans le cas des plaques peu profondes et de faible rugosité. Pour les autres cas, le mécanisme multibloc apparaît mieux adapté.

Cette étude permet d'étendre à des cas très divers l'évaluation de la stabilité pour des sols cohérents et frottants. Elle représente la méthode de détermination la plus précise de la plus petite borne supérieure dans le cas d'une instabilité par refoulement.

3.5.i. Conclusion

Depuis les années 1977, l'analyse de la stabilité du front de taille grâce au calcul à la rupture s'est complétée en étudiant les cas des sols cohérents, frottants puis cohérents-frottants, selon 2 approches cinématique et statique. Les améliorations des valeurs des bornes supérieure et inférieure de la pression de soutènement proviennent des mécanismes de rupture et du champ de contraintes envisagés.

On peut toutefois noter le peu d'étude d'instabilité par refoulement.

4. CONCLUSION

Tant pour le frottement sol/canalisation que pour la pression au front de taille, de nombreuses études ont été menées que ce soit sur le terrain, en laboratoire, de manière théorique ou numérique.

Une synthèse de ces travaux de recherche a permis de mettre en avant une démarche en vue de la prévision de l'effort de frottement. Elle tient compte de la nature et des propriétés physiques et mécaniques du sol, de la lubrification utilisée, de l'effet possible du temps de pause et du désalignement moyen des tuyaux. La littérature fournit de plus, nombre de résultats empiriques qui ont été classés par types de sol, formant des indicateurs de référence pour l'ingénieur.

Dans le cas de la pression au front de taille, il existe déjà plusieurs formules semi-empiriques développées dans le cadre du microtunnelage qui sont, là aussi, une base pour la conception du projet. La rareté des études en laboratoire sur la pression de contact au front de taille concernant l'instabilité par refoulement est à remarquer, les incidents rencontrés sur les chantiers étant le plus souvent liés à ce type de problème. Il en va de même des approches analytiques. Toutefois certains chercheurs se sont penchés sur ce phénomène et à sa prévision ([REGE, 99], [LECA, 90] et [LECA, 88]). Peu de documents publiés utilisent la méthode d'analyse limite dans le domaine des techniques sans tranchée, on nommera Milligan & Norris [MILL, 85].

III. Les Suivis de Chantiers de Microtunnelage

1. INTRODUCTION.....	88
2. LES SUIVIS IN-SITU DE CHANTIERS	88
2.1. A l'étranger.....	88
2.2. En France	90
2.3. Les suivis réalisés	91
2.4. Conclusion	101
3. ETUDE DU FROTTEMENT SOL/TUYAU D'APRÈS LES SUIVIS IN-SITU.....	102
3.1. Principe de l'étude.....	102
3.2. Le frottement dynamique unitaire	103
3.3. Etude de l'excavation créée par la surcoupe.....	107
3.4. Prévission du frottement dynamique	113
3.5. Frottement dynamique supplémentaire dû au désalignement des tuyaux.....	116
3.6. Le frottement statique	121
3.7. Conclusions.....	127
4. LA PRESSION DE CONTACT AU FRONT DE TAILLE	129
4.1. Introduction	129
4.2. La pression de contact expérimentale.....	129
4.3. Comparaison avec les méthodes de calcul des valeurs de travail	133
4.4. Confrontation avec les valeurs expérimentales du chantier de Barr.....	135
4.5. Comparaison avec les méthodes de calcul des valeurs limites	136
4.6. Conclusion	138
5. CONCLUSION	138

1. INTRODUCTION

Dans le cadre de ces travaux de recherche, des suivis de chantiers de microtunnelage ont été réalisés afin d'acquérir des connaissances phénoménologiques sur l'ensemble du processus de microtunnelage. Une telle campagne in situ est bien adaptée à la complexité de ce processus qui fait intervenir de nombreux paramètres. Plusieurs pays tels que la Grande-Bretagne (PJA), le Japon (Working Group 3) et les USA (CPAR) ont aussi lancé des projets de suivis sur des ouvrages réels.

Trois suivis de chantier, comprenant en tout 7 tronçons, ont été effectués dans le cadre de cette action de recherche. Le travail d'observation et de recueil de données ainsi que les caractéristiques géométriques et géotechniques de chaque tronçon font l'objet d'une description détaillée.

Ensuite, les mesures sont interprétées graphiquement en terme de frottement sol/canalisation. Les valeurs expérimentales de frottement dynamique ainsi déterminées sont comparées aux valeurs ressortant de la démarche mise en avant au chapitre II. L'étude est complétée par la détermination de l'influence du désalignement des tuyaux sur le frottement dynamique et de l'influence du temps de pause sur l'apparition d'un frottement statique.

Enfin, l'interprétation graphique est menée en terme de pression au front de taille. Les valeurs déterminées pour chaque tronçon sont ensuite comparées aux valeurs de travail semi-empiriques et aux valeurs analytiques limites du domaine acceptable, calculées selon les méthodes développées au chapitre II. Le chantier de Barr, a été le lieu d'importants refoulements du sol visibles en surface et sur les réseaux environnants. Aussi a-t-il été utilisé pour valider la précision des différentes méthodes.

2. LES SUIVIS IN-SITU DE CHANTIERS

Il est indispensable de disposer de données expérimentales réelles et fiables, d'une part, pour disposer d'une base de données d'aide à la conception des projets et, d'autre part, pour valider les différentes théories et méthodes de calcul utilisées pour la conception des projets de microtunnelage.

2.1. A L'ETRANGER

Au Japon, le groupe de travail n°3 de la Japan Society of Trenchless Technology a synthétisé les résultats d'une enquête menée sur pas moins de 398 chantiers dont 236 sont concernés par un marinage hydraulique. Les diamètres des tuyaux ainsi foncés sont compris dans une tranche de valeurs de 250 à 1000 mm, avec une prédominance entre 250 et 700 mm (373 chantiers). Ainsi, à partir des listings et des résultats de l'étude géotechnique de chaque chantier, a été analysée la relation entre la force de poussée et les caractéristiques du projet. Cette étude a permis d'établir des relations concernant la poussée totale, la résistance au front de taille et le frottement le long du microtunnel

foncé, classées suivant le type de marinage (à vis, hydraulique et pneumatique) et le type de sol rencontré [WORK, 94].

En Angleterre, l'Université d'Oxford, en collaboration avec la Pipe Jacking Association P.J.A., a réalisé depuis 1986 neuf suivis spécifiques in situ de chantier. Ces derniers étaient associés à une instrumentation lourde : un à deux tuyaux foncés équipés de plus de 12 capteurs et un dispositif instrumental autour du tracé de la future canalisation mesurant le champ des déplacements dans le sol et en surface. Les capteurs mesurent les contraintes longitudinales et de contact dans le tuyau, les mouvements des joints et la distribution des contraintes sur les joints situés entre deux tuyaux (Annexe 7). De plus chaque chantier fait l'objet de l'enregistrement des valeurs concernant la poussée totale, l'avancement, la position de la machine, les corrections apportées et les conditions du sol [MILL, 99]. Les caractéristiques principales de ces neuf chantiers sont résumées dans le tableau situé en Annexe 7. Les thèmes développés lors de l'interprétation sont :

- ✓ proposition d'un modèle théorique simple de l'interaction sol / tuyaux,
- ✓ prévision des forces de frottement basée sur l'expérimentation in situ dans des sols de natures différentes,
- ✓ effet de la lubrification sur la réduction du frottement,
- ✓ effet du désalignement des tuyaux sur l'augmentation du frottement,
- ✓ effet du temps sur l'augmentation de la poussée de fonçage.

Aux Etats-Unis, un site expérimental a été créé, conformément à l'un des trois thèmes abordés par le programme de la CPAR [BENN, 93a],[BENN, 93b], Construction Productivity Advancement Research. Il a été réalisé en 1992, selon des dimensions en grandeur réelle : 104m de longueur, 5m de largeur et 4m de profondeur (Annexe 8). Il a fait l'objet d'un terrassement puis d'un remplissage avec 6 sols différents disposés en tranches de 18,3m chacune s'imbriquant les unes dans les autres. Deux tronçons en parallèle ont alors été exécutés par des microtunneliers au système de marinage différent : le premier à marinage hydraulique (Iseki – Unclemole), le second à vis sans fin (Söltau - RVA 250). Une importante instrumentation a été mise en place, avec 4 à 5 tuyaux instrumentés par tronçon réalisé, de nombreux capteurs de déplacement étant installés dans le sol (Annexe 8). Cette expérimentation a eu plusieurs objectifs :

- ✓ tester les limites de la technique par rapport à des conditions de sol de plus en plus défavorables,
- ✓ étudier l'interaction sol/machine, l'effet de la lubrification, les mouvements dans les sols, les contraintes et déformations existantes dans les tuyaux,
- ✓ tester dans des conditions de sols identiques et parfaitement connues, le marinage à vis et hydraulique,
- ✓ développer des méthodes de prévision des forces de poussée totale dans des sols différents, avec diverses machines,

- ✓ développer des méthodes de prévision et de contrôle des déformations du sol associées au microtunnelage,
- ✓ vérifier les possibilités en alignement et déviation.

2.2. EN FRANCE

Depuis le début du Projet National « Microtunnels », de nombreux suivis de chantiers de microtunnelage ont été réalisés, l'objectif étant de rassembler des données en vue de l'établissement de Recommandations.

Ces suivis sont classés en 3 catégories, en fonction de l'ampleur et de la fiabilité des données recueillies :

- ✓ *Les suivis par enquête* : Des fiches dites de « suivi léger » sont réalisées afin d'homogénéiser les données recueillies sur chaque chantier. Dans ce cas, l'entreprise réalisatrice remplit ces fiches, donnant ainsi les caractéristiques essentielles du projet, des sols rencontrés, de la machine et des tuyaux utilisés ainsi que toutes autres informations importantes pouvant concerner la lubrification ou les problèmes rencontrés. En même temps elle fournit le listing des paramètres de fonçage enregistrés automatiquement par le poste de pilotage. Ces valeurs sont alors étudiées et interprétées [OUVR, 95]. Cependant l'analyse de ces données reste succincte et parfois difficile en raison du manque de données. 27 chantiers ont ainsi pu être répertoriés (Annexe 9).
- ✓ *Les suivis en continu sur site* : Un chercheur suit en continu le fonçage du microtunnel. Il peut donc dresser un carnet de bord du chantier. Il note manuellement les paramètres de fonçage non-enregistrés, les choix du pilote, les événements, les temps de pause. Il va aussi recueillir des marins à la sortie du désableur en vue de les analyser en laboratoire, et réaliser des essais de viscosité sur le liquide de marinage et le lubrifiant utilisé avec prise d'échantillons. L'interprétation de telles données est plus réaliste, elle prend en compte de nombreux facteurs importants. Cependant elle ne peut s'étendre à l'étude du comportement des joints entre tuyaux et du comportement à l'interface sol/tuyaux. 7 tronçons répartis sur 5 chantiers ont ainsi été suivis de 1995 à 1996 par Pellet [PELL, 97] (Annexe 9).
- ✓ *Les suivis instrumentés* : Ils englobent la démarche expérimentale du précédent. Ils sont de plus associés à une instrumentation d'un tuyau de fonçage permettant l'étude des contraintes et déformations ayant lieu durant le fonçage dans les tuyaux. Un seul tronçon a ainsi été suivi : le chantier de Chatenay-Malabry (Annexe 9).

2.3. LES SUIVIS REALISES

2.3.a. Introduction

Dans le cadre de cette thèse, 7 tronçons répartis sur 3 chantiers ont fait l'objet d'un suivi mi-lourd, s'ajoutant ainsi aux 7 déjà réalisés par Pellet. Ils permettent de mettre en valeur et de préciser les résultats exposés par l'auteur précédent [PELL, 97]. Ils élargissent de plus le champ des conditions de sols rencontrés par un microtunnelier, venant augmenter la base de données et donc le savoir-faire sur cette technique.

Le principe du suivi expérimental réalisé est décrit dans le Tableau III.1.

Donnée recueillie	Analyse	Objectif
Rapport géotechnique du projet Echantillons de marins et/ou de sol au fond des puits	Caractéristiques géotechniques des sols (pénétromètre, pressiomètre, essais en place ou en laboratoire) Essais de classification en laboratoire : courbe granulométrique, limites d'Atterberg, Valeur au bleu de méthylène, essai spécifique à la roche (abrasivité, dureté)	- Analyser le comportement du sol : gonflant, serrant, plastique, - Interpréter l'effet des caractéristiques des marins sur l'évolution des paramètres liés au fonçage, - Etude de l'interaction sol/tuyau - Prévision du frottement.
Echantillon de liquide de marinage et de lubrifiant	- Essai in situ de viscosité au cône Marsh - Analyse du liquide de marinage en laboratoire	- Comportement du fluide de marinage durant le fonçage et face aux différents types de sols marinés - Influence sur la qualité du marinage et du couple de la roue de coupe
Caractéristiques du projet	Longueur, profondeur, inclinaison, tuyaux, microtunnelier ...	- Nourrir la base de données d'expériences nouvelles, améliorer la précision des recommandations - Valeurs utilisées dans les calculs concernant le frottement ou la pression en tête
Paramètres de fonçage relevés automatiquement Paramètres de fonçage relevés manuellement	- Position et direction de la machine, corrections apportées..... → - Lubrifiant : nature, quantité, viscosité Marsh et points d'injection..... → - Poussée totale, avancement..... → - Couple de la roue de coupe, sens et vitesse de sa rotation, débit et vitesse des pompes d'alimentation et de refoulement du marinage..... → - Vitesse des vérins..... →	Ils sont essentiels pour analyser :Désalignement des tuyaux +Lubrification ↓frottement + pression en tête ↓ Poussée totale
Carnet de bord du chantier	Délais de pause, arrêts imprévus, explication des problèmes rencontrés et des choix du pilote	Avoir un œil critique sur la signification de certaines évolutions inexplicables

Tableau III.1: Descriptif du suivi mi-lourd et objectifs

Les caractéristiques de chacun des sept tronçons ainsi suivis sont synthétisées dans les Tableau III.2 et Tableau III.3, avec le détail des projets et des éléments du fonçage (microtunnelier, tuyau, station de poussée, marinage, lubrifiant).

chantier	Limoges2	Limoges3	Barr4	Barr3	BarrIII	BarrII	Genève
objet	assainissement						gaz
longueur, m	98	95	10	60	40	70	170
hauteur de couverture, m	3,6 à 14	0,8 à 8,8	4	3,9 à 4,1	2,5 à 3,3	2,1 à 2,5	7 à 30
pente, %	+1,1	-1,1	0	+1,1	-3	+1,2	+1
avancement, m/8h	11,5	13,5	7	9	6		3
machine	Herrenknecht AVN (hydraulique)					Söltau RVS	Herre.AVN
diamètre interne, mm	800		600	800	1000		
tuyau	Bonna en Béton Haute Performance		Steinzeug en grès vitrifié				Bonna Béton H.P.
sol traversé	gneiss altéré arène gneissique	gneiss altéré arène tout-venant		marne et argile gris-noir raides			marne marne gréseuse grès
lubrification	bentonite sur les derniers mètres						bentonite en continu
profondeur nappe, m			2.4	2.4	1.7 à 2.5	1.7m	15 à 27
passage difficile	voie ferrée	carrefour routier	ouvrage en maçonnerie canalisant un ruisseau réseau souterrain très dense – tracé à faible profondeur				fleuve : Rhône
remarques			tube suiveur avec ailette pour éviter le roulis	suiwi partiel à partir de 16m de longueur foncée		suiwi partiel nombreux problèmes arrêt ≈50m	tuyau spécifique avec joint supportant 200kPa
problème rencontré		perte du liquide de marinage importante	roulis important au début	soulèvement du radier de la Kirneck et pollution du ruisseau	léger soulèvement de la chaussée	soulèvement important de la chaussée, arrêt du chantier	avancement très faible

Tableau III.2 : Caractéristiques des sept tronçons suivis

chantier	Limoges2	Limoges3	Barr4	Barr3	BarrIII	BarrII	Genève
Tuyaux	béton HP - BONNA		grès vitrifié – Steinzeug				béton HP BONNA
DN/D _{ext} mm	800/960		603+/-12/760	805+/-17/970	1007+/-23/1178		1000/1275
Poids kg/ml	545		330	430	530		1210,8
Poussée maxi	3000 kN		1609 kN	1982 kN	2070 kN		

a) Les tuyaux de fonçage

chantier	Limoges2	Limoges3	Barr4	Barr3	BarrIII	BarrII	Genève
type	AVN 800B		AVN600	AVN800B	AVN1000	RVS300	AVN1000
marinage	hydraulique						
D _{extmachine} mm	975		760	975	1295		1295
longueur m	3,2		2,1	3,2	3,1		3,1
surcoupe mm	15		0	5	117		20
course vérin guidage mm	50		25	50	60	30	60
capacité station de poussée	2590 kN		2590 kN	2590 kN	3500 kN	3500 kN	3400 kN
station intermédiaire							deux, non utilisées

b) Le microtunnelier

chantier	Limoges2	Limoges3	Barr4	Barr3	BarrIII	BarrII	Genève
couple kN.m	55		30	55	120	140	120
rotation maxi t/min	8		13	8	4	20	4
coefficient d'ouverture de la roue %			19	35		50	
roue de coupe	mixte		rocher	argile			rocher
outil de coupe		molettes	molettes	large pic		petits pics nombreux	molettes

c) La roue de coupe

chantier	Limoges2	Limoges3	Barr4	Barr3	BarrIII	BarrII	Genève
nature du marinage	eau claire						
additif	graphite						polymères
propriété de l'additif	antiabrasif						réduit l'adsorption d'eau par l'argile
séparateur	tapis vibrant et hydrocyclone		tapis vibrants d _{ouverture} =0,4*25mm ²				tapis vibrant et hydrocyclone
lubrifiant	bentonite, à la fin					bentonite injection régulière	

d) Le marinage hydraulique

Tableau III.3: Caractéristiques des éléments du fonçage

Les trois chantiers suivis ont été réalisés avec des microtunneliers à marinage hydraulique de type Herrenknecht (AVN 600, 800 et 1000) ou Soltaü (RVS 300). Ils présentent la possibilité d'inverser le sens du marinage ce qui peut s'avérer utile lors d'une évacuation difficile des marins, par exemple lors du colmatage de la chambre de concassage par de l'argile collante ou lors du bouchage des tuyaux de marinage par une évacuation de sable sec trop importante. La machine Soltaü a aussi l'avantage de disposer d'un quatrième vérin corrigeant le roulis. Par contre à l'instar de l'AVN600, le

RVS 300 évacue les déblais dans le fond du broyeur ce qui paraît plus propice au blocage et au colmatage que l'évacuation vers la partie inférieure de la chambre de concassage des AVN 800 et 1000. Ces deux microtunneliers ont de plus l'avantage de pouvoir injecter le liquide de marinage soit vers l'avant de la chambre de concassage, soit vers l'arrière dans la chambre de marinage, soit dans les deux. Le choix de l'injection dépend du terrain traversé. Par exemple dans un terrain argileux, le marinage se fera vers l'avant pour faciliter l'évacuation des déblais, alors que dans un sable sec, il se fera vers l'arrière pour ne pas déstabiliser le front de taille.

Les tuyaux de fonçage sont des tuyaux en béton armé haute performance (HP), sauf dans le cas du chantier de Barr en Alsace où des tuyaux en grès vitrifié ont été installés.

Les essais géotechniques tels que l'essai au bleu de méthylène, les limites d'Atterberg et la granulométrie ont été menés sur la plupart des échantillons de marins recueillis sur les chantiers de Limoges et de Barr. Les caractéristiques ainsi déterminées sont la valeur au bleu (VBS), la limite de liquidité (w_L), l'indice de plasticité (I_p) et la courbe granulométrique du sol. Ces paramètres permettent la classification des marins recueillis suivant la norme RTR. Associés aux résultats de l'étude géotechnique préliminaire au projet, ils permettent d'en déduire certains critères géotechniques.

Il faut noter avant tout commentaire, que ces résultats correspondent à un sol fortement remanié puisqu'il a été découpé par la roue de coupe, broyé et mélangé au liquide de marinage avant d'être extrait du broyeur à travers les tuyaux de marinage. Toutefois l'évolution de ces échantillons de marins, associée à l'étude géotechnique, nous donne un bon aperçu de l'évolution de la constitution du sous-sol traversé.

2.3.b. Le chantier de Limoges [PHEL, 00c], [PHEL, 99a]

Le chantier consiste en la réalisation, par la société Valentin pour la ville de Limoges, d'un nouveau collecteur d'eaux usées, constitué d'une canalisation en béton haute performance Bonna de diamètre intérieur 800mm. La technique du microtunnelage s'est imposée par la traversée d'un carrefour stratégique ainsi que d'un remblai SCNF à plus de 14m de profondeur et par la rencontre de gneiss altéré. Le microtunnelier utilisé est un AVN 800 d'Herrenknecht à marinage hydraulique (effectué à l'eau claire) muni d'une roue de coupe adaptée à la roche et équipée de molettes de découpe. Un lubrifiant (boue bentonitique) est utilisé très localement vers la fin du tronçon II. La vue en coupe des deux tronçons du chantier de Limoges est présentée Figure III.1.

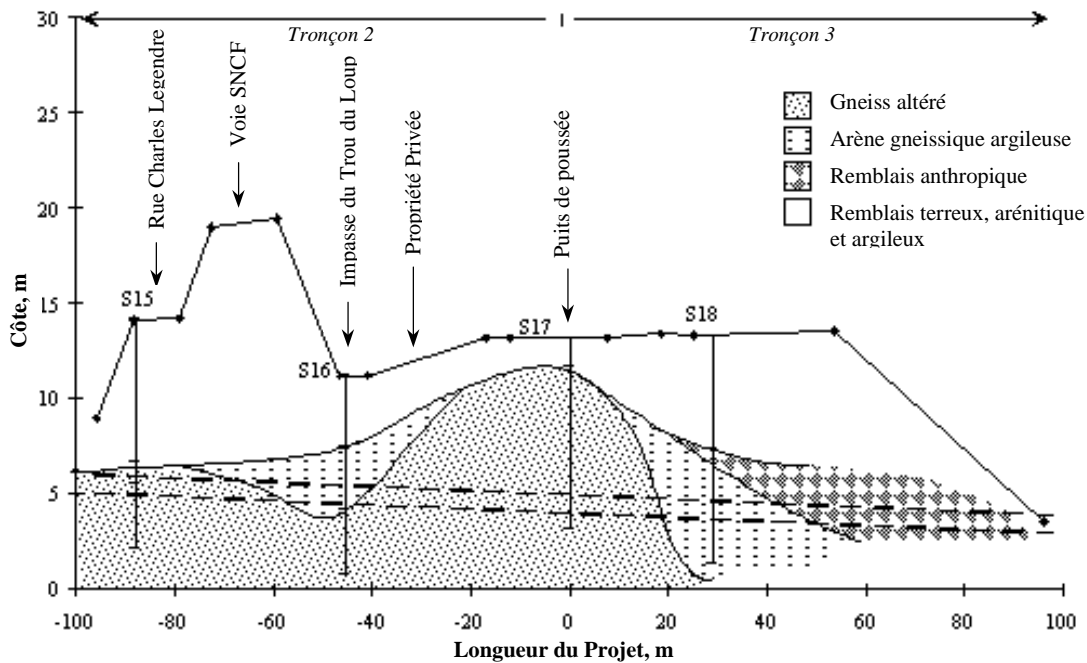


Figure III.1: Vue en coupe du tracé du microtunnel - Limoges

Sont également indiquées les positions des sondages de reconnaissances S15 à S18. Les sols rencontrés lors du fonçage sont une alternance de gneiss altéré, à consistance très raide à dure, et de l'arène gneissique à tendance limoneuse peu plastique dont la consistance est dite moyenne à raide. Au milieu du tronçon 3, le microtunnelier a rencontré des remblais anthropiques. Les résultats des essais effectués, durant l'étude géotechnique préliminaire au projet, sont présentés ci-dessous (Tableau III.4).

n° des sondages	S18	S17	S16	S15
nature géologique du sol rencontré par le microtunnelier	arène gneissique humide	gneiss altéré sec	arène gneissique argileuse moyennement à très humide	gneiss altéré moyennement à très humide
classification RTR	sable peu argileux à argileux	sable et grave très argileux / roche évolutive	sable peu argileux à argileux	sable peu argileux à argileux / roche évolutive
module pressiométrique MPa	6,8	144	6,4	147
pression Limite MPa	0,92	> 3,5	0,91	>3,5
teneur en eau naturelle, %			19	14
valeur au bleu			2	

Tableau III.4: Caractéristiques physiques et mécaniques des sols rencontrés, d'après les sondages

Les marins recueillis après chaque tuyau foncé ont fait l'objet d'analyses granulométriques par voie humide, au laboratoire de l'URGC Géotechnique de l'INSA de Lyon. Les résultats de ces essais sont synthétisés dans le Tableau III.5.

Tronçon 2	S										G		S	
Longueur foncée, en m	4	10	20	30	40	50	60	70	80	90				
Tronçon 3	S			G		S	G			Remblai anthropique				

Si plus de 50 % des éléments > à 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm alors GRAVE
 Si plus de 50 % des éléments > à 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm alors SABLE
 Si moins de 5 % des éléments < 0,08 mm Propre (p)
 Si plus de 12 % des éléments < 0,08 mm Limoneux/Argileux (la)
 Si 5% < % éléments inférieurs à 0,08 mm < 12 % alors Propre Limoneux/Argileux (p-la)

Tableau III.5: Classification des marins – Limoges

Les résultats provenant, soit de l'étude géotechnique sur site, soit des essais en laboratoire, permettent de faire certaines hypothèses concernant la compacité, la densité, la cohésion normale ou non-drainée du sol. Ces hypothèses se basent sur les résultats d'études réalisées par divers auteurs. Elles permettent aussi une meilleure classification du sol selon la proposition de classification FSTT présentée en Annexe 3 [OUVR, 94].

nature géologique du sol rencontré par le microtunnelier	arène gneissique à tendance argileuse moyennement à très humide	gneiss altéré sec à très humide
classification FSTT (provisoire)	classe 4	classe 6
Cu, kPa	115	> 375
N du SPT	8 à 30	15 à > 30
densité	lâche à moyennement dense	moyennement dense à dense
compacité	raide à très raide	très raide à dure
cohésion, c, kPa	50 à 200	100 à >200

Tableau III.6 : Caractéristiques du sol déduites des mesures et de l'Annexe 3

Durant le tronçon 3 du chantier de Limoges, des pertes de liquide de marinage sont apparues lors de la traversée du tout venant et du passage sous faible couverture (moins d'un mètre). A cause de ces phénomènes, l'évacuation des déblais s'est faite difficilement, nécessitant un apport continu d'eau fraîche au circuit de marinage et provoquant le déséquilibre des pressions en tête.

2.3.c. Le chantier de Barr [PHEL, 00b], [PHEL, 98a], [PHEL, 98b]

La communauté de communes du Piémont de Barr, en Alsace, a entrepris un programme de restructuration de son réseau d'assainissement en juin 1997. Le projet d'une longueur totale de 400 m environ est implanté sous la rue de la Kirneck (Figure III.2). Cette dernière se caractérise par un tracé sinueux et étroit, mais surtout par un sous-sol particulièrement encombré par des réseaux et des ouvrages souterrains (Figure III.3). Le plus important est le collecteur du ruisseau de la Kirneck de 4m30 de largeur, alors que l'emprise de la rue est de 9 m par endroits.

étant donnée la profondeur du projet. Les sondages ont montré aussi que le tracé est situé sous la nappe phréatique. Un rabattement de la nappe a donc été nécessaire afin de mettre hors d'eau les puits de poussée et d'arrivée.

Les résultats en laboratoire sur les marins recueillis sont synthétisés dans le Tableau III.7. En raison de la nature globalement argileuse du sol, une granulométrie par laser a été effectuée avec la collaboration de M. Chabannet de l'URGC Matériaux de l'INSA.

Avance ment m	Tuyau n°	Passant à 2 mm %	Passant à 0,2 mm %	Passant à 20 µm %	Passant à 2 µm %	Nature du marin
25.8	11	98.80	95.55	65.50	17.75	limon argilo-sableux
27.8	12	83.80	56.00	39.75	9.70	sable fin à limono-argileux
29.8	13	47.10	46.10	31.30	7.00	cailloux limoneux et peu argileux
30.9	14	100.00	99.30	65.50	16.75	limon argilo-sableux
33.5	15	98.90	98.10	74.90	12.40	
35.8	16	99.00	97.50	80.30	13.80	
37.7	17	95.50	92.50	75.65	12.60	
39.8	18	99.45	97.80	71.70	9.70	limon sableux peu argileux
41.8	19	98.85	96.35	60.65	8.50	
44.0	20	99.30	97.20	74.90	12.40	limon argilo-sableux
46.0	21	79.15	77.20	45.40	13.00	limon sableux peu argilo-graveleux
47.8	22	Limite d'Atterberg : $W_L = 42\%$ & $I_p = 19\%$				argile inorganique à plasticité moyenne (Ap)
50.0	23	72.40	66.60	48.50	12.80	limon sablo-graveleux et un peu argileux
54.2	25	91.30	85.85	60.00	16.90	limon argilo-sableux

a) Tronçon 3

Tuyau	Passant à 0,08 mm %	Passant à 0,002 mm %	
1	98.60	23.65	de manière générale : Argile très plastique (At)
3	99.30	23.80	
7	99.40	26.70	
9	97.10	21.00	
12	99.55	25.75	$W_L = 61\%$ et $I_p = 35\%$ soit une argile inorganique de plasticité élevée

b) tronçon III

Fouille	Passant à 0,08 mm %	limon très plastique
à 38 m	98.50	$W_L = 58\%$ et $I_p = 25\%$ soit une argile limoneuse très plastique ($W_L > 50\%$)

c) Tronçon II

Tableau III.7 : Résultat de la granulométrie des marins – tronçon 3 - Barr

Le terrassement du puits de sortie du tronçon 3 a été réalisé pendant le fonçage du tronçon. Il a révélé la présence de grès rose des Vosges friable, non prévue par l'étude géotechnique. Le microtunnelier a rencontré ce type de terrain du pm 54 (Tuyau 26) à la fin. Les marins à la sortie de la désableuse correspondaient à du sable caillouteux rouge. Des essais d'abrasivité et de broyabilité ont été réalisés sur un échantillon de roche intacte recueilli au fond du puits de sortie, par le laboratoire de Géomécanique de l'ENSG de Nancy, selon la norme NF P 18-579. Les résultats démontrent un sol facilement broyable et d'abrasivité nulle : Abrasivité : $A_{BR} = 0$, Broyabilité : $B_R = 56$

Les résultats provenant soit de l'étude géotechnique sur site, soit des essais en

laboratoire, permettent d'évaluer les caractéristiques mécaniques du sol (Tableau III.8), suivant l'Annexe 3.

	tronçon 3	tronçons II & III
nature du sol	marne gris-noir	marne et argile grises
Classification FSTT	classe 5	
c_u, kPa	110	120
N du SPT	8	9.5
Densité	lâche à moyennement dense	
Compacité	raide	
Cohésion, c, kPa	50	
Adhérence, c_a, kPa	2	
Plasticité	moyenne	forte
Aptitude au gonflement	faible	moyenne (II) forte (III)

Tableau III.8: Caractéristiques du sol déduites des mesures

Le liquide de marinage a fait l'objet aussi de prélèvements sur site. Le groupe Rhéologie des Fluides du Laboratoire d'Etudes Aérodynamiques de l'ESIP a réalisé une étude rhéométrique post-chantier [BESQ, 00]. Il en ressort que le fluide de marinage en se chargeant en fines durant le fonçage dans les argiles et marnes augmente ses valeurs de contrainte seuil et de viscosité limite. La rencontre du grès au tronçon III provoque la diminution de la contrainte seuil et une faible augmentation de la viscosité limite. Ce phénomène se traduit par une amélioration de l'évacuation des déblais sur le site. Le paramètre de seuil semble être un paramètre important à suivre lors du creusement. Rajoutons que la contrainte seuil est directement liée aux forces de cohésion qui croissent de manière exponentielle avec la fraction solide.

Durant le fonçage des tuyaux dans les argiles et marnes de Barr, des problèmes d'évacuation des déblais en tête ont été rencontrés sur les trois tronçons concernés (3, II et III). Ils ont entraîné un fort ralentissement des cadences d'avancement, et ont perturbé l'équilibre des pressions au front de taille. Des refoulements de sol sont alors apparus. Durant le fonçage des tronçons II et III, ces refoulements ont créé des dégâts en surface : fissurations et soulèvements de la chaussée. Ces derniers ont été particulièrement importants lors du tronçon n° II, entraînant l'arrêt du fonçage. La pose de la canalisation s'est terminée ironiquement en tranchée ouverte. Dans le cas du tronçon n°3, le tracé passe sous un ouvrage en maçonnerie drainant un ruisseau et contenant dans son radier la canalisation des eaux usées. La distance entre cet important ouvrage et le microtunnel n'est que de 60 à 80cm. Le refoulement des sols, dû à un marinage difficile des argiles et marnes traversées, provoque le soulèvement du radier puis la mise en contact des deux eaux et finalement la pollution du ruisseau.

2.3.d. Le chantier de Genève [PHEL, 00d], [PHEL, 99a]

Ce chantier concerne la réalisation d'un passage pour un gazoduc sous le Rhône, effectué par l'association Reymond S.A. - Zschokké pour Gaznat (Figure III.4). La

longueur du tronçon (170m), le diamètre des tuyaux à poser (1000mm intérieur), la profondeur de pose (jusqu'à 30m) et la possibilité de rencontrer des blocs erratiques ont imposé la technique du microtunnelage. Le microtunnelier utilisé est un AVN 1000 d'Herrenknecht à marinage hydraulique effectué à l'eau claire. Les tuyaux foncés, fabriqués par Bonna, et constitués d'un béton haute-performance, ont une épaisseur spéciale (diamètre extérieur 1275 mm), du fait de leur utilisation en vue d'un gazoduc. Deux stations intermédiaires ont été installées mais il n'a pas été nécessaire de les utiliser. En ce qui concerne la lubrification, une boue bentonitique a été injectée de manière régulière tout au long du fonçage.

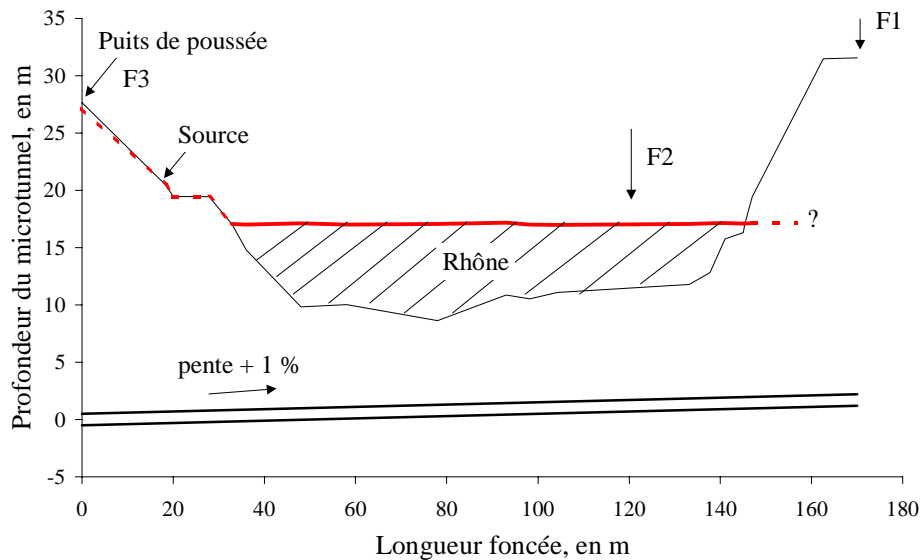


Figure III.4 : Vue en coupe du tracé du microtunnel - Genève

Le profil géologique comporte de la molasse rouge saine et présente une alternance de grès fin à cimentation moyenne, de marnes bariolées sensibles à l'altération et de marnes gréseuses compactes peu altérables (Tableau III.9). L'étude géotechnique comportait trois sondages F1 à F3 situés sur la Figure III.4.

Nature du sol	Marne	Marne gréseuse	Grès tendre	Grès dur
masse volumique apparente kN/m^3	22.9	24.6	22.2	24.5
masse volumique sèche kN/m^3	24.6	25.7	23.9	25.5
N° de von Moos pénétromètre dynamique	>100	>100	>100	>100
résistance à la compression simple, R_c MPa	6	10	15	19.2
angle de frottement interne, ϕ' en °	25	30		35
cohésion, c' en kPa	30	>70		>100
teneur en eau naturelle, %	7.5	4.2	7.7	4.4

Tableau III.9 : Caractéristiques physiques et mécaniques des sols rencontrés

Les résultats provenant soit de l'étude géotechnique sur site, soit des essais en laboratoire, permettent d'évaluer les caractéristiques mécaniques du sol (Tableau III.10), suivant l'Annexe 3.

La possibilité de rencontrer des blocs erratiques a impliqué l'utilisation d'une roue de

nature du sol	marne	marne gréseuse	grès tendre	grès dur
classification FSTT	classe 5		classe 6	
N du SPT	> 30			
compacité	très dure			
cohésion, c, kPa	> 200			
adhérence, c _a , kPa	0.5 à 0			

Tableau III.10 : Caractéristiques du sol déduites des mesures et de l'Annexe 3

coupe adaptée à la roche et munie de molettes. Une autre éventualité est de rencontrer des failles géologiques : c'est pourquoi des tuyaux spécifiques, dont les joints peuvent supporter une pression d'eau de 200 kPa (la pression in situ étant de 150 kPa) ont été prévus.

Le choix d'une roue de coupe adaptée au rocher avec un terrain constitué majoritairement de marnes va rendre difficiles l'extraction et l'évacuation, entraînant une faible cadence d'avancement.

2.4. CONCLUSION

La présentation des 7 tronçons suivis montre la complémentarité qu'ils apportent à la base de données concernant les microtunnels réalisée par Pellet [PELL 97]. Une comparaison synthétique est présentée dans le Tableau III.11. Elle fait ressortir les éléments nouveaux (en gras) élargissant le domaine de connaissances.

données fournies par	Pellet [PELL, 97]	cette étude
nature du tuyau de fonçage	béton HP, béton à Ame Tôle	béton HP, grès vitrifié
diamètre extérieur du tuyau foncé	640 à 1080 mm	760 à 1275 mm
microtunnelier	à marinage hydraulique : Markham, Super mini 500 Herrenknecht, AVN500, AVN500B, AVN800 à marinage pneumatique : NLW 500	à marinage hydraulique : Soltaü : RVS300 Herrenknecht : AVN600, AVN800B, AVN1000
nature des sols traversés	- sable propre - sable,grave,cailloutis propre compact - sable limoneux - argile sableuse peu plastique - marne argilo-limoneuse très plastique avec sable argileux lâche	argile et marne raide marne et marne gréseuse compactes arène gneissique tout-venant anthropique gneiss altéré grès rose des Vosges grès dur
profondeur du tracé	3 à 9 m	0.8 à 33 m
profondeur de la nappe	4 à 6m	0.8 à 15 m

Tableau III.11 : Eléments nouveaux apportés par les observations in situ à la base de données

3. ETUDE DU FROTTEMENT SOL/TUYAU D'APRES LES SUIVIS IN-SITU

Grâce à l'étude géotechnique préliminaire au projet et aux essais en laboratoire sur les marins recueillis, les données du fonçage enregistrées automatiquement ou manuellement vont pouvoir être analysées en terme de frottement et de pression en tête. La poussée totale est en effet la résultante de la résistance aux frottements, F , entre le sol et le microtunnel et de la poussée du bouclier au front de taille, due au contact entre la roue de coupe et le sol et à la pression du liquide de marinage (Figure III.5).

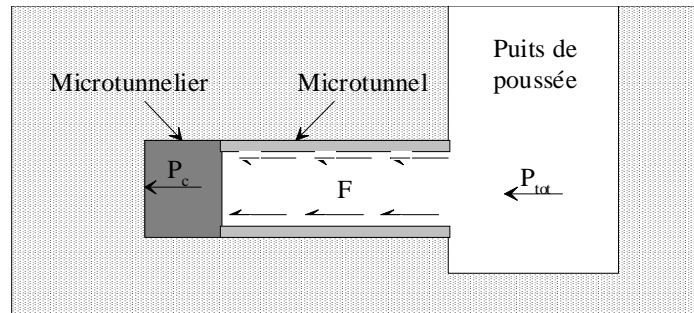


Figure III.5 : Schématisation des forces créées durant le fonçage

Ces résultats expérimentaux permettent le développement d'une méthode de prévision des efforts de poussée lors du microtunnelage. La prévision de la poussée totale P_{tot} est nécessaire au dimensionnement de tout projet de microtunnel et donc au choix des tuyaux de fonçage, de la capacité de la station de fonçage, du massif de réaction, du nombre de stations intermédiaires. Une erreur d'estimation entraîne soit un surcoût dû à une surestimation soit un éventuel arrêt du chantier si il y a eu sous-estimation.

3.1. PRINCIPE DE L'ETUDE

La mesure principale des efforts créés durant le fonçage concerne la poussée totale P_{tot} exercée par les vérins dans le puits de poussée sur la totalité du train de tuyaux.

L'interprétation de la poussée totale en terme de frottement dynamique, f et statique, f_{stat} , est exposée dans la suite de ce chapitre. Cette interprétation se base sur les travaux de recherche de Pellet [PELL, 97] :

- ✓ les minima de la poussée totale correspondent à des phases de fonçage où l'effort en tête P_c est voisin de zéro. Ces mesures caractérisent alors le frottement sol/tuyau durant le fonçage, soit le frottement dynamique f , d'où :

$$\min(P_{tot}) = \int_0^L \pi \cdot D_{ext} \cdot f \cdot dl$$

- ✓ les maxima de la poussée totale correspondent soit à des phases où l'effort en tête est prédominant, soit à une augmentation forte du frottement due à un arrêt prolongé du fonçage associé à un fluage du sol autour du microtunnel. Si tel est le cas, les maxima caractérisent alors le frottement statique sol/tuyau tel que :

$$\max(P_{tot}) = \int_0^L \pi \cdot D_{ext} \cdot f_{stat} \cdot dl$$

Remarque : Dans certains cas, notamment lorsque le marinage est insuffisant, la poussée en tête est toujours élevée, il est alors difficile d'évaluer le frottement.

3.2. LE FROTTEMENT DYNAMIQUE UNITAIRE

3.2.a. Chantier de Limoges

L'évolution de la poussée totale avec la longueur foncée du tronçon 2 est représentée sur la Figure III.6. On peut remarquer trois phases, [PHEL, 00c] :

1. une évolution lente (de 280 à 440 kN) jusqu'à 54m,
2. de 54 à 80m : une augmentation sensiblement plus rapide (de 440 à 1200 kN en moins de 30m) correspondant à une hauteur de couverture supérieure,
3. de 80m à la fin : un accroissement important de la poussée (de 1200 à 2300 kN) correspondant à la rencontre d'une arène humide plus frottante associée à une reprise du fonçage suite à un arrêt d'un week-end, puis une chute brutale de la poussée à la fin du fonçage correspondant à la sortie du microtunnelier dans le puits d'arrivée.

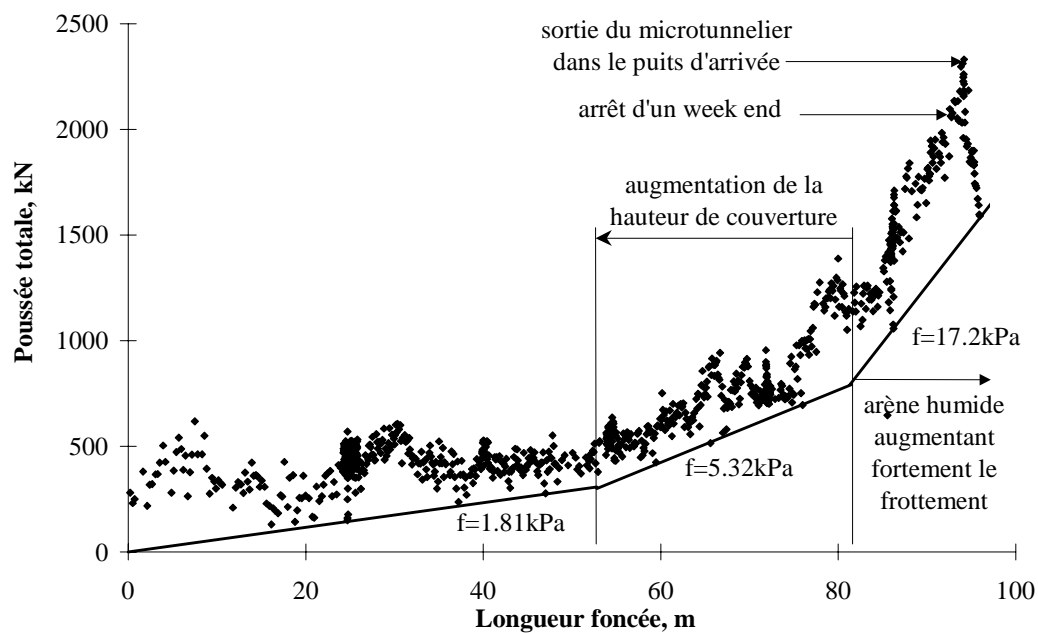


Figure III.6 : Evolution de la poussée totale - Limoges - tronçon 2

Pour le tronçon 3, l'évolution de P_{tot} apparaît plus irrégulière mais globalement croissante avec la longueur foncée (Figure III.7). Les irrégularités sont dues à la traversée de sols plus hétérogènes entre les pm0 et 25 et à des problèmes de stabilité vers la fin du tronçon, dus à la très faible hauteur de couverture du sol (80cm). Ils ont nécessité l'arrêt du marinage, l'ouverture d'une tranchée et le passage en pousse-tube.

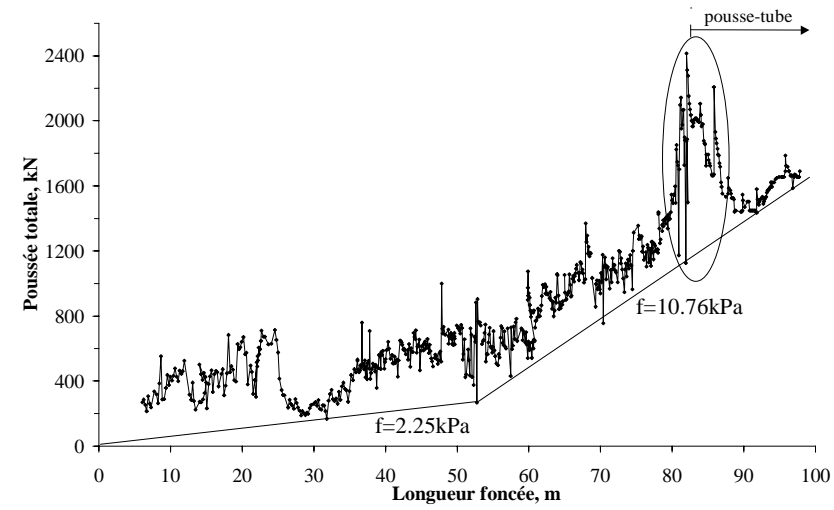


Figure III.7 : Evolution de la poussée totale - Limoges - tronçon 3

Les résultats en frottement dynamique sont synthétisés dans le tableau suivant :

0 à 53 m	1.8 kPa
53 à 81 m	5.3 kPa
81 à 95 m	17.2 kPa

Tronçon 2

0 à 60 m	2.2 kPa
60 à 95 m	10.8 kPa

Tronçon 3

Tableau III.12 : Valeurs du frottement unitaire dynamique f – Limoges

3.2.b. Chantier de Barr

L'évolution de la poussée totale est présentée pour les tronçons suivis entièrement durant le chantier de Barr, soit les tronçons 3 et III (Figure III.8, Figure III.9). Les mesures relevées lors des tronçons 4 et II sont insuffisantes pour une analyse détaillée [PHEL, 00b].

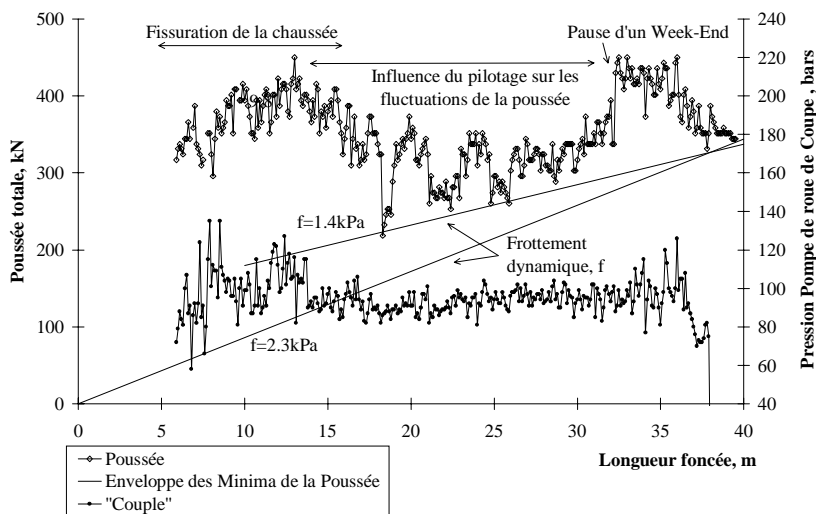


Figure III.8 : Evolution de la poussée totale et du « couple » - Barr - tronçon III

La Figure III.8 représente l'évolution de la poussée totale P_{tot} et du « couple » en fonction de la longueur foncée du tronçon III. L'évolution de la poussée n'est pas continue et présente un comportement en poussée atypique. Au début du tronçon, on observe une forte augmentation de la poussée totale, associée à des valeurs du « couple » irrégulières et élevées, indiquant un problème de marinage de l'argile. Afin de limiter le couple, représentant un indicateur de bourrage, le pilote modère la poussée en agissant sur les vitesses d'avancement des vérins. Dans le même temps, il va augmenter le débit retour afin d'extraire plus facilement le sol et diminuer par là même la pression en tête et le couple de rotation de la roue de coupe. Le pilote se fixe alors une valeur maximale du couple à ne pas dépasser. Entre 17 et 26m, on observe une fluctuation des valeurs de la poussée qui peut s'expliquer par des méthodes de pilotage différentes. De 26.5 à 32.3m, la méthode prise par le pilote est plus homogène et nous laisse entrevoir une augmentation normale des valeurs de la poussée en fonction de la longueur foncée. Au pm 32.3, l'augmentation très nette de la poussée est consécutive à un arrêt du fonçage pendant un week-end. Les dernières valeurs de la courbe d'évolution de la poussée de fonçage concernent le dernier tuyau qui est foncé en pousse-tube. Ces dernières valeurs correspondent donc essentiellement à l'effort de frottement sur l'ensemble de la canalisation posée. Ces valeurs sont donc à prendre en considération lors de l'évaluation du frottement dynamique.

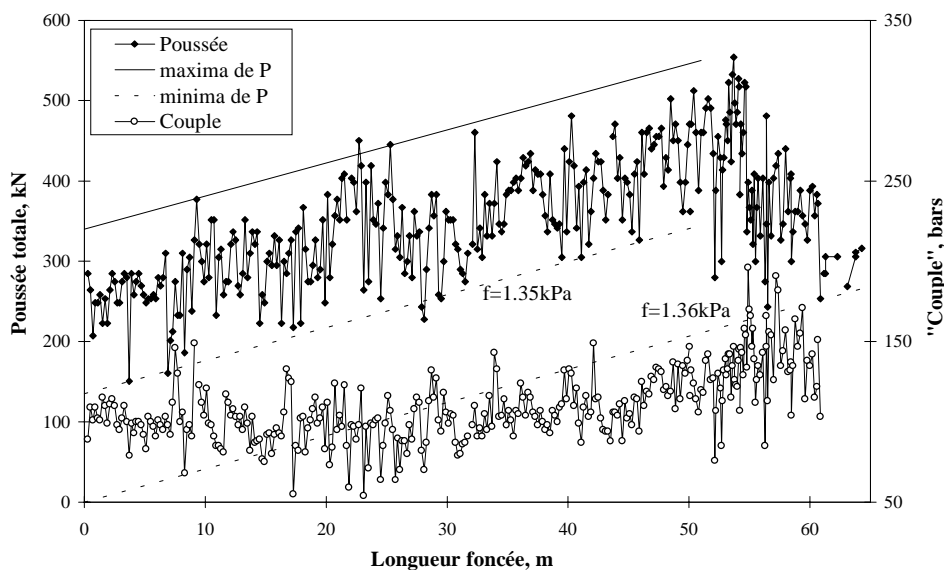


Figure III.9 : Evolution de la poussée totale et du « couple » - Barr - tronçon 3

La Figure III.9 présente l'évolution de la poussée totale de fonçage et du « couple » pour le tronçon 3. La courbe de poussée totale évolue normalement entre 0 et 54m. Cette augmentation constante s'explique par la bonne homogénéité des terrains traversés et un pilotage régulier. De la même manière, on observe une certaine constance du paramètre « couple » autour de la valeur 100bars entre le pm0 et 44.

Puis on note une légère augmentation du « couple » jusqu'au pm54, correspondant à un changement progressif du terrain, allant des marnes grises au grès rose des Vosges. Les éléments devenant de plus en plus grossiers jusqu'à devenir une masse rocheuse broyable, la roue de coupe nécessite plus de puissance afin de découper le front de taille, sachant que les outils dont elle est équipée sont des dents adaptées aux sols argileux. Puis à partir du pm 54, on entre entièrement dans la section de grès rose des Vosges. Le pilotage devient de plus en plus délicat, la roue de coupe se bloque, par moment, au niveau du front de taille, entraînant un phénomène de roulis. Le pilote diminue alors la vitesse d'avancement des vérins et donc la poussée exercée sur les tuyaux. Le « couple » reste assez élevé avec de fortes variations dues à l'extraction du grès.

Les enveloppes des minima de poussée de ces deux tronçons ne passent pas par l'origine, elles tiennent donc compte d'autres phénomènes parasitant l'interprétation. Le frottement dynamique unitaire résultant est alors minimaliste. Pour déterminer le maximum de ce frottement, il existe deux points connus : l'origine et les dernières valeurs de poussée totale correspondant à la mise en place des derniers tuyaux du microtunnel en pousse tube (le microtunnelier étant sorti dans le puits d'arrivée). Les résultats sont les suivants :

tronçon 3	f = 1,35 kPa	dans les argiles et marnes grises raides moyennement à très plastiques
tronçon III	f = 1,4 à 2,3 kPa	

3.2.c. Chantier de Genève

Les valeurs de poussée totale du chantier de Genève ne suivent pas un évolution progressive (Figure III.10). Elles sont fortement dépendantes de la hauteur de couverture qui varie de 7 à 30m et de la difficulté de marinage du sol fortement argileux avec une roue de coupe adaptée à la roche [PHEL, 00d] . Il est difficile d'en déduire une valeur de frottement. Cependant une estimation minimaliste consiste à considérer principalement les dernières valeurs de poussée, soit vers 170m de longueur foncée. Ces valeurs correspondent uniquement au frottement sur l'ensemble du microtunnel posé puisque la machine est sortie dans le puits d'arrivée, P_c est alors nulle. Une estimation des valeurs maximales reprend une enveloppe des poussées totales minimales. Les résultats sont alors les suivants :

min (f) = 0,65 kPa	dans une alternance de marne gréseuse et de grès plus ou moins durs
max (f) = 2,32 kPa entre 0 et 48m	

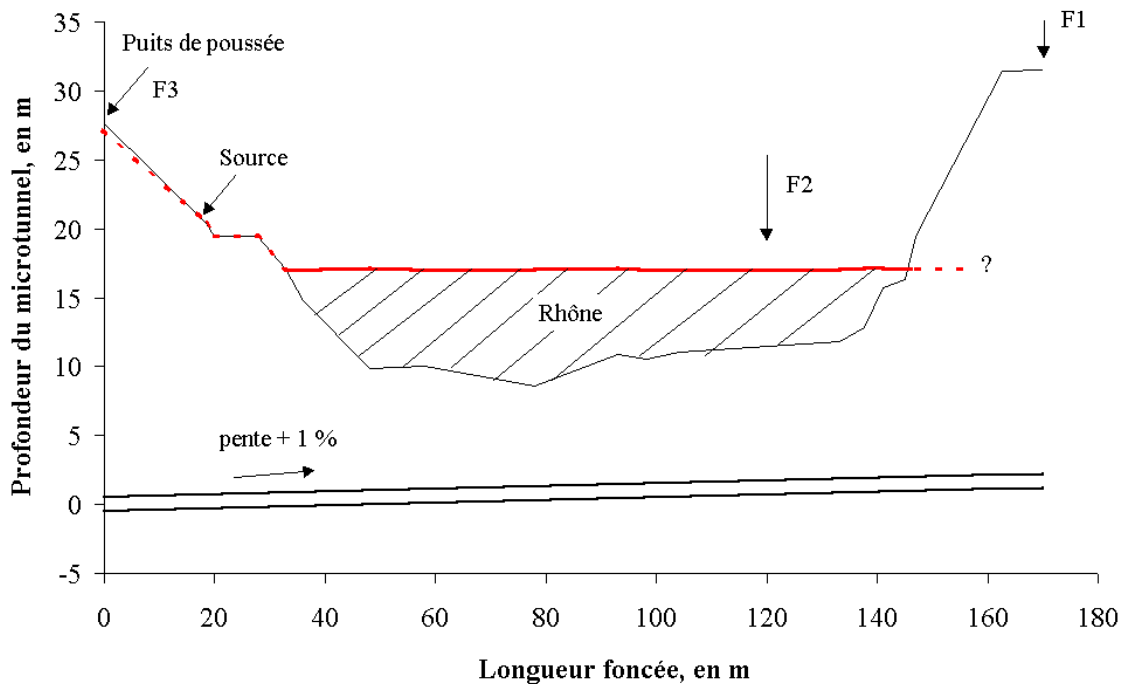
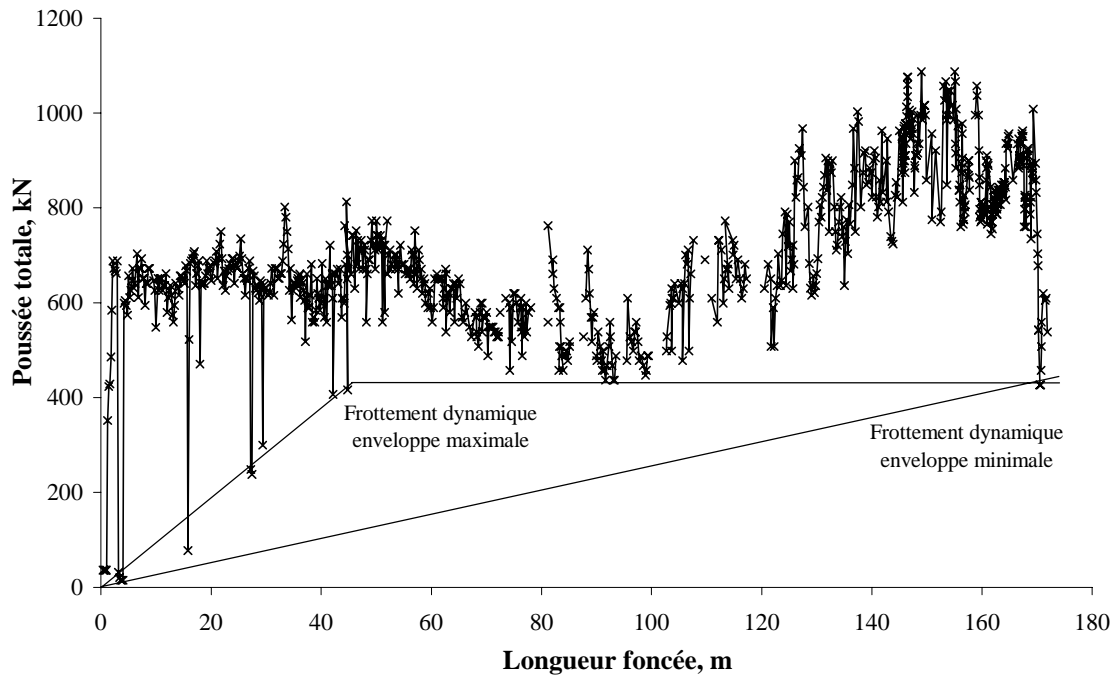


Figure III.10 : Evolution de la poussée totale et de la topographie selon l'avancement - Genève

3.3. ETUDE DE L'EXCAVATION CREEE PAR LA SURCOUPE

3.3.a. Vérification de la stabilité de l'excavation

Afin de mieux comprendre le comportement à l'interface sol/tuyau une étude de la stabilité de l'excavation est réalisée. Elle se base sur les études de la Pipe Jacking Association [MILL, 95].

✓ Sur le chantier de Limoges, les sols rencontrés sont des gneiss altérés et des arènes gneissiques que l'on a classifiés comme des sables à graves peu argileux à très argileux plus ou moins humides. Il n'a pas été possible de réaliser des essais mécaniques sur des échantillons intacts en laboratoire. Toutefois les marins recueillis présentaient une cohésion non-négligeable permettant d'assurer la stabilité de la surexcavation dans le cas du tronçon 2 et de la première partie du tronçon 3. Dans la deuxième partie du tronçon 3 de Limoges, le tout-venant rencontré semble avoir toutes les caractéristiques pour engendrer une excavation instable.

✓ Les sols rencontrés sur les chantiers de Barr sont des argiles et marnes gris-noir. Ces sols sont classés comme cohérents. La pression requise pour stabiliser la surexcavation est exprimée par : $\sigma_T = \gamma \left(h + \frac{D_e}{2} \right) - T_c \cdot c_u$ [MILL, 95a].

Les paramètres nécessaires à ce calcul sont répertoriés dans le tableau suivant.

Chantier	tronçon 3	tronçon III
Sol	argile et marne gris-noir – sous la nappe	
γ_h , kN/m ³	20	20
h, m	4	2.5 à 3.3
D_e , m	0.975	1.295
c_u , kPa	115	123
h/ D_e	4.1	1.9 à 2.5
T_c	4.29	3.97 à 4.2
résultat	$\sigma_T \leq 0$	

L'excavation est donc stable à court terme pour ce chantier. Cela peut expliquer les faibles frottements dynamiques trouvés au chapitre III.3.2.b.

✓ Les sols rencontrés sur le chantier de Genève correspondent à une alternance de grès altéré et de marne gréseuse. L'étude géotechnique donne des valeurs générales de leur cohésion et de leur angle de frottement. Ces sols sont donc considérés comme cohérents-frottants.

Toutefois, ces sols sont à prédominance limoneuse et argileuse. Selon une analyse granulométrique effectuée sur un échantillon plutôt gréseux, environ 60% des grains sont inférieurs à 80 μ m. Si l'on considère que ces sols sont cohérents, la résistance à la compression simple indiquée dans l'étude géotechnique permet de déterminer une possible cohésion non-drainée : $c_u = R_c/2$ soit 3000kPa. Les paramètres nécessaires au calcul sont répertoriés dans le tableau suivant :

Sol	alternance de grès altéré et de marne gréseuse sous la nappe
$\gamma_h, \text{kN/m}^3$	23.55
h, m	7 à 30
D_e, m	1.295
h/D_e	4.6 à 25.5
T_c	4.29
résultat	$\sigma_T \leq 0$

La pression requise pour stabiliser la surexcavation est alors négative. L'excavation est donc stable à court terme. Ce résultat peut expliquer les faibles frottements dynamiques trouvés au chapitre III.3.2.c.

3.3.b. La convergence du sol autour du microtunnel

Si la convergence du sol est supérieure ou égale à la surcoupe, il y aura alors contact entre le sol et la surface des tuyaux. Rappelons que les déformations du sol dues à la convergence sont calculées d'après les formules suivantes [MILL, 95] :

$$\Delta_v = \frac{1-v_s^2}{E_s} \cdot D_e \cdot (3\sigma_v - \sigma_h) \quad \text{et} \quad \Delta_h = \frac{1-v_s^2}{E_s} \cdot D_e \cdot (3\sigma_h - \sigma_v)$$

On rappelle que σ_v correspond à la contrainte verticale effective initiale, et σ_h à la contrainte effective horizontale initiale. Ces deux paramètres sont reliés par la formule suivante : $\sigma_v = K_0 \cdot \sigma_h$ avec $K_0 = 1 - \sin \varphi$ (dans le cas d'un sol normalement consolidé).

En ce qui concerne le coefficient de Poisson du sol traversé, v_s , la valeur moyenne généralement utilisée dans les calculs est 0,3. Pour le module d'Young du sol, E_s , il peut être déterminé par la formule suivante à partir du module pressiométrique du sol, E :

$$E_s = 0,74 \cdot E_{\text{oed}} = 0,74 \cdot \alpha \cdot E$$

Cette formule utilise la relation de L. Ménard [AFNO, 95] reliant le module pressiométrique E et le module oedométrique E_{oed} par le coefficient rhéologique, appelé aussi coefficient de structure du sol, dépendant de la nature et de l'état du sol [PHIL, 97].

Après avoir exposé la méthode de calcul et les hypothèses utilisées, les résultats des calculs réalisés sur les différents tronçons suivis sont maintenant présentés.

* Le chantier de Limoges

Dans le cas du chantier de Limoges, on dispose d'essais pressiométriques réalisés dans l'arène gneissique et le gneiss altéré. Les résultats et les conclusions concernant le module d'Young utilisé pour la suite du calcul sont exposés dans le tableau suivant :

	pl (MPa)	E (MPa)	hypothèse sur la nature du sol	coefficient de structure du sol, α	module d'Young, E_s (kPa)
arène gneissique	0.92	6.6	sable normalement consolidé	1/3	1630
gneiss altéré	3.5	145	sable très serré	1/2	53650

Tableau III.13 : Module d'Young du sol – chantier de Limoges

Les caractéristiques telles que le poids volumique du sol, γ_h , la cohésion, c , et l'angle de frottement interne du sol, ϕ , sont issues de la classification des sols proposée par Ouvry en Annexe 3 [OUVR, 95], l'arène gneissique traversée étant considérée comme un sol de classe 4 et le gneiss altéré comme un sol de classe 6.

Un récapitulatif des valeurs utilisées pour le calcul de la convergence du sol durant le déchargement, et les résultats de ce calcul sont exposés dans le tableau suivant :

	arène gneissique		gneiss altéré	
module d'Young, E, kPa	1630		53650	
coefficient de Poisson, ν	0.3		0.3	
diamètre de l'excavation, D_e, m	0.975		0.975	
hauteur de couverture, h, m	3.6 à 14 (tronçon2) et 0.8 à 8.8 (tronçon3)			
poids volumique, γ_h, kN/m³	19		20	
cohésion, c, kPa	0		0	
angle de frottement interne, ϕ, °	34		38	
	Tronçon 2		Tronçon 3	
	arène	gneiss	arène	gneiss
σ_v, kPa	78 à 290		24 à 186	
σ_h, kPa	31 à 121		10 à 78	
δ_v, mm	110 à 410	3.4 à 12.4	340 à 260	1.0 à 7.9
δ_h, mm	8.2 à 40	0.2 à 1.2	3.3 à 26.1	0.1 à 0.8
surcoupe sur le diamètre, mm	15			
conclusion	contact	contact en vertical	contact	pas de contact

Tableau III.14 : Calcul de la convergence du sol dans le vide annulaire - Limoges

Les résultats des convergences du Tableau III.14 indiquent une convergence verticale environ 10 fois supérieure à la convergence horizontale. La surexcavation prend donc une forme à long terme ellipsoïdale à petit axe vertical. Une comparaison des résultats entre le gneiss altéré et l'arène gneissique montre que la convergence est environ 4 fois supérieure dans les arènes gneissiques que dans le gneiss altéré. Le gneiss apparaît ainsi plus stable sur le long terme, certainement dû à sa nature subrocheuse. Concernant le vide annulaire, même si l'excavation est supposée stable, la convergence du sol autour des tuyaux entraîne un déplacement vertical des arènes gneissiques bien supérieur à la surcoupe pratiquée alors qu'il n'entraînerait pas de fermeture complète dans les gneiss.

La convergence étant plus importante dans les arènes gneissiques, on peut donc supposer qu'un frottement statique après interruption du fonçage est à envisager. De plus, le tracé du tronçon 2 se situe pour ces $\frac{3}{4}$ dans des arènes gneissiques, contrairement au tronçon 3, le risque sera donc plus grand.

Ces calculs sont à prendre avec précaution, ainsi que leur conclusion, car les caractéristiques du sol E_s et ν_s sont des valeurs globales. Il ne faut pas oublier non plus qu'aucune caractéristique du remblai anthropique traversé par le tronçon 3 n'est disponible. Aussi aucun calcul n'a pu être réalisé.

** Le chantier de Barr*

Les deux tronçons traversent des marnes et argiles grises raides, que l'on peut caractériser comme un sol de classe 5 selon la classification proposée par Ouvry [OUVR, 95]. La pression limite p_l de cette classe de sol est égale à 2,5 MPa. L'argile étant raide, on considère donc que le coefficient de structure du sol, α , est égal à 1 et $E=29.6$ MPa. Les caractéristiques du sol et les résultats du calcul de la convergence du sol sont synthétisés dans le tableau suivant :

	tronçon 3	tronçon III
module d'Young, E, kPa	29600	
coefficient de Poisson, ν	0.3	
diamètre de l'excavation, D_e, m	0.975	1.295
hauteur de couverture, h, m	3.9 à 4.1	3.3 à 2.5
hauteur d'eau, h_w, m	2.4	2.5 à 1.7
poids volumique, γ_h, kN/m³	20	
cohésion, c_u, kPa	75	
angle de frottement interne, ϕ_u °	10	
σ_v, kPa	58 à 62	48 à 32
σ_h, kPa, avec $K = 1 - \sin\phi_u$	48 à 51	40 à 27
δ_v, mm	3.9 à 4.2	3.2 à 2.2
δ_h, mm	2.6 à 2.8	2.2 à 1.5
surcoupe sur le diamètre, mm	5	117
conclusion	contact	pas de contact

Tableau III.15 : Calcul de la convergence du sol dans le vide annulaire - Barr

Le caractère raide des marnes et argiles concernées par ce chantier se retrouve dans le calcul de la convergence, puisqu'il y a seulement 3.4mm de déplacement vertical en moyenne et 2.2mm en horizontal. Toutefois la surcoupe réalisée durant le tronçon 3 est de 5mm sur le diamètre soit 2.5mm sur le rayon. L'excavation est stable mais elle se referme entièrement autour des tuyaux, pouvant générer des frottements dynamiques supplémentaires ainsi que des frottements statiques. Dans le cas du tronçon III, l'excavation est stable et il n'y a pas de contact entre le sol et le tuyau. Toutefois, il faut garder en mémoire le caractère très plastique des marnes et argiles rencontrées durant ce tronçon et donc leur tendance au gonflement. Un resserrement du sol est donc possible à moyen ou à long terme.

Il faut prendre ces résultats avec beaucoup de prudence. Ils supposent que le marinage a parfaitement fonctionné et que la surcoupe est vide, or en réalité il y a eu refoulement du sol en tête et colmatage de la roue de coupe ce qui remet en cause l'hypothèse d'une surcoupe parfaite.

** Le chantier de Genève*

Le sol traversé par le microtunnel est une alternance de marne, de marne gréseuse et de grès plus ou moins dur. Les valeurs de cohésion, c , d'angle de frottement interne, φ , et de poids volumique de ces sols sont déterminées par des essais de reconnaissance avant le chantier. Pour les valeurs de coefficient de Poisson et de module d'Young, on classe le sol selon l'Annexe 3 comme un sol de type 5.

Les caractéristiques des sols utilisées pour le calcul de la convergence élastique du sol ainsi que les résultats sont présentés dans le Tableau III.16:

module d'Young, E, kPa	29600
coefficient de Poisson, ν	0.3
diamètre de l'excavation, D_e, m	1.295
hauteur de couverture, h, m	7 à 30
hauteur d'eau, h_w, m	15 à 26.5
poids volumique, γ_h, kN/m³	23.5
cohésion, c, kPa	70
angle de frottement interne, φ°	30
σ_v, kPa	106 à 546
σ_h, kPa, avec $K = 1 - \sin\varphi$	53 à 273
δ_v, mm	10.6 à 54.4, $\delta_{vmoy} = 23$
δ_h, mm	2.1 à 10.9, $\delta_{hmoy} = 4.6$
surcoupe sur le diamètre, mm	20
conclusion	contact en vertical

Tableau III.16 : Calcul de la convergence du sol dans le vide annulaire - Genève

La surcoupe réalisée durant ce chantier est de 20mm sur le diamètre soit 10mm sur le rayon. La convergence calculée est en moyenne deux fois supérieure verticalement et deux fois inférieure horizontalement. La surexcavation prend donc la forme d'une ellipse de petit axe vertical. Il y a donc contact en clef et en radier du microtunnel, en théorie, uniquement sur les 30 premiers mètres et sur les 25 derniers mètres. Or, une injection régulière de boue bentonitique dans ce vide annulaire est réalisée en quantité suffisante pour remplir entièrement ce vide (Figure III.11) et le maintenir ; le frottement dynamique relativement faible durant ce chantier le confirme.

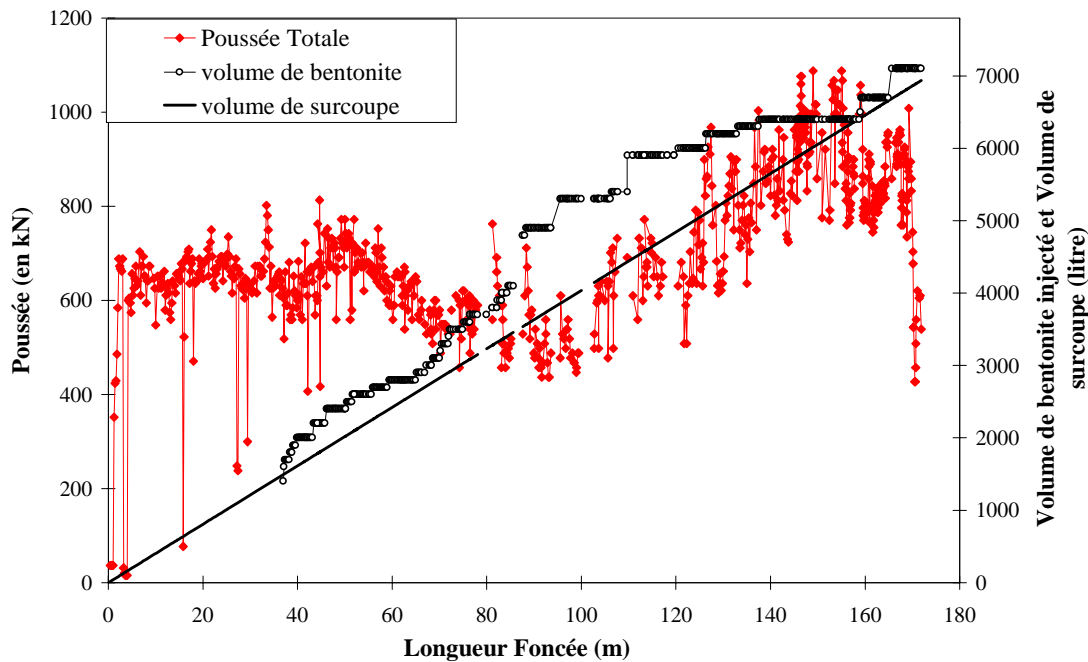


Figure III.11 : Comparaison entre le volume injecté de lubrifiant et le volume de vide annulaire

3.3.c. Conclusions

Concernant le chantier de Limoges, que l'on prenne l'hypothèse d'une excavation stable ou non, on aura, dans les deux cas, contact entre le sol et le tuyau. Cette conclusion se retrouve pour le tronçon 3 de Barr. Par contre, il n'y a apparemment aucun contact autour du microtunnel du tronçon III de Barr, mais il ne faut pas oublier le caractère très plastique du sol traversé. Le cas du chantier de Genève est plus spécifique, les convergences calculées sont supérieures à la surcoupe sur 55m, mais l'injection de lubrifiant dans le vide annulaire permet de le maintenir.

Ces résultats sont toutefois à prendre avec précaution, puisqu'ils dépendent fortement de la valeur du module d'Young du sol, E_s , qui est dans la plupart des cas déduit des caractéristiques pressiométriques.

Cette analyse caractérise la stabilité ou non des excavations. Elle permet ainsi de calculer la résistance totale au frottement nécessaire en utilisant judicieusement la théorie de Haslem, de Milligan ou du silo.

3.4. PREVISION DU FROTTEMENT DYNAMIQUE

3.4.a. Cas d'une excavation stable et sans contact

* Le tronçon III du chantier de Barr

Le sol traversé étant argileux, on supposera alors le contact entre le microtunnel et le fond de l'excavation comme « cohérent ». Selon Haslem [HASL, 86], F , la résistance totale au frottement est fonction de la cohésion non-drainée, c_u , du sol. Considérant

l'état du sol après remaniement de l'interface, il nous est apparu qu'il avait une consistance proche de la liquidité. Selon les travaux de Leroueil & al., cet état correspond à une valeur de cohésion non-drainée c_{ur} de 1.6kPa, à l'état remanié [LERO, 83]. Pour nos calculs, nous avons retenu une valeur légèrement supérieure estimée à 2kPa.

$$F = \alpha.c_{ur}.b.L \quad \text{en kN,}$$

Selon la norme française concernant les fondations profondes DTU 13.2, le coefficient d'adhérence α est égal à 0.6 [DTU, 83].

La largeur de contact, b , est fonction de la force de contact par unité de longueur, p_u , en kN/ml, du diamètre de la surexcavation, D_e , du diamètre extérieur du tuyau, D_{ext} , et des coefficients de Poisson et des modules d'Young du sol traversé et des tuyaux foncés. La largeur de contact se calcule selon la formule suivante (chapitre II.2.5.c) :

$$b = 1,6 \cdot \sqrt{p_u \cdot \left(\frac{D_e \cdot D_{ext}}{D_e - D_{ext}} \right) \left(\frac{1 - \nu_s^2}{E_s} + \frac{1 - \nu_t^2}{E_t} \right)}$$

Les tuyaux foncés durant les deux tronçons sont des tuyaux en grès céramique Steinzeug. Le coefficient de Poisson, ν_t , est pris égal à 0,3 et le module d'Young, E_t , à 50000MPa.

La force de frottement résultante est alors de 3,5kN pour le tronçon III ; soit un frottement dynamique unitaire $f_{théo}$ de **0,02kPa**.

Le résultat en terme de frottement dynamique, obtenu d'après les données de fonçage et en particulier d'après la courbe $P_{tot}=f(L)$, est de 1,4 à 2,3kPa. Le calcul théorique donne un résultat très en deçà. Toutefois le calcul est très critiquable dans la mesure où les caractéristiques intrinsèques du sol (ν_s et E_s) utilisées dans le calcul correspondent à un sol intact.

remarque : le tracé est situé sous la nappe, mais le sol est très imperméable et les puits d'attaque font l'objet de pompage. On considère alors le vide annulaire comme non rempli d'eau et l'on ne tient alors pas compte de la poussée d'Archimède.

* Le chantier de Genève

Le sol traversé est une alternance de marne, de marne gréseuse et de grès dur à tendre, situés sous la nappe. Au vu de la nature de ce sol, on peut considérer le contact sol/tuyau comme purement frottant. Le microtunnel étant lubrifié de manière continue, le calcul de la résistance au frottement se fait suivant la formule suivante :

$$F = \mu.L \cdot \left| W - \gamma_{lub} \cdot \pi \cdot \frac{D_{ext}^2}{4} \right|$$

Les valeurs d'angle de frottement sol/tuyau étant très proches les unes des autres, on prendra une moyenne sur les trois sols : $\delta = 15^\circ$, soit $\mu = \tan\delta = 0,27$.

Le poids volumique du lubrifiant est en moyenne de $11,25 \text{ kN/m}^3$, le dosage étant de 12,5%. La poussée d'Archimède induite est alors de $14,4 \text{ kN/ml}$, elle est supérieure au poids du microtunnel. Ce dernier va donc flotter et frotter le long de la génératrice supérieure de la surexcavation.

La force de frottement nécessaire est donc de 100 kN et le frottement unitaire dynamique théorique de **0,15 kPa**. Cette valeur est relativement faible par rapport aux valeurs déterminées expérimentalement ($0,65$ à $2,32 \text{ kPa}$). Néanmoins, elle se base sur une hypothèse forte d'une surexcavation stable parfaitement remplie de lubrifiant sur 170 m . Si l'on revient seulement à l'hypothèse de stabilité du vide annulaire, le frottement dynamique unitaire est de **0,8 kPa**. Ce calcul apparaît plus sécuritaire pour la conception du projet.

3.4.b. Cas d'une excavation instable ou stable et avec contact

* Le chantier de Limoges

Dans le cas du chantier de Limoges, le microtunnel est en contact avec le sol de l'excavation. Les contraintes engendrées vont alors être à l'origine du frottement. D'après le tableau 13 du chapitre II.2.5.h, la résistance au frottement se calcule selon la formulation suivante : $F = \mu \cdot L \cdot D_{\text{ext}} \cdot \frac{\pi}{2} \cdot (\sigma_v + K_h \cdot \sigma_v)$. Le calcul de la contrainte verticale se base sur le modèle ATV-A 161, le chantier n'ayant pas fait l'objet d'une lubrification sur l'ensemble du tronçon.

En utilisant le résultat des contraintes verticale et horizontale du Tableau III.14, on trouve une force de frottement comprise entre 3513 et 3910 kN , d'où un frottement unitaire dynamique théorique, $f_{\text{théo}}$, compris entre **12,3 et 13,2 kPa**.

* Le tronçon 3 du chantier de Barr

D'après le paragraphe 3.6.d du chapitre II, la force de frottement induite par les contacts dus au resserrement des argiles et marnes du tronçon 3 autour des tuyaux dépend de c_{ur} la cohésion non-drainée remaniée prise à 2 kPa (chapitre III.3.4.a), de $\alpha=0.6$ le coefficient réducteur d'adhérence et de $S=\pi \cdot D_{\text{ext}} \cdot L$ (soit 182.84 m^2) la surface totale des tuyaux. La force de frottement induite est alors de 219 kN , soit un frottement dynamique unitaire de **1,2 kPa**. L'hypothèse sur la cohésion non-drainée remaniée est validée par le résultat en frottement proche des valeurs déterminées expérimentalement

3.4.c. Conclusions

Les résultats concernant une excavation stable et sans contact donnent des valeurs relativement faibles voire proches de la borne inférieure des valeurs réelles (Tableau

III.17). En effet, l'hypothèse de stabilité sans contact est très forte. Elle ne tient pas compte de l'hétérogénéité des terrains rencontrés le long du tracé. Toutefois ces valeurs calculées ne tiennent pas compte des frottements supplémentaires dus aux déviations angulaires du tracé définitif ou à la modification du milieu autour des puits du fait du rabattement de la nappe, ou au caractère très gonflant des argiles et marnes traversées dans le cas du chantier de Barr.

Dans le cas d'une excavation avec contact, les calculs sont proches des valeurs expérimentales. Ils sont globalement plus élevés que le frottement dynamique unitaire relevé, et donc sécuritaires.

Chantier		f expérimental f kPa	type d'excavation	f théorique f _{théo} kPa
Limoges	tr2	1.81 à 17.2	contact	12.3 à 13.2
	tr3	2.25 à 10.76		
Barr	tr3	1.35	stable avec contact	1.2
	trIII	1.40	stable sans contact	0.02
Genève		0.65 à 2.32	stable sans contact	0.15 à 0.8

Tableau III.17 : Comparaison entre le frottement dynamique unitaire expérimental et théorique

3.5. FROTTEMENT DYNAMIQUE SUPPLEMENTAIRE DU AU DESALIGNEMENT DES TUYAUX

Comme on a pu le voir dans le chapitre II, le désalignement des tuyaux peut entraîner une augmentation non négligeable du frottement dynamique unitaire. Pour diminuer l'effet du désalignement sur le frottement, la déviation angulaire entre les tuyaux doit être en moyenne égale à $0,1^\circ$ et inférieure à $0,5^\circ$. Le pilote doit donc rester très vigilant lors de la correction de la trajectoire.

Dans ce chapitre, la déviation, β , est calculée à partir des mesures au laser des écarts de trajectoire verticaux et horizontaux du microtunnelier. Le calcul se base sur la méthode exposée par Milligan & Norris [MILL, 95] et présentée au chapitre I.4.4.c. Ensuite une évaluation du frottement supplémentaire induit par les méandres du microtunnel sera réalisée selon le calcul proposé par les mêmes auteurs [MILL, 99] et exposé en Annexe 6.

3.5.a. Le chantier de Limoges

L'évolution des écarts de trajectoire en fonction de la longueur foncée est présentée Figure III.12 et Figure III.13. Les écarts, durant le fonçage du tronçon 2, sont compris entre -10 et $+25$ mm verticalement et entre -30 et $+45$ mm horizontalement. Les valeurs généralement observées sur les chantiers sont de l'ordre de 20 à 25mm. Les déviations horizontales sont donc ici assez élevées. Dans le cas du tronçon 3, les déviations sont de -40 à $+40$ mm en vertical et de -50 à $+65$ en horizontal. Ces amplitudes assez fortes sont

dues à une erreur d'initialisation du laser et d'instabilité du socle sur lequel est fixé le laser. Aussi les réglages du laser se font régulièrement.

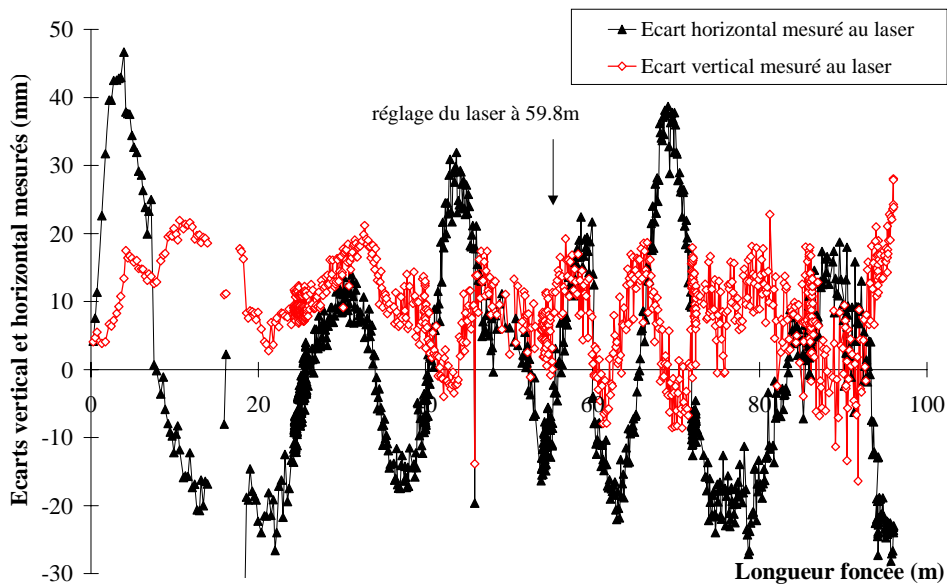


Figure III.12 : Evolution des écarts verticaux et horizontaux – tronçon 2 – Limoges

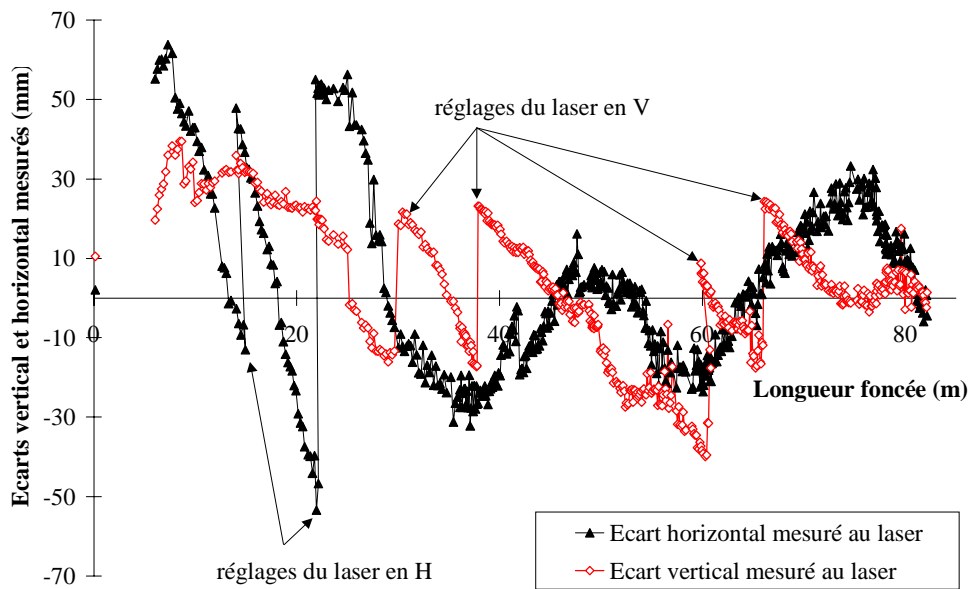


Figure III.13 : Evolution des écarts verticaux et horizontaux – tronçon 3 – Limoges

Les résultats du calcul de la déviation angulaire entre tuyaux n'ont donc pu être faits que sur le tronçon 2 :

$$\text{tronçon 2} \quad \beta = 0 \text{ à } 2.32^\circ \quad \beta_{\text{moy}} = 0.64^\circ$$

Ces valeurs sont relativement élevées par rapport aux recommandations britanniques [MILL, 95].

La détermination du frottement dynamique supplémentaire se base sur les demi-longueurs d'onde des ondulations du tracé horizontal. Plus les ondes sont courtes et nombreuses, plus le frottement supplémentaire induit par les contraintes de contact sera grand. Pour ce calcul, on suppose la poussée en tête constante et égale à la valeur maximale, P_1 , déterminée d'après la droite enveloppe des maxima de poussée totale sur la courbe $P_{tot}=f(L)$ (chapitre II.3.6).

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant, la poussée totale dans le cas d'un désalignement inexistant est calculée en supposant l'excavation stable :

	tronçon 2
hypothèses de calcul	$W=5,805 \text{ kN/ml}$, $D_{ext}=0,96 \text{ m}$, $\delta=17^\circ$
poussée en tête, kN	319
demi-longueur d'onde, m	3.6, 15.2, 11.7, 7.5, 5.7, 10.7, 5.5, 3.3, 5.8, 8, 11.8, 7.2
P_{tot} tenant compte des désalignements, kN	1598
P_{tot} n'en tenant pas compte, kN	489
augmentation de P_{tot} induite, %	226,7
frottement dynamique supplémentaire, f'_{sup}	3,89

Tableau III.18 : Frottement dynamique supplémentaire dû aux ondulations - Limoges

Le frottement induit peut donc être relativement élevé. Le frottement dynamique unitaire supplémentaire généré par les ondulations du microtunnel est de **3,89kPa** pour le tronçon 2.

3.5.b. Le chantier de Barr

Les écarts mesurés au laser durant le tronçon 3 sont relativement faibles puisqu'ils évoluent entre -10 et $+20\text{mm}$ pour les écarts verticaux et entre -12 et $+10$ pour les écarts horizontaux. Les deux valeurs évoluent en parallèle jusqu'au pm48, la rencontre du grès rose des Vosges entraîne alors un roulis déstabilisant le microtunnelier et perturbant les valeurs des écarts (Figure III.14).

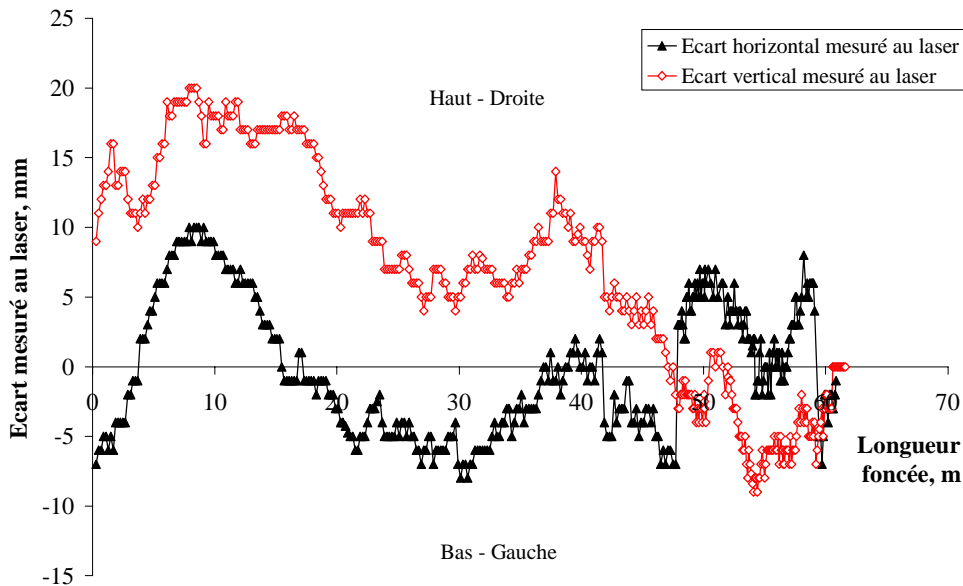


Figure III.14 : Evolution des écarts verticaux et horizontaux – tronçon 3 – Barr

Les déviations subies par le microtunnelier durant le fonçage du tronçon III sont relativement faibles. Elles sont comprises entre -14 et $+8$ mm (Figure III.15). Le microtunnelier a une tendance à l'enfoncement durant tout le fonçage, et ce malgré les efforts du pilote à remonter la machine.

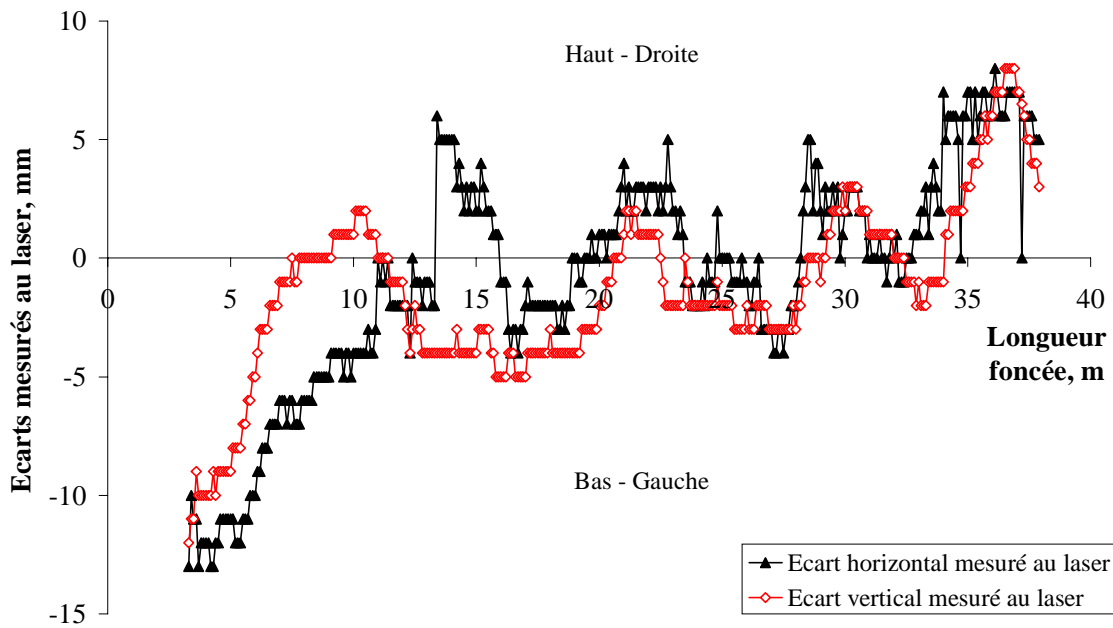


Figure III.15 : Evolution des écarts verticaux et horizontaux – tronçon III - Barr

Les déviations angulaires entre deux tuyaux successifs varient entre 0 et 0.35° avec une valeur moyenne de 0.15° pour le tronçon 3 et entre 0 et 0.43° avec une valeur moyenne de 0.24° pour le tronçon III. Ces valeurs ne dépassent jamais la limite recommandée par

Milligan et Norris, et restent relativement proches de la valeur moyenne $0,1^\circ$. Le frottement induit sera donc plus faible que pour le premier chantier.

Le calcul du frottement dynamique supplémentaire induit par ces déviations est développé dans le Tableau III.19. On rappelle que pour ce chantier, l'excavation est stable et sans contact.

	tronçon 3	tronçon III
hypothèses de calcul	$\delta=5^\circ$	
D_{ext} , m	0.97	1.178
poids des tuyaux, kN/ml	4.3	5.3
poussée en tête, kN	285	319
demi-longueur d'onde, m	8.7, 22, 10.8, 7, 1.5 et 5.3	4.2, 7.1, 5.4, 6, 4.7, 1.1, 3.8, 3.7
P_{tot} tenant compte des désalignements, kN	385	443
P_{tot} n'en tenant pas compte, kN	306	336
augmentation de P_{tot} induite, %	26	32
frottement dynamique supplémentaire, f'_{sup}	0,47	0,81

Tableau III.19 : Frottement dynamique unitaire supplémentaire dû aux déviations – Barr

Même si les augmentations de la poussée totale induite restent très faibles (26% et 32%), le frottement unitaire dynamique induit est lui élevé, proportionnellement au frottement dynamique évalué (1,35kPa pour le tronçon 3 et 1,40 pour le tronçon III).

3.5.c. Le chantier de Genève

Les mesures des déviations au laser, dans le cadre de ce chantier, sont peu précises. La fixation du laser commençant à présenter des faiblesses dès le pm60. Le laser fait donc l'objet de nombreux réglages, d'où des difficultés pour réinitialiser les valeurs mesurées. Nous ne ferons donc aucun calcul de déviations angulaires, ni de frottement supplémentaire induit sur ce chantier.

3.5.d. Conclusions

Le frottement supplémentaire induit par les désalignements du tracé définitif n'est pas négligeable (Tableau III.20). Il est donc dans l'intérêt du bon déroulement du fonçage de procéder à un pilotage très minutieux du tracé. Pour ce faire, de plus en plus d'entreprises se dotent de système automatique de guidage.

	Limoges	Barr	
	2	3	III
Valeurs expérimentales			
f, kPa, frottement dynamique	1.81 à 17.2	1.35	1.40
f_{sup}, kPa, dû aux mésalignements	3.89	0.47	0.81
Valeurs théoriques			
f_{théo}, kPa, frottement dynamique	12.3 à 13.2	1.2	0.02
f_{théo-total} = 1,25.f_{théo}, kPa	15.4 à 16.5	1.5	
Comparaison			
f / (f - f_{sup}), kPa	1.3	1.5	
f / f_{théo-total}	1	0.9	

f.f_{sup} : part dynamique du frottement unitaire expérimental

f : frottement dynamique unitaire expérimental prenant en compte les mésalignements

Tableau III.20 : Evaluation de l'influence des déviations angulaires sur le frottement dynamique

En prenant en compte l'augmentation du frottement dynamique sous l'effet du désalignement des tuyaux selon la méthode du coefficient multiplicateur proposé par Milligan & Norris [MILL, 96a], la valeur du frottement total unitaire théorique est relativement proche des valeurs déterminées expérimentalement. Cependant on peut noter, d'après les valeurs expérimentales des chantiers de Limoges et de Barr, qu'un coefficient multiplicateur de **1,4** serait plus adapté. Ces comparaisons valident, d'une part, les calculs théoriques et, d'autre part, la part importante du désalignement du microtunnel dans l'augmentation du frottement dynamique.

Les valeurs concernant le tronçon III du chantier de Barr ne peut pas servir de base à cette analyse en raison des incertitudes sur le calcul de $f_{théo}$.

3.6. LE FROTTEMENT STATIQUE

Le frottement statique peut être évalué d'après les données recueillies sur le chantier. Selon Pellet [PELL, 97], le frottement statique unitaire se détermine de deux manières :

1. par lecture graphique, puisqu'elle se base sur la courbe $P_{tot}=f(L)$. Les valeurs maximales de la poussée totale correspondent, soit à une pression de contact en tête prédominante, soit à une augmentation forte du frottement due à un arrêt du fonçage. Si tel est le cas, la droite enveloppe des maxima de poussée totale caractérise le frottement statique sol/tuyau.

$$\max(P_{tot}) = \int_0^L \pi \cdot D_{ext} \cdot f_{stat} \cdot dl$$

2. la deuxième méthode se base sur le calcul de la somme du frottement dynamique unitaire f et de f_{sup} , le frottement supplémentaire généré lors du redémarrage après une longue interruption de fonçage. Ce frottement supplémentaire se calcule comme étant le rapport entre l'augmentation de la poussée entre la fin du fonçage et la reprise, et la surface de tuyaux en contact avec le sol.

$$f_{\text{stat}} = f + f_{\text{sup}} = f + \frac{P_{\text{démarrage}} - P_{\text{dernièrepoussée}}}{S_{\text{foncée}}}$$

Dans ce chapitre, le frottement unitaire statique sera évalué pour chaque tronçon suivi selon les deux méthodes. Puis à la fin, une comparaison sera faite entre ces valeurs réelles et les valeurs de frottement statique déterminées de manière empirique par la multiplication du frottement dynamique par un coefficient multiplicateur compris entre 1.4 et 2.

Les 20 premiers mètres ne seront pas pris en compte dans la détermination du frottement unitaire statique. Le fonçage en début de tronçon se fait dans des conditions spéciales : sans surcoupe, sans lubrification et avec de fortes corrections. Les valeurs de frottement que l'on pourrait évaluer représenteraient des résultats atypiques peu intéressants.

3.6.a. *Le chantier de Limoges*

D'après la courbe d'évolution de la poussée totale en fonction de la longueur foncée (Figure III.16 et Figure III.17), l'équation de la droite enveloppe des maxima de la poussée totale est déterminée comme suit : $\max.(P_{\text{tot}}) = a.L+b$, a et b étant des constantes. Le frottement unitaire statique, f_{stat} , est alors égal au rapport $\frac{a}{\pi.D_{\text{ext}}}$ (kPa).

Ainsi, le frottement statique unitaire est de :

pour le tronçon 2 :		pour le tronçon 3	
2.5 kPa	de 33 à 54m	3.6 kPa	de 18 à 48m
7.8 kPa	de 54 à 77m	10.8 kPa	de 48 à 68m
21.4 kPa	de 77 à 97m	23.9 kPa	de 68 à 98m

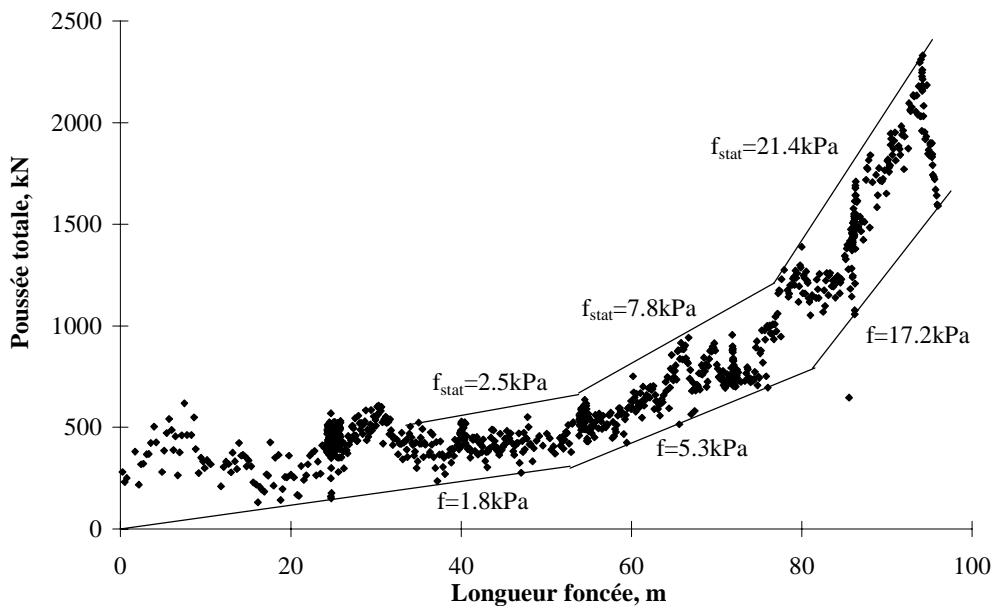


Figure III.16 : Evolution de la poussée totale – tronçon 2 - Limoges

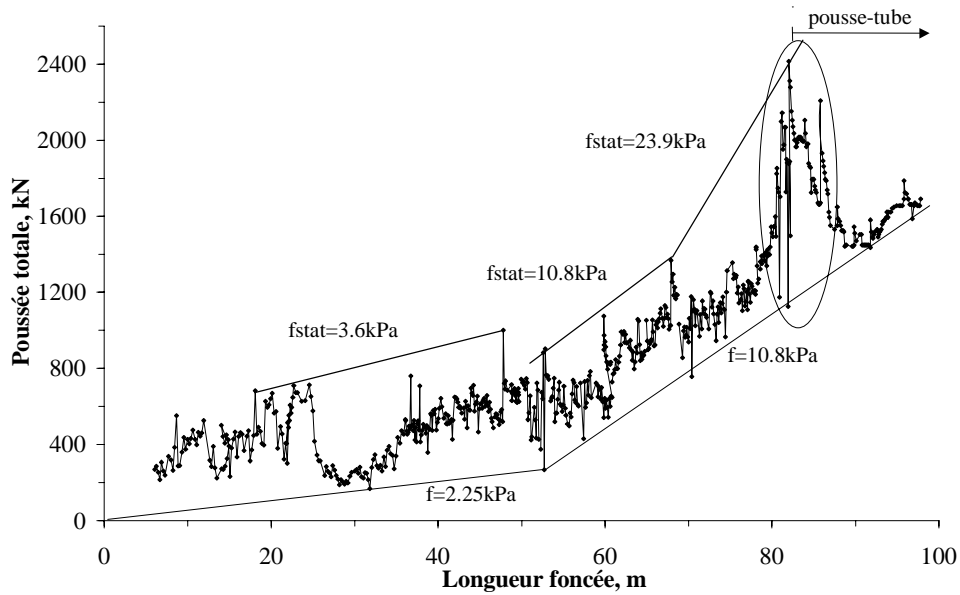


Figure III.17 : Evolution de la poussée totale – tronçon 3 - Limoges

La deuxième méthode de détermination du frottement statique consiste à comparer les dernières poussées avant la fin du fonçage, à la poussée du redémarrage. Les résultats du frottement supplémentaire f_{sup} sont représentés sur les Figure III.18 et Figure III.19.

Pour les 2 tronçons, le frottement supplémentaire induit par les interruptions de fonçage est relativement fort (2 à 7kPa) durant les 20 premiers mètres. En effet, les paramètres de fonçage diffèrent en début de fonçage (pas de surcoupe, ni de lubrification, important désalignement, pompage dans les puits de poussée) induisant de ce fait des phénomènes complexes. A partir de 20m, les valeurs de frottement supplémentaire diminuent nettement. Dans le cas du tronçon 2, la durée des arrêts de fonçage n'influence guère le frottement f_{sup} qui reste inférieur à 1kPa (Figure III.18). Pour le fonçage du tronçon 3, le frottement supplémentaire induit reste inférieur à 3kPa. Cependant sa valeur est d'autant plus grande que le temps d'interruption est long (Figure III.19).

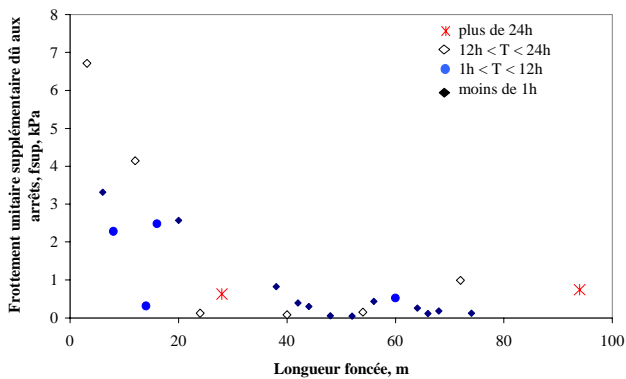


Figure III.18 : Frottement unitaire supplémentaire induit par les arrêts de fonçage - tronçon 2 - Limoges

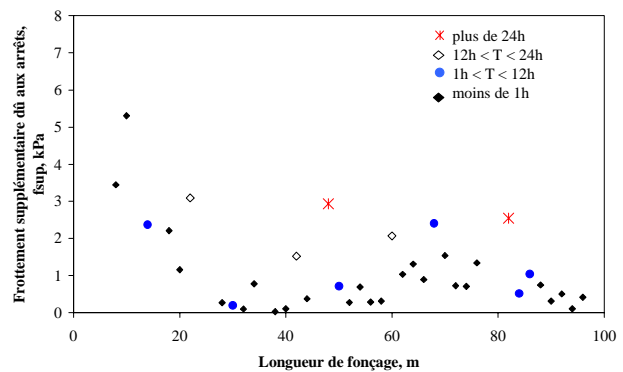


Figure III.19 : Frottement unitaire supplémentaire induit par les arrêts de fonçage - tronçon 3 - Limoges

Un récapitulatif des résultats et des valeurs de frottement statique maximales est présenté dans le Tableau III.21:

valeur maximale des f :		f_{sup} kPa	f kPa	$f_{stat}=f+f_{sup}$ kPa
tronçon 2	20 à 98m	1	1.8 à 17.2	2.8 à 18.2
tronçon 3	60 à 95	3.1	2.25 à 10.8	5.35 à 13.9

Tableau III.21 : Frottement statique selon la 2^{ème} méthode de détermination - Limoges

3.6.b. Le chantier de Barr

Si on évalue le frottement statique unitaire d'après la courbe $P_{tot}=f(L)$ et la ou les droites enveloppes des maxima de poussée totale des vérins sur le microtunnel (Figure III.20 et Figure III.7), les résultats en terme de frottement statique sont les suivants :

Tronçon 3	de 0 à 53m	$f_{stat} = f = 1.35 \text{ kPa}$
Tronçon III	de 5 à 13m	$f_{stat} = 2.72 \text{ kPa}$
	de 23 à 34m	$= 2.94 \text{ kPa}$

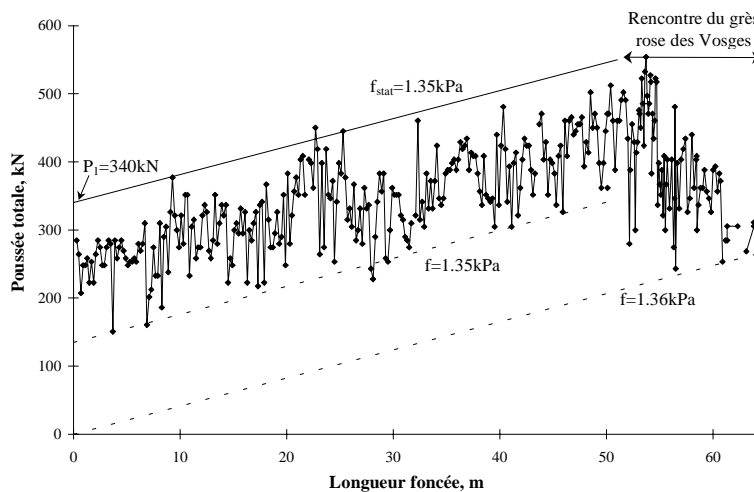


Figure III.20 : Evolution de la poussée totale – tronçon 3 – Barr

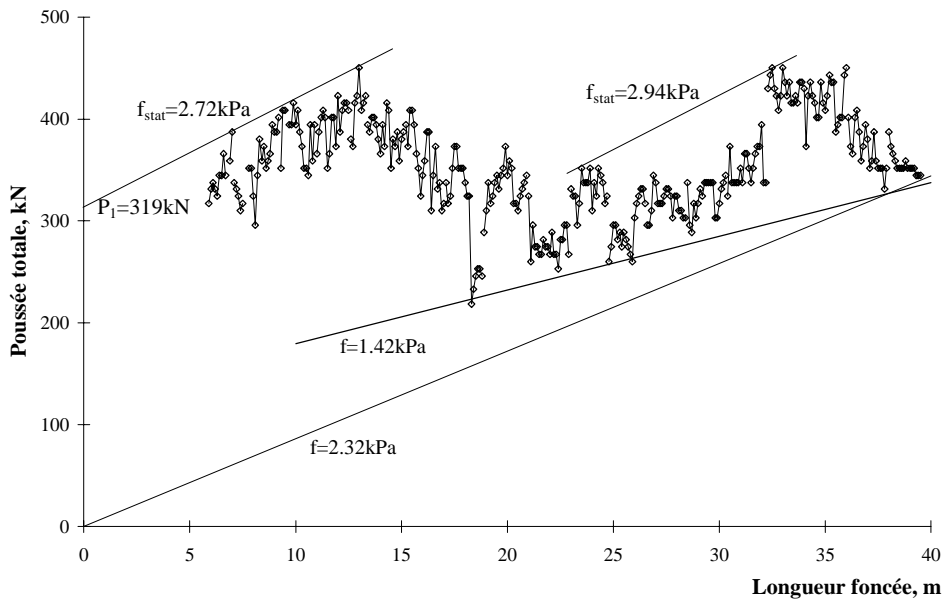


Figure III.21 : Evolution de la poussée totale – tronçon III - Barr

Dans le cas du tronçon III, la manière de piloter fluctue souvent entraînant des variations de la poussée totale. On ne peut donc évaluer la valeur du frottement statique unitaire sur tout le tronçon. Mais les résultats, déterminés entre 5 et 13m et entre 23 et 34m, étant presque égaux, dans un sol particulièrement homogène, laissent penser que le frottement statique pourrait valoir 2,83 kPa sur l'ensemble du tronçon.

Si l'on utilise la méthode de calcul basée sur la différence de poussée à la fin du fonçage et au redémarrage, les résultats montrent une très faible influence au temps (Figure III.22 - Tableau III.22). Les valeurs de frottement unitaire supplémentaire sont inférieures ou égales à **1kPa** quelles que soient la longueur de l'interruption :

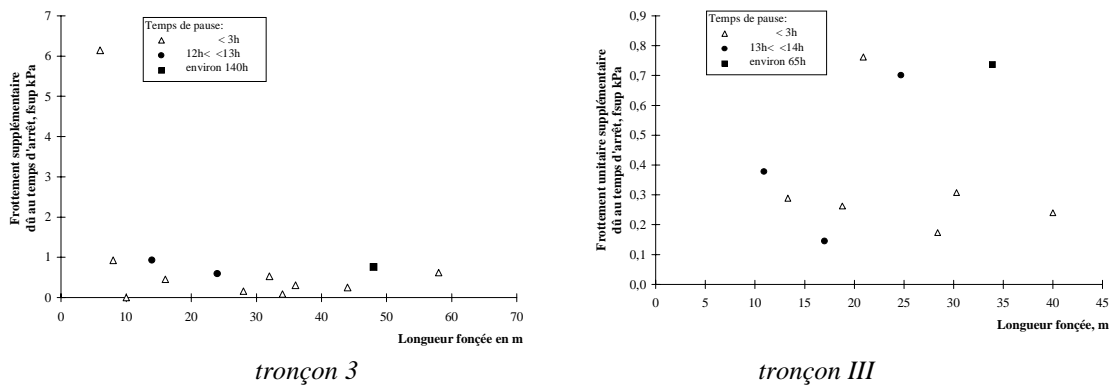


Figure III.22 : Frottement supplémentaire induit par les interruptions de fonçage – Barr

	f_{sup} kPa	f kPa	$f_{stat}=f+f_{sup}$ kPa
tronçon 3	1.0	1.35	2.35
tronçon III	0.7	1.4 à 2.3	2.1 à 3.0

Tableau III.22 : Frottement statique selon la 2nd méthode de détermination - Barr

Contrairement aux résultats obtenus précédemment, le frottement statique unitaire est supérieur dans le cas du tronçon 3. Alors que pour le tronçon III, il correspond à la valeur moyenne déterminée selon la 1^{ère} méthode.

Pour les deux méthodes, un frottement statique faible, mais non négligeable par rapport au frottement dynamique, est généré par les arrêts de fonçage, montrant le caractère légèrement gonflant des argiles et marnes plastiques à très plastiques traversées par le microtunnelier.

3.6.c. Le chantier de Genève

D'après l'évolution de la poussée totale avec la longueur de fonçage (Figure III.23), les valeurs de frottement statique sont de : **1,18 kPa** de 82 à 155m

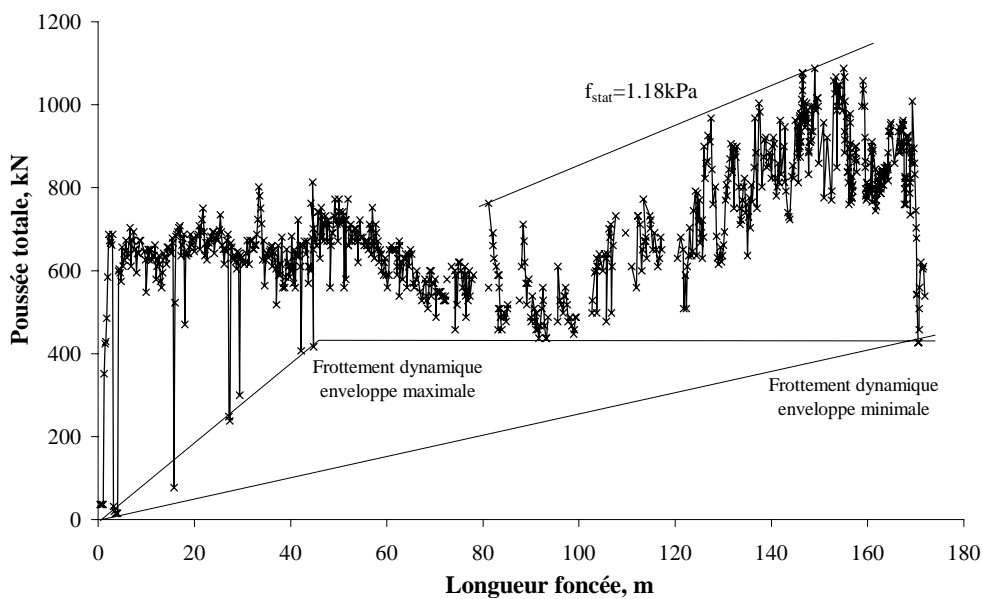


Figure III.23 : Evolution de la poussée totale - Genève

Entre les pm 45 et 82, les données ne sont pas exploitables en terme de frottement statique, car la poussée totale est fortement influencée par la diminution de la profondeur. On peut aussi penser que la valeur entre 82 et 155m est plus forte que la valeur réelle, étant donné que la hauteur de couverture augmente entraînant une augmentation de la poussée totale. Ces valeurs sont relativement faibles du fait de l'injection de bentonite dans le vide annulaire.

Si l'on analyse les données en terme de poussée avant et après l'interruption de fonçage, on trouve des résultats supérieurs. Le frottement supplémentaire unitaire dû aux interruptions de fonçage est inférieur à **1kPa** pour des arrêts de 0,5h à plus de 60h. D'où un frottement statique **de 1,3 à 1,8kPa**.

3.6.d. Conclusion

Les valeurs de frottement unitaire statique évaluées selon la deuxième méthode ($f+f_{sup}$) d'après les données brutes du fonçage sont plus précises (Tableau III.23). En effet le frottement statique, f_{stat} , déterminé sur la base de la courbe $P_{tot}=f(L)$ peut prendre en compte les phénomènes de bourrage en tête ou de pression de contact au front de taille très élevée. L'enveloppe des poussées maximales ne passe ainsi pas forcément par les points de reprise du fonçage. Toutefois, ces deux approches donnent des résultats similaires.

Nos résultats expérimentaux peuvent alors être comparés aux valeurs de prévision du frottement statique, développées dans le chapitre précédent, afin d'en valider la méthode. Cette méthode propose la multiplication du frottement dynamique par un coefficient compris entre 1.4 et 2. Si on applique cette formule au frottement dynamique déterminé précédemment dans le chapitre III.3.4, on obtient les résultats suivants :

		Limoges		Barr		Genève
		tr 2	tr 3	tr 3	tr III	
théorique, kPa	$f_{théo}$	12.3 et 13.2		1.2	0.02	0.6
	$1.4 \text{ à } 2.f_{théo}$	17.2 à 26.4		1.7 à 2.4		0.8 à 1.2
expérimental, kPa	f_{stat}	2.5 à 21.4	3.6 à 23.9	1.4	2.9	1.2
	$f+f_{sup}$	2.8 à 18.2	5.35 à 13.9	2.35	2.1 à 3	1.3 à 1.8
	$(f+f_{sup})/f$	1.1 à 1.5	1.3 à 2.4	1.7	1.5 à 2.1	2.2 à 4.3

Tableau III.23 : Comparaison des résultats en frottement statique

Pour les chantiers de Barr et de Genève, l'effet du temps sur le frottement est relativement faible (Tableau III.23). On pouvait s'en douter d'après les conclusions concernant la stabilité de leur excavation et d'après la nature particulièrement raide du sol rencontré. Toutefois, en ce qui concerne le tronçon III de Barr, les essais sur les marins recueillis ont dévoilé un sol ayant tendance au gonflement. Or, lors du fonçage, le frottement statique est relativement faible. L'erreur peut venir de la représentativité des marins recueillis, ceux-ci n'étant pas séparés du liquide de marinage par un désableur mais par la seule force de gravité.

Cette analyse montre aussi que le frottement statique unitaire peut être bien approché par la méthode du coefficient multiplicateur et confirme la fourchette de « 1.4 à 2 » du coefficient multiplicateur.

3.7. CONCLUSIONS

Cette étude expérimentale sur la base de données in situ a permis de recueillir des valeurs complémentaires de frottement unitaire tant en dynamique qu'en statique pour la base de données présentée dans le chapitre précédent. Cette base fournit aux ingénieurs l'ordre de grandeur du frottement unitaire à prendre en compte dans le dimensionnement

et la conception d'un projet de microtunnelage en fonction notamment de la nature du sol traversé.

Ensuite, nous avons donc présenté pour chaque chantier étudié une application numérique de la méthode proposée dans le chapitre II précédent pour la prévision du frottement tant dynamique que statique ou inhérent au mésalignement des tuyaux. La synthèse des résultats expérimentaux et théoriques présentée dans le Tableau III.24 permet de valider la méthodologie employée. Nous présenterons tout de même des réserves pour le tronçon III du chantier de Barr où la valeur calculée est totalement en dehors des ordres de grandeur désirés.

	Limoges		Barr		Genève
	2	3	3	III	
D_{ext} , m	0.96		0.97	1.178	1.275
surcoupe, mm	15		5	117	20
nature du sol	sable argileux roche évolutive		limon argilo- sableux	argile	marne et grès
valeurs expérimentales					
f dynamique, kPa	1.8-17.2	2.2-10.8	1.35	1.4-2.3	0.65-2.32
$f-f_{sup}$, kPa	1.8 à 13.3		0.9	0.6	
$f+f_{sup}=f_{stat}$, kPa	2.8-18.2	5.35-13.9	2.45	2.1-3	1.65-3.3
méthode de prévision					
Surexcavation	stable	stable puis instable	stable		stable
Convergence	contact sauf dans les gneiss tronçon 3		contact	pas de contact	contact en vertical
$f_{théo}$ kPa dynamique	12.3 à 13.2		1.2	0.02	0.3 à 0.8
$(1.25 \text{ à } 1.5) \cdot f_{théo}$ désalignement, kPa	15.4 à 19.8		1.5 à 1.8		0.4 à 1.2
$(1.4 \text{ à } 2) \cdot f_{théo}$ statique, kPa	17.2 à 26.4		1.7 à 2.4		0.4 à 1.6

Tableau III.24 : Synthèse des résultats concernant le frottement dynamique et statique

4. LA PRESSION DE CONTACT AU FRONT DE TAILLE

4.1. INTRODUCTION

L'importance de la compréhension du jeu des pressions au front de taille a déjà été démontrée dans le cas des tunnels dans de nombreux travaux mais elle reste encore peu exploitée dans le cas du microtunnelage.

Au cours du fonçage, la tête du microtunnelier exerce sur le sol une pression de contact p_c qui dépend de l'effort imposé par les vérins de fonçage minoré de la somme des efforts de frottement sur l'ensemble du train de tuyaux. On peut noter que cette pression moyenne de contact résulte de l'action du liquide de marinage en pression au front et de l'effort exercé par la roue de coupe, dans le cas des chantiers présentés ici, le microtunnelier utilisé étant à marinage hydraulique.

Le paramètre p_c est au même titre que le frottement un paramètre important pouvant entraîner de fortes augmentations de poussée totale, poussée ne devant pas dépasser les caractéristiques mécaniques des tuyaux. Aussi ce paramètre apparaît, au même titre que le frottement unitaire, important dans la détermination de la poussée de vérinage globale nécessaire à la réalisation du microtunnel.

Par ailleurs, p_c doit être comprises entre les limites préservant la stabilité du sol au front de taille. Cette stabilité peut être mise en cause de deux façons :

1. si p_c est insuffisante, le sol peut s'effondrer au front, avec un risque de création de fontis. Ainsi p_c devra rester supérieure à la pression active du sol au front, e_a .
2. si p_c est trop élevée, la tête du microtunnelier va poinçonner le sol pour provoquer par refoulement des mouvements importants dans le massif, ainsi que des soulèvements en surface. Aussi p_c devra rester inférieure à la résistance passive du sol au front, e_p .

Pellet [PELL, 97] a développé une méthode de détermination de la pression en tête durant le fonçage à partir des données de base du chantier. Cette méthode ainsi que l'analyse des trois chantiers de Limoges, Barr et Genève sont décrites dans la suite. Ces résultats expérimentaux peuvent alors être utilisés afin de valider les méthodes de calcul des valeurs de travail et/ou des valeurs limites à ne pas dépasser.

4.2. LA PRESSION DE CONTACT EXPERIMENTALE

Selon Pellet [PELL, 97], si l'on retranche à la poussée totale de vérinage les efforts de frottement dynamique évalués suivant l'approche présentée au paragraphe II.3, on peut déduire les efforts de poussée instantanés au front de taille et donc les variations de p_c avec l'avancement :

$$p_c = \frac{P_{\text{tot}} - F}{\pi.D_e^2/4}, \text{ kPa}$$

Cette méthode de détermination est utilisée sur les trois chantiers présentés pour déterminer la pression de contact au front de taille du microtunnelier durant leur fonçage.

4.2.a. Le chantier de Limoges

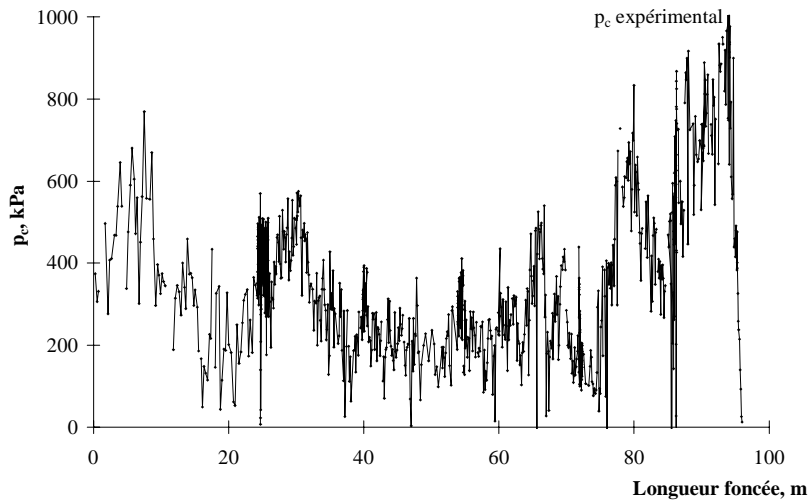


Figure III.24 : Evolution de la pression de contact avec la longueur foncée – Limoges – tronçon2

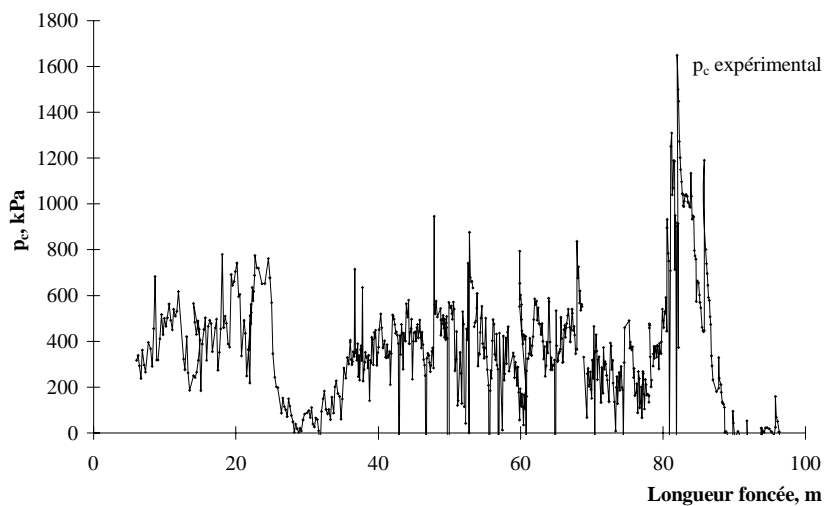


Figure III.25 : Evolution de la pression de contact avec la longueur foncée – Limoges – tronçon3

Sur les Figure III.24 et Figure III.25, on remarque une forte augmentation des valeurs de la pression de contact déterminée d'après les données expérimentales à partir du pm75 pour le tronçon 2 et du pm80 à 90 pour le tronçon 3. Cet écart correspond semble-t-il à la limite de l'interprétation des données en pression de contact. La valeur ainsi déterminée serait parasitée par d'autres phénomènes liés au microtunnelage.

4.2.b. Le chantier de Barr

Durant le chantier de Barr, des désordres en surface et en sous-sol ont pu être observés et situés. Or ces désordres de type soulèvement de la chaussée et refoulement en sous-sol ont été produits par une pression en tête trop importante. Les deux tronçons 3 et III sont donc particulièrement intéressants à étudier puisqu'ils permettent de mettre en relation les mouvements du sol et les valeurs de la poussée en tête.

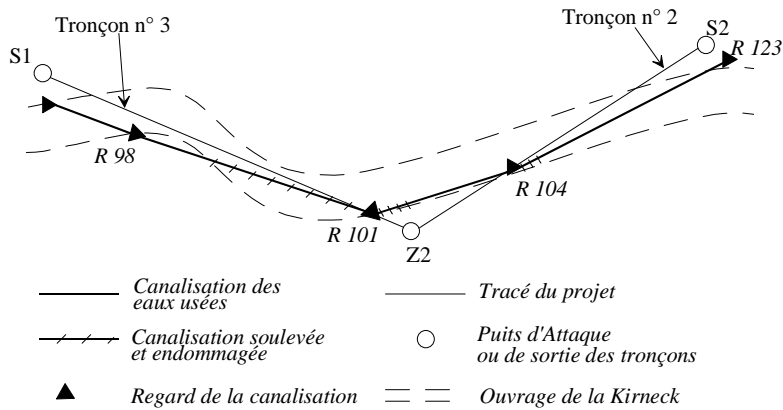


Figure III.26 : Schéma des soulèvements du radier de la Kirneck – section 1

Pendant le fonçage du tronçon 3 du chantier de Barr, une pollution du ruisseau a été remarquée à l'aval du chantier. La section 1 a pour particularité de passer par 5 fois à des distances entre 40 et 70 cm sous le radier de la Kirneck (rappelons que son radier contient dans son épaisseur la canalisation des eaux usées - Figure III.3). Une visite de l'ouvrage en maçonnerie a permis de révéler 3 zones de soulèvement du radier et de dommages à la canalisation des eaux usées, mettant alors en contact le ruisseau et les eaux usées (Figure III.26) [PHEL, 00b].

Un soulèvement des terres est dû au fait que le microtunnelier avance plus vite qu'il n'extrait de matériaux avec la roue de coupe. Le fonçage s'accompagne alors du refoulement du sol (ici de l'argile et marne) soulevant et fissurant le radier et la canalisation des eaux usées (Figure III.27).

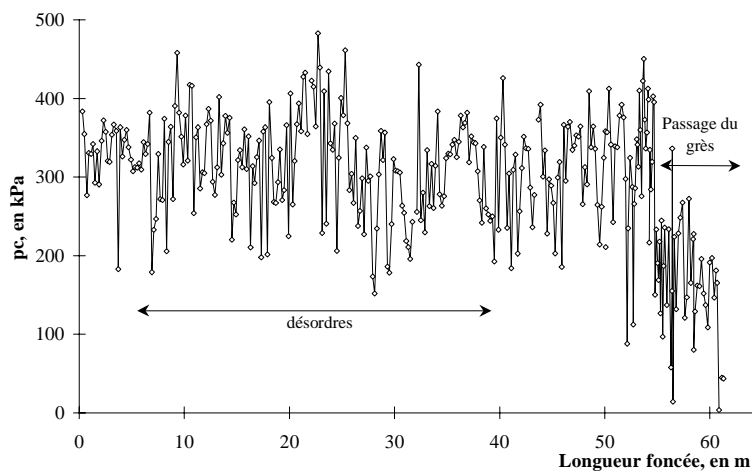


Figure III.27 : Evolution de la pression de contact avec la longueur foncée – Barr – tronçon 3

L'une des caractéristiques du tronçon III est la faible profondeur de son tracé : 2m10 à 3m35. Il est à craindre la possibilité de soulèvement de la chaussée sous cette faible charge.

Durant le fonçage du tronçon III, une fissure apparaît, assez rapidement, sur la chaussée parallèle à l'axe du tracé. Elle suit les limites d'une ancienne fouille longeant les habitations et donc notre tracé. Le pilote diminue la poussée des vérins de la station ainsi que le couple de rotation de la roue ce qui a pour effet de n'entraîner aucune aggravation de la fissure ni de soulèvement notable de la chaussée jusqu'à la fin du fonçage.

Lors de la détermination du frottement dynamique deux hypothèses ont été proposées, elles impliquent donc la détermination d'une pression en tête minimale et maximale en fonction de l'avancement (Figure III.28).

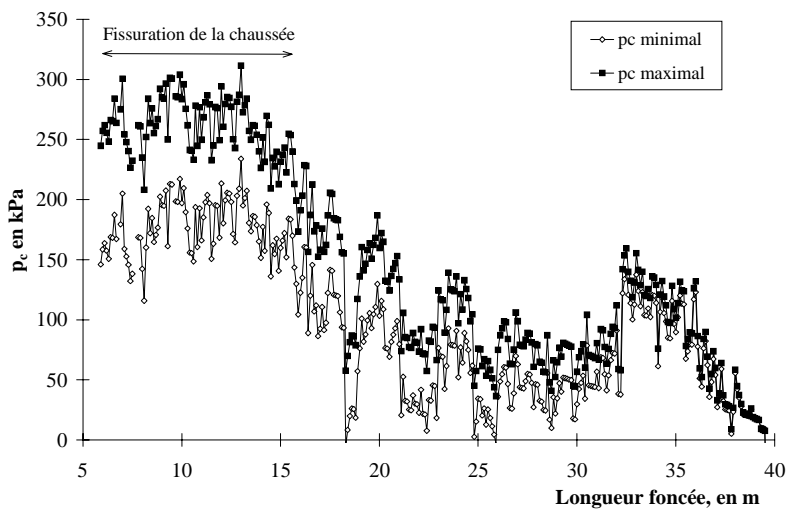


Figure III.28 : Evolution de la pression de contact avec la longueur foncée – Barr – tronçon III

Les pressions en tête déterminées pour les tronçons 3 et III du chantier de Barr sont de l'ordre de 100 à 400kPa. Elles sont relativement faibles en comparaison du chantier de Limoges. Seulement pour le chantier de Barr, les profondeurs de pose et les distances avec les réseaux à proximité sont si petites que le moindre écart de la valeur limite de p_c à ne pas dépasser entraîne des désordres visibles en surface ou sur les réseaux voisins.

Nous avons donc choisi ces deux tronçons afin de comparer les méthodes de prévision de la valeur limite de p_c (chapitre III.4.3 suivant).

4.2.c. Le chantier de Genève

Dans le cas du chantier de Genève, deux hypothèses ont été faites sur le frottement dynamique unitaire (cf. III.3.2.b). Aussi, la détermination de la pression de contact au front de taille révèle deux courbes maximale et minimale de p_c (Figure III.29).

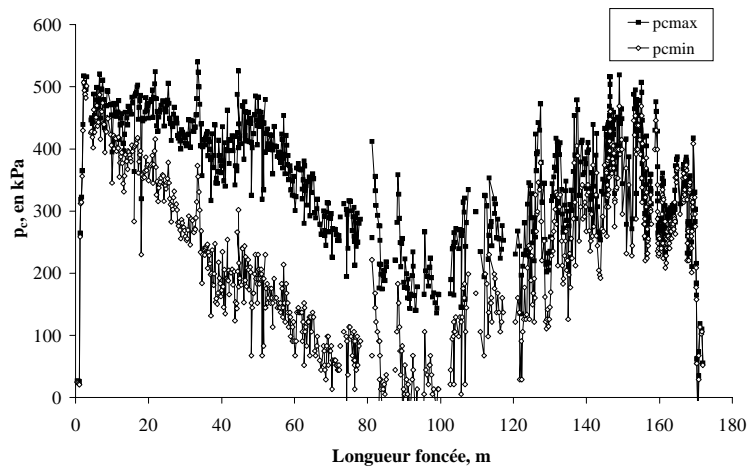


Figure III.29 : Evolution de la pression de contact avec la longueur foncée – Genève

Sur cette figure, on remarque une évolution particulière de p_c qui suit en fait la courbe topographique de la surface (Figure III.4).

4.3. COMPARAISON AVEC LES METHODES DE CALCUL DES VALEURS DE TRAVAIL

Dans ce chapitre, les pressions au front de taille déterminées à partir des données in-situ sont comparées aux valeurs de pression calculées selon plusieurs méthodes empiriques et/ou semi-empiriques ayant pour unique but de prévoir la poussée totale nécessaire à la réalisation du microtunnel.

4.3.a. *Synthèse des résultats calculés*

Dans le tableau suivant, sont regroupés à la fois les paramètres nécessaires au calcul des pressions de contact empiriques, ainsi que les résultats de ces calculs. Ces derniers sont confrontés aux valeurs de p_c déterminées expérimentalement.

Certains paramètres ne sont pas disponibles dans les études de reconnaissance réalisées sur les chantiers, aussi des hypothèses sont prises sur les caractéristiques des sols.

D'après le Tableau III.25, les résultats du calcul suivant la méthode Iseki donnent une bonne évaluation de la pression de contact, malgré le caractère fortement empirique de la formule utilisée qui est indépendante de la profondeur.

Les estimations de p_c selon Thomson J. sont relativement faibles par rapport aux valeurs de poussée de contact évaluées d'après la poussée totale. Cette tendance est due au coefficient K_0 . En effet, Stein & al. [STEI, 89] font remarquer à travers la relation de la pression du sol et de la vitesse d'avancement du bouclier dans le sol, que la pression du sol au repos est plus proche de la frontière inférieure (effondrement) que de la frontière supérieure (refoulement).

La formule développée par la Japan Sewage Association, JSA, dépend du nombre N de l'essai SPT, ainsi que la méthode Iseki. Elle apporte aussi une approche acceptable de la pression de contact au front de taille du microtunnelier. Toutefois, pour le tronçon III de

Barr et le chantier de Genève, les valeurs sont supérieures à la pression expérimentale et donc sécuritaires.

Il en va de même des résultats empiriques de la JSTT, il faut cependant rappeler que ces valeurs sont données pour des diamètres de microtunnel inférieurs à ceux des chantiers étudiés, pouvant ainsi expliquer ces grands écarts.

Pour conclure, les résultats développés par **les méthodes Iseki et JSA** peuvent être retenus comme proches des valeurs de pressions expérimentales déterminées d'après des données de chantiers de microtunnelage.

Ces méthodes ont de plus un caractère sécuritaire. Elles seront donc aussi étudiées pour la confrontation des méthodes de prévision de la pression au front de taille limite à ne pas dépasser afin d'éviter les phénomènes de refoulement au front et de soulèvement en surface ou de détérioration des réseaux avoisinants.

	Limoges		Barr		Genève
	tr2	tr3	tr3	trIII	
D_e, m	0.975		0.975	1.295	1.295
h, m	3.6 à 14	0.8 à 8.8	3.9 à 4.1	3.3 à 2.5	7.2 à 29.2
nature du sol	cohérent/frottant		cohérent		cohérent/ frottant
γ, kN/m³	19		20		23.5
h_w, m	0		2.4	2.5 à 1.7	15 à 26.5
c, kPa	15		115	123	70
φ, °	30		10		30
N, nombre SPT	10		8	8.5	10
p_c, kPa expérimentale	0 à 1133 moy-363	0 à 2874 moy-930	151 à 483 moy-297.5	113 à 351 moy-213	0 à 540 moy-351.5
p_c Iseki, kPa	541.5		433.2	346.6	407.7
p_c Thomson kPa	K _o =0.8 62 à 220.2	K _o =0.8 19.6 à 141.2	K _o =2 108 à 116	K _o =2 66 à 82	K _o =1 106.3 à 546
p_c JSA, kPa	450		399	421 à 413	606 à 721
p_c Shimada, kPa			79	81 à 73	206 à 321
p_c JSTT, kPa	125.4 ou 335.8 - sable 178.8 - sable/gravier		86.7	49.1	49.1 – argile 71.1 ou 247 - sable

Tableau III.25 : Comparaison des pressions de contact expérimentales et des valeurs de chantier

Remarque : Dans le cas du tronçon 3 de Limoges, à partir du pm60, le microtunnelier rencontre du remblai tout venant aux caractéristiques physiques et mécaniques inconnues et très hétérogènes. Aussi dans les calculs, les caractéristiques utilisées correspondent à un sol frottant et cohérent de type plutôt sablo-argileux, pouvant fausser les calculs semi-théoriques et renforcer l'écart entre ces derniers et les valeurs expérimentales.

4.4. CONFRONTATION AVEC LES VALEURS EXPERIMENTALES DU CHANTIER DE BARR

Sur les Figure III.30 et Figure III.31, sont représentées d'une part l'évolution de la pression de contact déterminée d'après les données de fonçage en fonction de la longueur foncée, et d'autre part les valeurs de travail calculées selon les différentes méthodes basées sur les observations in situ.

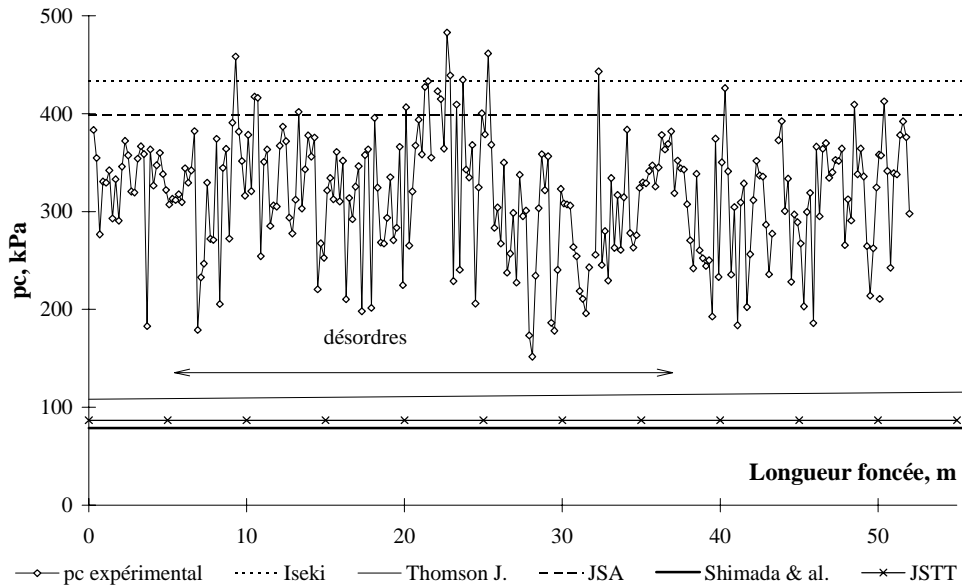


Figure III.30 : Confrontation des pressions de contact expérimentales et empiriques – tronçon3

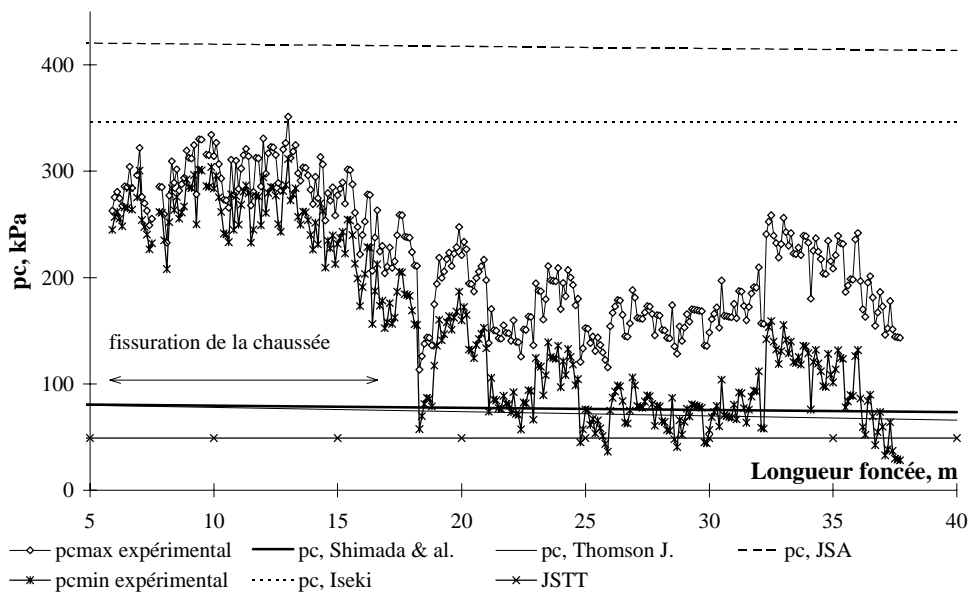


Figure III.31 : Confrontation des pressions de contact expérimentales et empiriques tronçon III

Concernant les méthodes de prévision de la valeur de pression de contact de travail, les Figure III.30 et Figure III.31 valident nos conclusions précédentes : les méthodes Iseki et JSA sont bien adaptées à cette prévision.

Pour le tronçon 3, la pression de contact évaluée selon la méthode Iseki indique une borne supérieure correspondant aux désordres observés, alors que les valeurs de p_c évaluées selon la Japan Sewage Association donnent une limite légèrement moins sécuritaire aux problèmes d'instabilité par refoulement.

Pour le tronçon III, la borne supérieure calculée selon la méthode Iseki correspond au maximum des pressions de contact évaluées d'après les données expérimentales. Elle ne permet donc pas d'éviter la fissuration de la chaussée. Il en va de même de la méthode JSA pour laquelle les valeurs sont supérieures à celles de la méthode Iseki. Toutefois, les écarts sont vraiment minimes, ils nécessitent l'application d'un coefficient de sécurité de 1.2.

Au vu de ces remarques, il apparaît une nouvelle formulation pour la détermination de la pression au front de taille maximale possible sans instabilité par refoulement :

$$p_{c \max} = \frac{1}{1.2} \cdot \min[p_c (\text{Iseki}); p_c (\text{JSA})], \text{ soit :}$$

$$p_{c \max} = \frac{1}{1.2} \cdot \min \left[\left(\frac{13.2 \cdot \pi \cdot D_e \cdot N}{\pi \cdot D_e^2 / 4} \right); \left(40 \cdot N + \gamma_w \cdot \left(h_w + \frac{D_e}{2} \right) + 50 \right) \right], \text{ cas des sols cohérents.}$$

4.5. COMPARAISON AVEC LES METHODES DE CALCUL DES VALEURS LIMITES

Les résultats des valeurs limites calculées selon les méthodes de l'équilibre limite et de l'analyse limite, présentées dans le chapitre II, sont synthétisés dans le tableau suivant.

		Limoges		Barr		Genève
		tr2	tr3	tr3	trIII	
Résultats expérimentaux p_c , kPa		0 à 1133 moy-363	0 à 2874 moy-930	151 à 483 moy-297.5	113 à 351 moy-213	0 à 540 moy-351.5
Equilibre Limite p_c Stein, kPa		285 à 878	125 à 581	320	317	797 à 2351
Analyse Limite p_c , kPa	Milligan & Norris				1035 à 1143	
	Leca & Dormieux		≤ 1495	1148		
	Leca & Panet			1049	789 à 902	
	Regenass		616	3664	2081 à 2615	

Tableau III.26 : Comparaison des pressions de contact expérimentales et des valeurs limites cas du refoulement

On remarque très nettement que les valeurs liées à l'analyse limite sont très supérieures aux valeurs liées à l'équilibre limite. Ces dernières entrent dans la tranche supérieure des pressions de contact déterminées expérimentalement.

Dans le cas des sols cohérents du chantier de Barr, une comparaison entre les valeurs expérimentales de la pression au front de taille et les désordres observés sur le site indiquent une borne maximale en dessous de laquelle aucun refoulement n'a été observé, de 340kPa pour le tronçon 3 et 260kPa pour le tronçon III. D'après le Tableau III.26, ces valeurs sont relativement proches des calculs effectués selon l'analyse de l'équilibre limite, qui semble ainsi être fiable dans ce cas (Figure III.32).

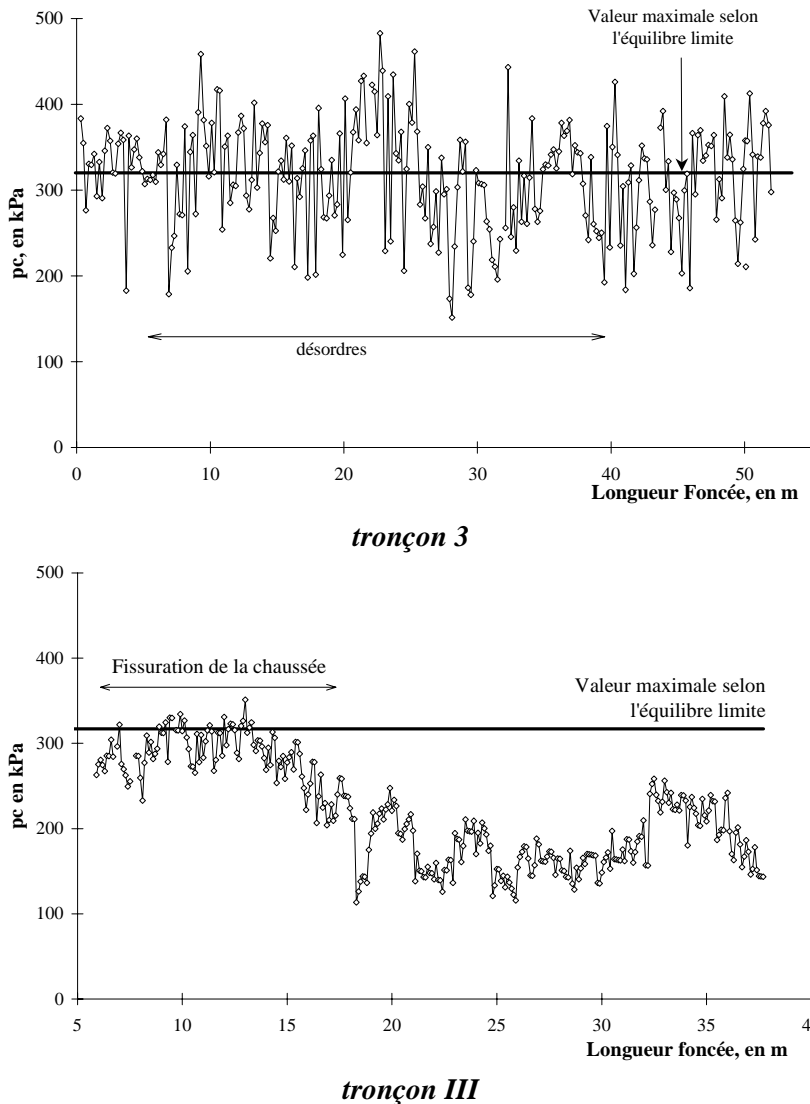


Figure III.32 : Comparaison de la pression au front de taille expérimentale et calculée selon la méthode de l'équilibre limite – chantier de Barr

Il faut toutefois signifier que les calculs effectués selon l'analyse limite considèrent le massif de sol autour du microtunnel comme homogène. Le sol est donc assimilé à une argile-marne raide dotée de caractéristiques géotechniques très bonnes. Or le tracé se situe sous une chaussée (soit environ 80cm de remblai routier), mais surtout il passe à côté ou au-dessous de l'ouvrage en maçonnerie canalisant la Kirneck dans le cas du tronçon 3 et en dessous d'un canal à incendie désaffecté pour le tronçon III. Les caractéristiques mécaniques ne sont donc pas les mêmes.

Toutefois, le calcul selon l'équilibre limite est plus simple d'utilisation que celui en analyse limite.

4.6. CONCLUSION

Les données recueillies, durant le suivi sur site des chantiers de microtunnelage de Limoges, Barr et Genève, permettent d'affiner les méthodes d'évaluation de la pression de contact moyenne de travail ainsi que les méthodes de calcul des valeurs limites. Ces deux méthodes se rejoignent dans le sens où, la pression de contact de travail recommandable doit être dans le domaine acceptable défini par les bornes maximale et minimale.

Nous pouvons constater, à travers l'expérience du chantier de Barr, que les estimations de la valeur de travail de p_c selon les méthodes développées par Iseki et la JSA sont relativement bonnes. Il en va de même de la méthode reprenant la théorie de l'équilibre limite pour les estimations de la valeur limite répondant au cas du refoulement.

Les pressions au front de taille déterminées pour les deux autres chantiers valident les réflexions précédentes concernant les valeurs de travail de p_c , dans la mesure où aucun refoulement n'a été observé lors du fonçage.

5. CONCLUSION

Les observations sur les chantiers de microtunnelage permettent d'enrichir la base de données concernant les valeurs en frottement et en pression au front de taille. Elles permettent aussi de valider la nouvelle démarche de prévision du frottement unitaire proposée dans le chapitre II. Elle prend en compte nombre de paramètres importants liés à la technique du microtunnelage : la stabilité de l'excavation, le déchargement du sol autour des tuyaux de fonçage, la nature du sol et donc du contact sol/tuyau, le désalignement des tuyaux et les temps de pause.

Les incidents survenus lors du fonçage à Barr permettent de cerner la valeur limite de la pression à appliquer au front de taille afin d'éviter tout refoulement en tête. La meilleure méthode de détermination de la valeur de travail ainsi que de la valeur maximale de p_c a donc pu être choisie. Il reste toutefois à confirmer ce résultat sur d'autres cas réels de refoulement.

Ainsi, à travers ces deux démarches, la poussée totale nécessaire à la réalisation du microtunnelage peut être prévue de manière plus réaliste pour la conception et le dimensionnement d'un projet.

2^{ème} Partie :

La campagne expérimentale en laboratoire

**IV. Frottement sol/tuyau et
Mouvements du sol engendrés par le
Creusement de Microtunnels**

1. INTRODUCTION.....	142
2. LE FROTTEMENT À L'INTERFACE SOL/STRUCTURE.....	142
3. LE FROTTEMENT SABLE D'HOSTUN/ACIER.....	143
3.1. <i>Présentation générale</i>	143
3.2. <i>Essais de cisaillement complémentaires aux essais à la chambre d'étalonnage</i>	144
4. MODÉLISATION DU FROTTEMENT LIÉ AUX OPÉRATIONS DE MICROTUNNELAGE.....	146
4.1. <i>Essais tridimensionnels en chambre d'étalonnage</i>	147
4.2. <i>Etude de l'influence des aspérités du sol sur le comportement au frottement à l'interface sol argileux/microtunnel</i>	150
5. ETAT DE L'ART SUR LES MOUVEMENTS DU SOL ENGENDRÉS PAR LE CREUSEMENT DE MICROTUNNELS	151
5.1. <i>Les mouvements de terrain liés au creusement</i>	151
5.2. <i>Observations in situ des mouvements de sol</i>	153
5.3. <i>Observations sur modèle en laboratoire [CHAP, 92]</i>	153
5.4. <i>Prévision des mouvements du sol</i>	155
5.5. <i>La méthode empirique de Peck</i>	155
5.6. <i>La méthode théorique de Sagaseta</i>	159
5.7. <i>La méthode graphique de Chapman [CHAP, 99]</i>	161
5.8. <i>Discussion sur les méthodes présentées</i>	163
5.9. <i>Incidence des déplacements du massif de sol sur les constructions voisines en surface</i>	163
5.10. <i>Incidence des déplacements du massif de sol sur les constructions et équipements voisins enterrés</i>	165
5.11. <i>Limitation des tassements par l'amélioration du comportement des sols</i>	166
6. CONCLUSION.....	166

1. INTRODUCTION

Les enseignements, issus de l'étude phénoménologique en conditions réelles de chantiers de microtunnelage, conduisent au développement de la campagne expérimentale en laboratoire. Les essais simulent le fonçage d'un tuyau en acier à travers un massif de sable sec (Hostun RF) à l'intérieur d'une chambre d'étalonnage de grandes dimensions intérieures ($1,1*1,1*2m^3$). Les objectifs sont d'étudier les mouvements induits dans le massif du sol lors du fonçage ainsi que le frottement à l'interface sable/tuyau. L'étude s'étend à l'analyse de l'influence de divers paramètres tels que la surcoupe, la lubrification et la nature du lubrifiant.

Ainsi, cette partie se compose de trois chapitres. Le chapitre 4 se base sur la littérature et expose les résultats en frottement obtenus lors d'essais de laboratoire sur l'interface sable/acier lisse. Il reprend aussi les études sur les mouvements du sol engendrés par le creusement d'un microtunnel comprenant des observations in-situ, des essais expérimentaux en laboratoire mais aussi le développement de méthodes de prévision des déplacements.

Dans le chapitre 5, sont présentés les dispositifs expérimentaux mis au point : la chambre d'étalonnage, le système de pluviation pour la mise en place du sable, le système d'injection de lubrifiant et le dispositif instrumental. Le programme des essais et la procédure développée sont ensuite abordés.

Enfin dans le dernier chapitre, les mesures d'effort de poussée et de déplacements horizontaux du sol sont exploitées en terme de frottement à l'interface et de mouvements du massif de sol. L'analyse théorique des résultats permet d'identifier une loi locale de comportement au frottement le long du tuyau. Par ailleurs, on propose également une simulation bidimensionnelle de déconfinement qui rend compte de manière satisfaisante des mouvements dans le sol et de l'évolution du frottement.

2. LE FROTTEMENT A L'INTERFACE SOL/STRUCTURE

Le frottement à l'interface 'sol pulvérulent' et structure ne peut pas s'étudier comme un phénomène uniquement local du fait, entre autres, de l'influence de la déformation du massif de sol. En effet lorsqu'un sol pulvérulent est soumis à l'effet de cisaillement, il subit une variation de volume, dont le signe dépend de la compacité du sol pulvérulent : pour un sable lâche, on dit qu'il y a contractance et pour un sable dense, dilatance.

La dilatance du sol se développant durant la mobilisation du frottement est le facteur le plus important du frottement [SCHL, 81]. Lors d'une sollicitation (en compression lors de nos essais), les tuyaux se mettent en mouvement, une zone de cisaillement apparaît alors sur leur pourtour. Dans un sable dense, cette zone va avoir tendance à se dilater. Cette dilatance peut être évaluée grâce à l'essai de cisaillement direct à contrainte normale constante. Il a été remarqué lors de tels essais, que plus la contrainte normale est élevée plus il devient difficile pour le sol de se dilater pendant le cisaillement. On

parle alors de « dilatance empêchée » : l'augmentation de volume est en effet empêchée par le sol qui entoure la zone en cisaillement, entraînant une augmentation localisée des contraintes normales sur le sol cisailé et par la suite sur la surface de la structure engendrant une résistance au cisaillement plus importante (Figure IV.1). Cette augmentation de la contrainte normale est difficile à prévoir. Toutefois les essais expérimentaux d'arrachement de Wernick en 1977 ont conclu sur un facteur multiplicateur de la contrainte normale initiale de 10. La dilatance se présente alors comme le phénomène fondamental intervenant dans le frottement entre les tuyaux et le sable dense.

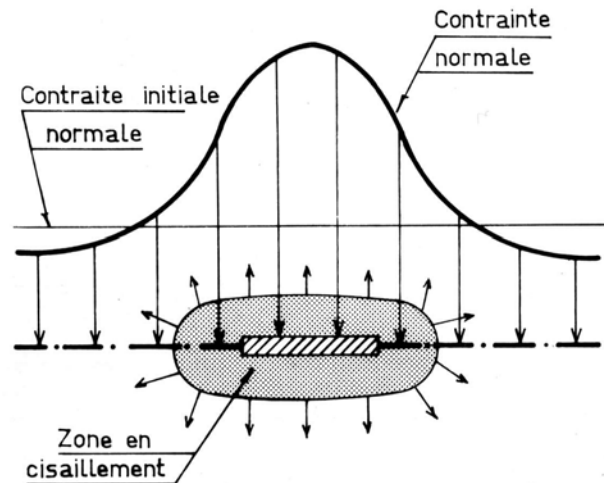


Figure IV.1: Répartition des contraintes normales autour des inclusions [SCHL, 81]

Dans la littérature, les phénomènes de dilatance et de dilatance empêchée ont fait l'objet d'études importantes et nombreuses. Cependant on remarque, d'une part, qu'elles visent essentiellement la mobilisation maximum du frottement (terre armée, clous, pieu) contrairement à notre cas et, d'autre part, qu'elles ne traitent pas du cas de la surexcavation et de l'injection de lubrifiant.

Dans le cas du fonçage des tuyaux, la détermination de μ suppose que l'on connaisse la contrainte normale sol/tuyau. Celle-ci est fortement affectée par la surcoupe, l'injection de lubrifiant et la dilatance du sol. Aussi définit-on un coefficient de frottement apparent μ^* , obtenu par référence aux contraintes initiales du sol au repos. Le coefficient sera très fortement supérieur au coefficient de frottement réel μ dans le cas du fonçage sans surcoupe en sol dilatant, et pourra être inférieur en présence d'une surcoupe qui diminue les contraintes normales. On s'intéressera alors aux paramètres au palier, tandis que l'on s'occupera du pic pour les essais sans surcoupe.

3. LE FROTTEMENT SABLE D'HOSTUN/ACIER

3.1. PRESENTATION GENERALE

Potyondy (1961) est l'un des premiers à étudier le frottement d'interface entre un sable fin dense au contact de plaques de matériaux différents. Depuis, les essais de

cisaillement, qu'ils soient directs, simples ou annulaires, se sont multipliés, pour étudier tour à tour l'influence de la nature du sol, de sa densité relative, de la taille des grains, de la rugosité du matériau et de la contrainte normale initiale.

De nombreux travaux de recherche relatés dans la littérature portent sur des essais de cisaillement entre des sables et diverses surfaces plus ou moins rugueuses et composées de matériaux différents. Les résultats concernant plus particulièrement l'acier (lisse) et le sable d'Hostun (voire des sables fins se rapprochant de celui-ci sont listés afin de servir de référence à l'interprétation des essais effectués (Tableau IV.1).

D'après le Tableau IV.1, les valeurs de coefficient de frottement à partir d'essais de cisaillement sable/'plaque métallique lisse' sont de l'ordre de 0.4 à 0.5. On retrouve certains des paramètres influençant le frottement dans ce tableau : la nature du sable, sa granularité, sa densité relative ainsi que sa teneur en eau.

3.2. ESSAIS DE CISAILLEMENT COMPLEMENTAIRES AUX ESSAIS A LA CHAMBRE D'ETALONNAGE

Parallèlement aux essais réalisés durant cette thèse, Y. Bourdeau [BOUR, 00] a mis en place une campagne d'essais de cisaillement entre trois types de sol (le sable d'Hostun RF, un limon sablo-argileux et une grave) et trois types de plaques représentant la surface du tuyau de fonçage (l'acier lisse, le béton et le PVC). Des essais d'injection de lubrifiants (boue bentonitique et polymère) à l'interface sol-plaque ont aussi été réalisés. Deux formats de boîte de cisaillement ont été utilisés : 100*100mm² et 200*200mm² (Figure IV.2) la deuxième étant adaptée à l'injection.

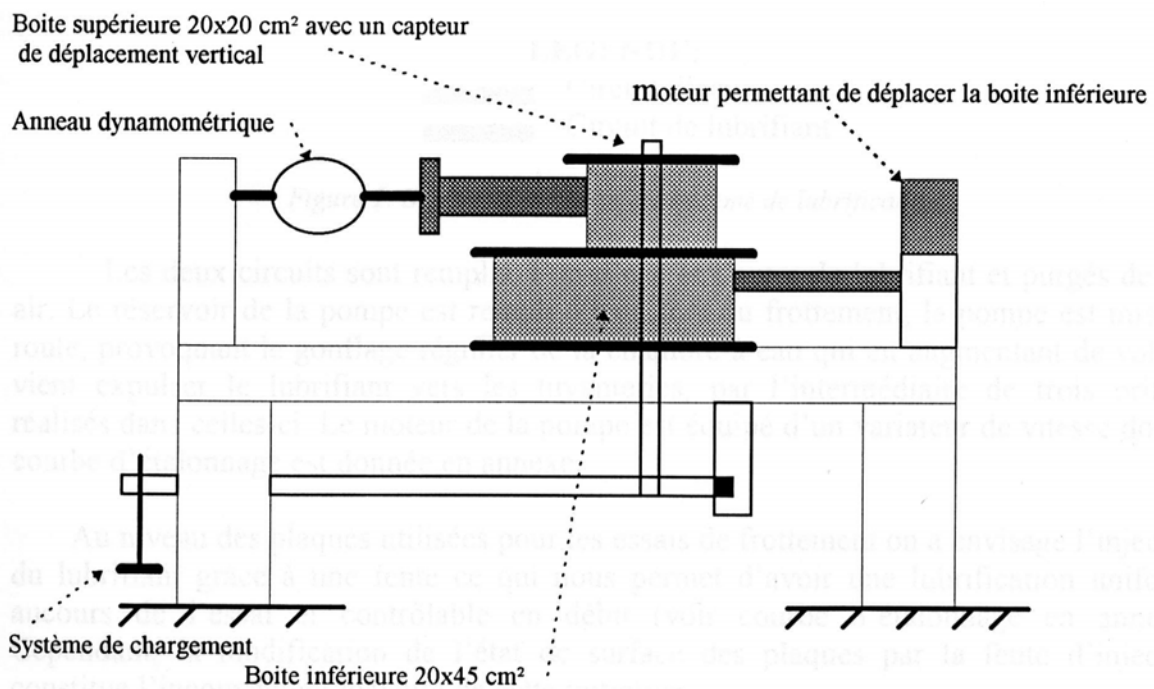


Figure IV.2: schéma de la boîte de cisaillement 200*200mm²

Auteurs	Potyondy & al. 1961	Schlosser & al. 1981	Guilloux & al. 1979	Bahloul, 1990	Haider, 1998	Boutrif, 1993	GAY, 2000
cisaillage	direct						
plaque	acier lisse	métallique et lisse	métallique et lisse	acier lisse		plaque lisse	
sol	sable fin 0.06 à 2mm dense, Dr=66%	sable Leucate calcaire	sable de Fontainebleau	sable d'Hostun			
	sec			50 à 200 kPa	50 à 200 kPa	100 à 1200kPa	5 à 20kPa
	w= 0.8% saturé			0.16-0.63mm (RF)			
Φ_{sol} (°)	44.3	43	34	Dr=92%	Dr=86%	lâche	Dr=80-90%
δ (°)	24.1	26	29	σ_n cst	38.7° pic 30.5° palier	pic	35° pic 35° palier
μ (-)	0.45	0.49	0.55	Dr=64%	22° pic 19° palier	23.3	
	0.46	0.40	0.50	Dr=64%	0.4 pic 0.34 palier	0.48	
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%		0.43	
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.46	0.40	0.55	Dr=92%			
	0.42	0.47	0.42	Dr=92%			
	0.47	0.42	0.42	Dr=92%			
	0.42	0.40	0.55	Dr=			

Les résultats des essais réalisés concernant le sable d'Hostun RF sont synthétisés dans le tableau ci-après (Tableau IV.2), la campagne n'étant pas achevée :

	sol/sol	sol/plaque			
		à sec		polymère 2.61%	bentonite 6%
		PVC	acier	PVC	PVC
boîte (mm ²)	100*100	100*100		200*200	200*200
γ , kN/m ³	15.6	15.6		15	15.6
ϕ_{pic} , °	36.6 à 38.7				
ϕ_{palier} , °	30.5 à 32.8				
δ_{pic} , °		21.2-22	22	22.9	23.7
δ_{palier} , °		18.5-18.8	19	16.9	17.2
réduction du frottement					9%

Tableau IV.2 : Résultats des essais de cisaillement avec le sable d'Hostun RF [BELH, 99], [HAID, 98]

L'injection de lubrifiant entre le sable d'Hostun RF et le PVC est peu efficace avec une réduction de 7% avec la boue bentonitique et de 9% avec le polymère. La réduction du frottement engendrée reste du même ordre de grandeur pour les deux lubrifiants quelle que soit la nature du sol testée.

Nous adopterons les caractéristiques issues de ces travaux, pour le sable sec d'Hostun RF en contact avec une surface lisse en acier :

l'angle de frottement interne du sable : $\phi_{palier}=31,5^\circ$ et $\phi_{pic}=38,7^\circ$

l'angle de frottement sable/acier : $\delta_{palier}=19^\circ$ et $\delta_{pic}=22^\circ$

soit un coefficient de frottement apparent au palier : $\mu_{palier}^*=0,34$ et $\mu_{pic}^*=0,40$

pour des contraintes normales de 50 à 150kPa et une teneur en eau nulle.

La densité relative de ces essais, 86%, est égale à la densité relative moyenne sur nos essais à la chambre d'étalonnage.

4. MODELISATION DU FROTTEMENT LIE AUX OPERATIONS DE MICROTUNNELAGE

Des essais de grandes dimensions dans des chambres d'étalonnage ont pour objectif d'étudier le frottement induit par le fonçage des tuyaux lors d'opérations de microtunnelage. Deux campagnes de ce type ont été relevées dans la littérature. Elles ont été menées par Rogers & Yonan [ROGE, 92] et par Park [PARK, 97]. Elles sont présentées par la suite.

En parallèle des essais de cisaillement spécifiques aux problèmes du microtunnelage et permettant de mieux connaître l'angle de frottement à l'interface sable d'Hostun/tuyaux

en acier sont réalisés entre autres par Haider [HAID, 98], Bel Hadj [BELH, 99] et Milligan & Norris [MILL, 99].

4.1. ESSAIS TRIDIMENSIONNELS EN CHAMBRE D'ETALONNAGE

Rogers & Yonan [ROGE, 92] ont réalisé une campagne d'essais de modélisation dans deux types de sol sans cohésion afin de quantifier l'influence de certains facteurs tels que la pression des terres, la distance foncée et la surcoupe sur les forces de frottement. L'objectif est de parvenir à des recommandations pour réduire les forces de poussée.

La chambre d'étalonnage utilisée est de grande dimension (Figure IV.3), soit $1,8*1,5*1,5m^3$.

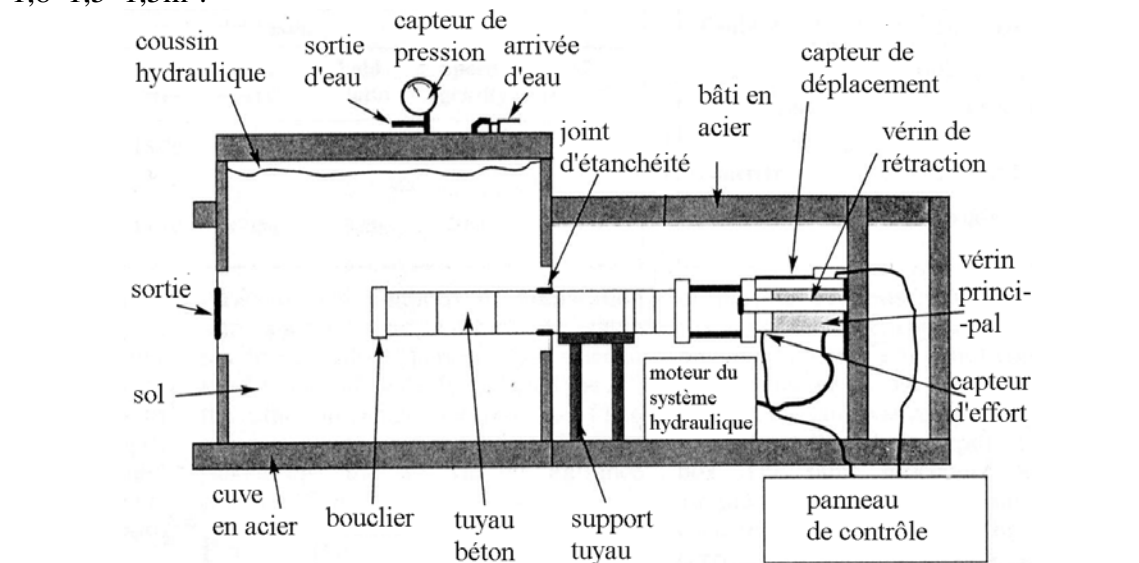


Figure IV.3: Vue en coupe de la chambre d'essai à l'Université de Loughborough

Elle est équipée d'un coussin d'eau pressurisée permettant d'appliquer une surcharge mesurée par un capteur de pression. La station de poussée est modélisée par un vérin hydraulique d'une course de 120mm et de capacité 500kN. L'enregistrement en continu de la force de poussée est possible grâce à un capteur de force. Il existe deux types de sables utilisés, deux types de tuyaux et deux méthodes de mise en place du sable et des tuyaux (Tableau IV.3 et Tableau IV.4).

Une extrémité de chaque tuyau est usinée sur la moitié de son épaisseur à l'intérieur et l'autre à l'extérieur, pour permettre de les assembler comme un microtunnel réel. Le tuyau « béton » est en fait un tuyau acier recouvert d'une couche de microbéton.

	Leighton Buzzard LB	Concrete River CR		tuyau acier	tuyau béton
	sable granulaire et anguleux, sec et mal gradué	sable rond, humide, et bien gradué		R*, taux surcoupe *	0 ; 0.024 ; 0.031 ; 0.062 ; 0.14 ; .064
d/D, mm	1/2			L, mm	240
γ_{\min}	15.2 kN/m ³	17.1 kN/m ³		D _{ext} , mm	194
γ_{\max}	17.08 kN/m ³	17.54 kN/m ³			200
e	0.78	0.60			
ρ_s	2.67	2.64			
ϕ (°)	42.2	37.9			
w, %	0	6, proche de w _{OPN}			

(a)

$$*avec R^* = (D_e - D_{ext}) / D_{ext}$$

(b)

Tableau IV.3 : Description des sols (a) et des tuyaux (b) utilisés par Rogers et Yonan

Mise en place des tuyaux	Mise en place du sable LB	Mise en place du sable CR
<u>type A</u> : les tuyaux sont placés sur un lit de sable puis enfouis	<u>pluviation</u> sur une hauteur de 60mm, au niveau des tuyaux le sable est versé puis compacté minutieusement avant de remplir complètement	par <u>couches successives</u> de 150mm d'épaisseur et compactées par une dame (8.87kg) tombant 3 fois d'une hauteur de 300mm, au niveau des tuyaux le sable est compacté dessous et autour avant de continuer
<u>type B</u> : les tuyaux sont foncés après remplissage complet de la chambre, le bouclier est à front ouvert, sa trousse coupante a un angle de 30° (=φ _{sol}), application d'une contrainte normale initiale 200kPa avant l'essai pour simuler la préconsolidation (2jours).	mise en place par pluviation et <u>excavation par aspiration</u> à l'intérieur de la trousse coupante	mise en place par couches successives et <u>excavation par une « vis sans fin »</u> à 80mm devant les tuyaux.

Tableau IV.4 : Description des différentes mises en place des sols et des tuyaux

L'analyse des résultats de ces différents essais débouche sur les observations et conclusions suivantes :

- ✓ le frottement augmente presque linéairement avec la distance et les contraintes de surface,
- ✓ pour les tuyaux à surface rugueuse ou à joints ouverts ou désalignés une résistance doit être surpassée avant la mise en mouvement des tuyaux,
- ✓ le frottement est 60% plus faible pour le tuyau acier lisse que pour le tuyau béton plus rugueux,
- ✓ le frottement est 70% plus grand dans le sable angulaire et mal gradué de Leighton Buzzard que dans le sable rond et bien gradué de Concrete River,

- ✓ **le frottement atteint un minimum pour un taux de surcoupe $R^*=0,04$** , mais cette valeur ne pourra être utilisée pour la conception d'un chantier que si le tassement induit en surface n'atteint pas des valeurs critiques.

Les essais réalisés par Park [PARK, 97] à l'INSA de Lyon sont présentés dans le chapitre V suivant. Actuellement, les grandes conclusions de cette campagne expérimentale sont les suivantes :

- ✓ La bonne répétabilité des essais ainsi que la bonne simulation d'une hauteur équivalente par le coussin gonflable ont été démontrées.
- ✓ L'analyse globale des poussées :
 - la contrainte de frottement au palier augmente légèrement avec la densité du massif de sol,
 - le frottement diminue en présence d'une surcoupe,
 - la diminution du frottement due à la présence de la surcoupe est encore plus marquée lorsque la contrainte verticale est importante,
 - la relation $\tau-\sigma_n$ est linéaire : $\tau=c^*+\sigma_n.\tan\delta$ pour $\sigma_n<100\text{kPa}$ et c^* la cohésion apparente,
 - c^* et δ augmentent lorsque la densité augmente dans le cas des tuyaux normaux ($D_{\text{ext}}=33.7\text{mm}$) et lorsque le diamètre des tuyaux diminue dans les cas des tuyaux normaux et articulés.
- ✓ Les lois de comportement au frottement des tuyaux de gros diamètre (et donc de forte rigidité) peuvent être modélisées par une loi de fonçage $P_{\text{tot}}=f(\epsilon)$ linéaire et une loi de frottement local $f=f(u)$ trilineaire selon la figure suivante (Figure IV.4).

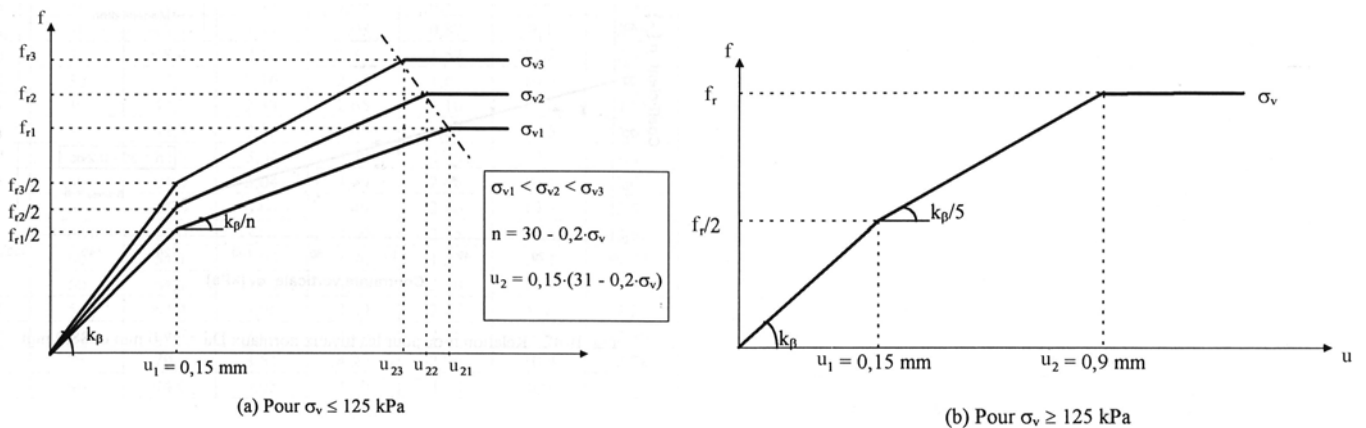


Figure IV.4 : Loi de comportement 'tuyaux foncés'/'sable d'Hostun'

- ✓ Dans le cas des tuyaux de faible diamètre et des tuyaux articulés, l'analyse du comportement au frottement doit tenir compte des flexions et des mésalignements occasionnés par le fonçage. Le comportement de ces deux types de tuyaux ne peut pas être analysé avec des lois d'ancrages classiques. La prise en compte des flexions et des mésalignements nécessite de considérer un

mécanisme de mobilisation progressive des frottements comparable au comportement en traction des inclusions extensibles.

4.2. ETUDE DE L'INFLUENCE DES ASPERITES DU SOL SUR LE COMPORTEMENT AU FROTTEMENT A L'INTERFACE SOL ARGILEUX/MICROTUNNEL

D'après les suivis expérimentaux de neuf chantiers de microtunnelage, Milligan & Norris [MILL, 99] ont observé un comportement de type « frottant » à l'interface sol/tuyau dans des sols cohérents de type argile glaciaire raide de faible à moyenne plasticité et de type argile de Londres de forte plasticité. Ils expliquent ces résultats par le fait que les contraintes de contact mesurées varient très vite en fonction de l'excavation, de la rugosité du tuyau et de la surface du sol. Le comportement frottant apparent à l'interface pourrait provenir des aspérités du sol engendrant des contacts sol/tuyau sporadiques et irréguliers (Figure IV.5).

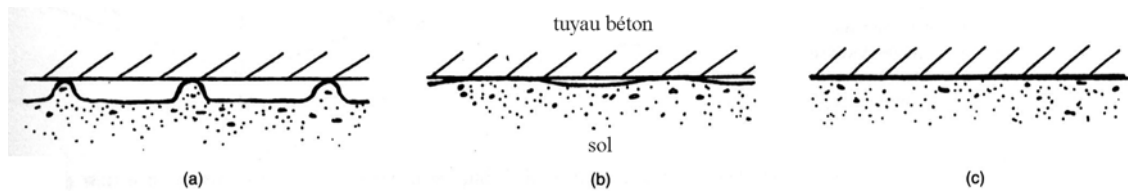


Figure IV.5 : schématisation des contacts entre le sol et le microtunnel [MILL, 99]

Aussi une campagne d'essais de cisaillement direct à la boîte 50*50mm² de type sol argileux/béton a été mise en place afin d'étudier l'influence des aspérités du sol sur le comportement au frottement (Figure IV.6). Deux types de sol ont été utilisés : l'argile de Londres et la kaolinite. Ces matériaux ont été préparés soit avec une surface plane soit avec des aspérités.

Les essais avec les aspérités et la kaolinite ont donné un angle de frottement de 38°. Les aspérités sont comprimées initialement par le chargement vertical puis par le chargement en cisaillement. Cependant les essais sur surface plane avec la kaolinite indiquent des angles compris entre 41 et 45° selon la contrainte verticale appliquée. Les auteurs n'ont pu conclure quant à l'influence des aspérités.

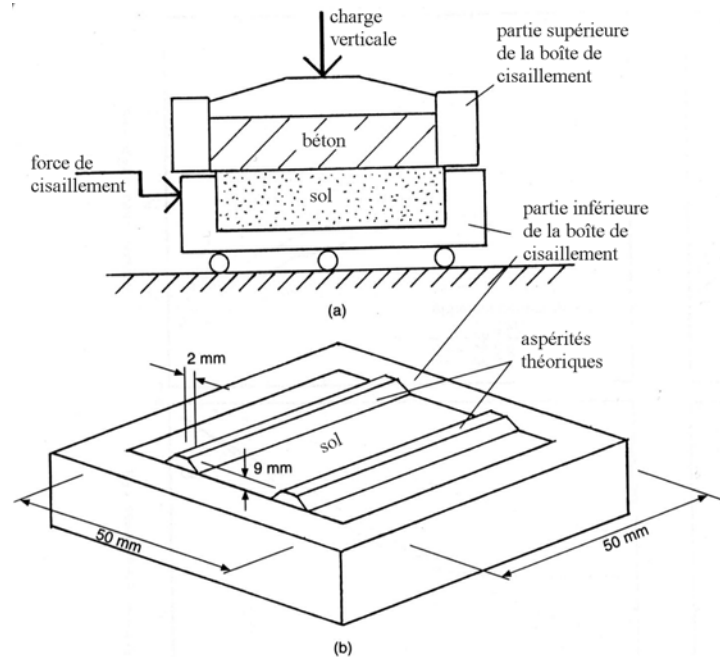


Figure IV.6 : schéma des essais

5. ETAT DE L'ART SUR LES MOUVEMENTS DU SOL ENGENDRES PAR LE CREUSEMENT DE MICROTUNNELS

Pour l'instant, la technique du microtunnelage est la plus souvent utilisée pour des massifs peu encombrés de réseaux enterrés. Il est cependant nécessaire d'étendre la portée de cette technique aux environnements urbains où l'espace souterrain est limité du fait de la densité des réseaux déjà existants. Aussi la connaissance de l'étendue de l'influence du fonçage dans le sol devient nécessaire.

C'est seulement à partir des années 90 que l'on trouve dans la littérature des études concernant le mouvement des sols associé aux opérations de microtunnelage. Il existe donc encore peu d'éléments de mesure in situ pour corroborer les méthodes de prévision. Toutefois comme la technique du microtunnelage est similaire sous certains aspects avec le creusement de grands tunnels, certains auteurs proposent les méthodes de prévision des mouvements de sol, ainsi que l'influence sur les structures en surface et enterrées environnantes. Pour remédier aux mouvements du massif de sol et donc aux éventuels dommages sur les constructions et équipements, il est possible d'améliorer le comportement des terrains en particulier par des méthodes d'injection.

5.1. LES MOUVEMENTS DE TERRAIN LIES AU CREUSEMENT

Le mode de mise en place de la canalisation par fonçage se différencie par son dynamisme dans la pose statique des voussoirs d'un tunnel. Cette technique entraîne des mécanismes modifiant les contraintes dans le sol et donc aussi les mouvements du massif entourant le tracé. On peut citer [CHAP, 96a], [PELL,97] :

1. le mauvais équilibrage des pressions au front de taille
2. le fonçage non contrôlé
3. la fermeture de l'espace annulaire
4. une injection trop forte du lubrifiant dans l'espace annulaire
5. les conditions géologiques et hydrogéologiques

1. Un déséquilibre des pressions au front peut subvenir lorsque la poussée du bouclier sur le sol est inférieure à la poussée des terres (ou supérieure à la butée des terres) auquel cas le front de taille va être instable et s'effondrer dans la chambre d'excavation et ainsi créer une surexcavation pouvant entraîner un tassement en surface (le sol au front va être refoulé pouvant alors créer un soulèvement en surface). La technique du microtunnelage permet de réduire ce problème en contrôlant les pressions de contact et de marinage. Toutefois, un tel pilotage reste délicat lorsque le tracé traverse différents types de terrains ou un même sol aux caractéristiques géotechniques variables [CHAP, 96a], [DEMO, 91].

2. Le fonçage est une action propre au microtunnelage. Il induit une poussée en avant des tuyaux précédés du bouclier vers le front de taille d'où l'apparition de contraintes et

donc de déformations dans le massif de sol. Toutefois un contrôle attentif de l'avancement avec l'excavation permet de réduire, voire d'annuler ce phénomène.

3. La surexcavation créée autour des tuyaux afin de réduire, entre autre, le frottement sol/tuyau, entraîne un déconfinement et un resserrement du sol autour de la canalisation, pouvant induire un tassement en surface. Toutefois ce vide annulaire est faible dans le cas des microtunnels. Il est de plus, souvent rempli de lubrifiant permettant non seulement de servir de soutènement au sol mais aussi de diminuer le frottement à l'interface sol/tuyau [DYER, 96].

4. Une injection mal contrôlée avec un excès de volume ou de pression d'injection peut alors avoir l'effet inverse de celui souhaité et créer une perturbation dans le massif de sol pouvant aller jusqu'au soulèvement. Un tel cas a pu être observé dans un terrain perméable et pour un tracé peu profond [PELL, 96].

5. Les caractéristiques géotechniques ainsi que la nature du sol traversé portent aussi à conséquence. On peut citer en exemple le cisaillement à l'interface sol/tuyau dans des sols sableux entraînant soit un phénomène de dilatance s'il est dense soit de contractance s'il est lâche d'où un possible soulèvement ou tassement en surface ; de même une argile (surconsolidée) aura tendance au gonflement lié à l'hydratation due au liquide de marinage ou à l'injection d'une boue colloïdale non adaptée dans le vide annulaire. Pour s'affranchir de ces problèmes, une surcoupe plus large serait à envisager.

La présence de l'eau dans le sol est aussi sujet à désordres. Rogers & Chapman [ROGE, 98] notent que si le tracé se situe sous la nappe ou si une inondation vient de la surface, alors les déplacements dans le massif seront plus importants à cause des pressions interstitielles positives et de la meilleure aptitude des sols à consolider en présence d'eau. Dans le cas d'un sol granulaire fin, une pression interstitielle négative peut entraîner de façon temporaire une diminution des mouvements à court terme. De Moor & Taylor [DEMO, 91] ont pu observer des mouvements en surface de type soulèvement dus à un excès de pression interstitielle dans le sol cohérent saturé associé à une surpressurisation du liquide de marinage au front provoquant ensuite à long terme un tassement de consolidation dû à la dissipation progressive de l'excès de pression interstitielle (Figure IV.7).

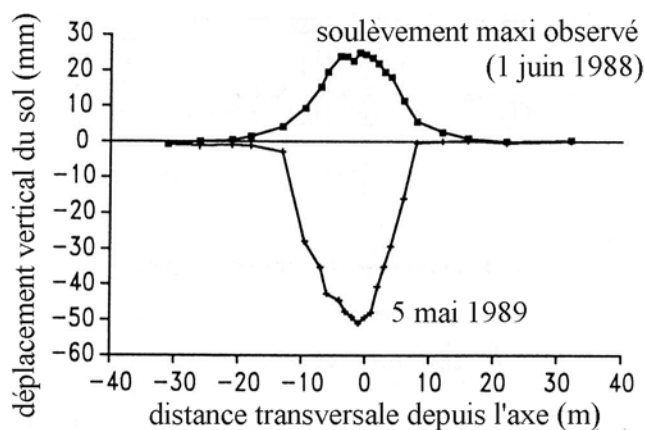


Figure IV.7 : Soulèvement à court terme puis tassement à long terme en surface [DEMO, 91]

5.2. OBSERVATIONS IN SITU DES MOUVEMENTS DE SOL

Il existe peu d'observations et de mesures de déplacements du sol liés aux opérations de microtunnelage dans la littérature. On peut citer toutefois les travaux de Rogers & al. [ROGE, 89], De Moor & Taylor [DEMO,91], Bennett & al. [BENN, 94] avec le programme CPAR, Milligan & Marshall [MILL, 95b], Chapman [CHAP, 96a], Marshall & al. [MARS, 96b] et Dyer & Hutchinson [DYER, 96]. Il faut noter que la plupart de ces suivis de chantiers in situ concerne des canalisations de diamètre compris entre 1,2 et 2,17m, qui entrent plutôt dans la catégorie des minitunneliers.

Les mesures des mouvements en surface ont montré notamment :

- un tassement maximal allant de 3 à 42,8mm [ROGE, 89], [MILL, 95b], [DYER, 96] correspondant pour Dyer & al. à la perte de volume due à la surcoupe associée à la contraction du sable lâche cisailé et à un vide annulaire non rempli de boue.

- un soulèvement maximal de 11 à 25mm dû à une surpression du fluide de marinage au front de taille et suivi à long terme d'un tassement de 52mm maximum [DEMO, 91], [CHAP, 96a].

Les mesures dans le massif de sol sont moins nombreuses car plus coûteuses et plus difficiles à mettre en œuvre. Toutefois Dyer & al. ont montré une zone d'influence autour du microtunnel de trois fois son diamètre au-dessus et au-dessous de l'axe [DYER, 96].

5.3. OBSERVATIONS SUR MODELE EN LABORATOIRE [CHAP, 92]

Afin d'étudier les mouvements de sol engendrés lors d'opérations de microtunnelage et d'éclatement, une campagne d'essais en semi-grandeur dans une cuve de 1.5*1.5*1.0m³ a été réalisée. Le fonçage d'un tuyau semi-circulaire en acier de 200mm de diamètre est simulé selon les deux techniques à travers un sable sec. Les mouvements du sol sont mesurés selon la technique de stéréo-photogrammétrie. Trois séries d'essais ont été lancées : l'une modélisant le microtunnelage à bouclier ouvert, la seconde le microtunnelage à bouclier fermé et la dernière le procédé par éclatement. Chapman a ainsi étudié l'influence sur les mouvements du sol de la hauteur de couverture, du taux de surcoupe (0.1 et 0.2 pour les essais de microtunnelage), du taux d'éclatement (pour les essais par éclatement) et de l'effet de la nature du sol en utilisant deux types de sable de densité différente (Tableau IV.5).

Le sable est mis en place selon deux techniques. La méthode par compactage est préférée pour obtenir l'état dense à la méthode par vibration. Elle consiste à compacter chaque couche de sol de 150 à 200mm d'épaisseur à l'aide d'une dame de 10kg dont la surface est de 200*200mm², lâchée d'une hauteur de chute de 150 à 200mm, et ce par trois fois. La méthode de pluviation est utilisée pour obtenir l'état lâche. Le sable tombe d'une hauteur de pluviation constante à travers un tamis de forme pyramidale.

sable de Leighton Buzzard	sable 25B grade
uniformément gradué, $C_u=1.36$, $C_c=1.04$	bien gradué, $C_u=2.84$, $C_c=0.66$
$d_{10}=1.18$, $d_{30}=1.40$ et $d_{60}=1.60\text{mm}$	$d_{10}=0.67$, $d_{30}=0.92$ et $d_{60}=1.90\text{mm}$
$\rho_{\max}=1667\text{kg/m}^3$, $\rho_{\min}=1667\text{kg/m}^3$, $\rho_s=2.6$	$\rho_{\max}=1709\text{kg/m}^3$, $\rho_{\min}=1563\text{kg/m}^3$, $\rho_s=2.57$
$\varphi'_{\text{dense}}=48^\circ$, $\varphi'_{\text{lâche}}=39^\circ$	$\varphi'_{\text{dense}}=50^\circ$, $\varphi'_{\text{lâche}}=40^\circ$
$\varphi_{\text{naturel}}=35^\circ$, $\varphi'_{\text{crit}}=34^\circ$	$\varphi_{\text{naturel}}=36^\circ$, $\varphi'_{\text{crit}}=36^\circ$
$\psi'_{\text{dense}}=17.5^\circ$, $\psi'_{\text{lâche}}=6^\circ$	$\psi'_{\text{dense}}=17.5^\circ$, $\psi'_{\text{lâche}}=5^\circ$
$e_{\max}=0.74$, $e_{\min}=0.56$	$e_{\max}=0.64$, $e_{\min}=0.52$
$e_{\text{dense}}=0.6$ & $Dr_{\text{dense}}=88\%$	$e_{\text{dense}}=0.53$ & $Dr_{\text{dense}}=90\%$
$e_{\text{lâche}}=0.7$ & $Dr_{\text{lâche}}=22\%$	$e_{\text{lâche}}=0.59$ & $Dr_{\text{lâche}}=39\%$

Tableau IV.5 : Caractéristiques des deux types de sable utilisés par Chapman [CHAP, 92]

Les résultats observés montrent dans un plan perpendiculaire au tracé (Figure IV.8) que la composante verticale est nettement prépondérante par rapport à la composante horizontale des mouvements du sol. Toutefois l'auteur remarque que les mouvements horizontaux sont plus importants près du tuyau et près de la surface (phénomène de fontis) ; Les mouvements sont légèrement moindres dans les sables lâches que denses, il en va de même lors d'une augmentation du rapport h/D_e (ou C/D). Les mouvements dans le sable 25B grade ont tendance à être supérieurs dans les zones de compression et inférieurs dans les zones de dilatance que dans le sable de Leighton Buzzard.

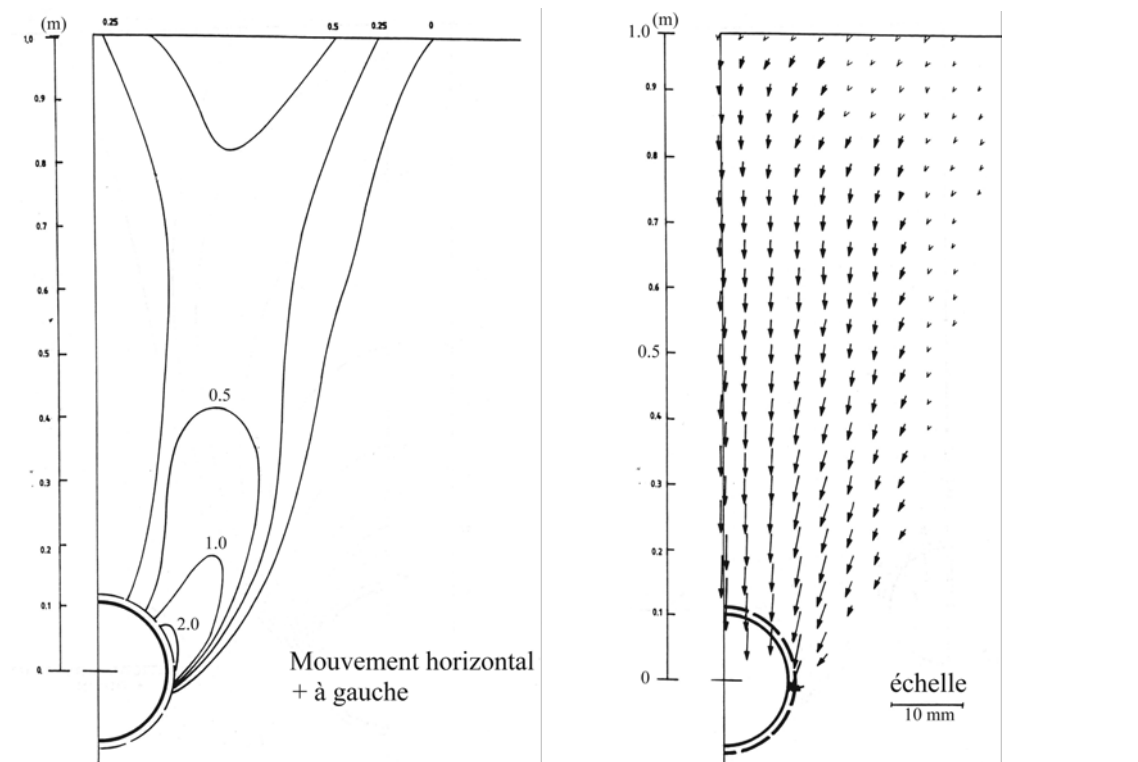


Figure IV.8 : Représentation du champ de déplacements du sol observés lors de la simulation d'un microtunnelage à bouclier ouvert dans le sable lâche de Leighton Buzzard avec $h=4.5D_{\text{ext}}$ et $s=0.5D_{\text{ext}}$ [CHAP, 92]

D'après les mouvements observés, il apparaît possible de déduire les mouvements du sol induits par le fonçage en utilisant une surcoupe équivalente correspondant aux pertes totales de sol sur l'ensemble du tracé cumulées aux pertes au front de taille.

Afin de modéliser les mouvements du sable obtenus lors des essais, deux méthodes sont exposées et étudiées : la fonction erreur et la méthode de Sagaseta. La 1^{ère} n'est adaptée que pour la prévision des mouvements de sol dans le plan perpendiculaire au tracé. Au contraire la seconde méthode est relativement souple et simple d'utilisation, elle a montré une bonne prévision des mouvements du sol qu'il soit dense ou lâche lors d'opérations de simulation de microtunnelage ou d'éclatement.

5.4. PREVISION DES MOUVEMENTS DU SOL

O'Rourke est le premier auteur à étudier la prévision des mouvements du sol autour des techniques sans tranchée [CHAP, 96a]. Il considère alors les méthodes convergentes et expansives. Le microtunnelage entre dans la première catégorie pour laquelle il propose d'utiliser les méthodes de prévision de mouvements du sol liés aux opérations de tunnelage à grande échelle. Cette idée a ensuite été reprise par nombre de chercheurs étudiant les techniques sans tranchée.

Ainsi les méthodes de détermination des mouvements de sol reprises du tunnelage sont les suivantes :

- la méthode de Peck dite aussi fonction erreur ou méthode de la courbe de Gauss,
- la méthode de Sagaseta,
- la méthode de Chapman associant les deux premières en les adaptant au microtunnelage.

5.5. LA METHODE EMPIRIQUE DE PECK

En 1958, Marcos est le premier à décrire le profil d'une cuvette de tassement en surface par une fonction gaussienne [ESFE, 99]. Ensuite cette idée est validée par Peck en 1969 à partir de mesures de tassements effectuées sur plusieurs tunnels à faibles profondeurs [PECK, 69]. Ces observations montrent une prévision meilleure dans les sols cohérents que dans les sols non-cohérents. Depuis, de nombreux auteurs ont corroboré cette hypothèse couramment répandue de nos jours. L'équation des tassements en surface s'exprime alors par :

$$S_v(x) = S_{vmax} \cdot e^{\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)}$$

S_{vmax} : le tassement maximal en surface au niveau de l'axe du tunnel,

i : abscisse du point d'inflexion de la courbe (Figure IV. 9).

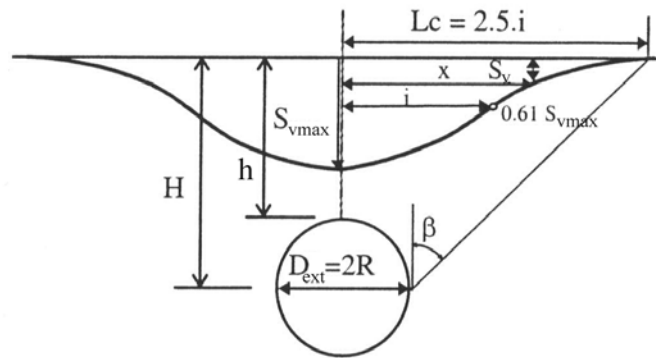


Figure IV. 9 : Notation des paramètres de la cuvette de tassement de Gauss

Ainsi le profil des tassements en surface est fonction de deux paramètres S_{vmax} et i . De nombreuses formulations et propositions ont été faites pour améliorer la précision de l'estimation de S_{vmax} et i . Les tableaux suivants répertorient quelques unes des formules présentes dans la littérature :

	Argile	Sable
Attewell, 1977	0,5.H	0,5.√H.D _e
Clough & al., 1981	0,5.H ^{0.8} .D _e ^{0.2}	
O'Reilly & al., 1982	0,43.H+1,1 3<H<34m ou 0,5.H	0,28.H-0,1 6<H<10m ou 0,25.H
Oteo & al. 1982	0,525.H-0,21.D _e avec coefficient de correction de 0,7 à 1,3 suivant la nature du sol	
Sagaseta, 1987	0,575.H	
Rankin, 1988	0,5.H	
Chapeau, 1991	0,45.H	0,2.H
Mair & al., 1993	0,5.H	
Dyer & al., 1996		0,29.H sable lâche à moyennement dense
Al Abram, 1998		0,15.H+0,5.D _e en déconfinement et avec un gros sable dense analogique
Sagiyama & al., 1999	0,75.h ^{0.8} .D _e ^{0.2} ou 0,5.H	0,5.h ^{0.7} .D _e ^{0.3} ou 0,35.H pour les sables et graviers

[CHAP, 91], [DYER, 96], [ALAB, 98a], [ROGE, 98], [DIAS, 99] & [ESFE, 99]

Tableau IV.6 : Propositions d'estimation de i en fonction de h , D_e et du sol

La méthode de Peck a été validée par des mesures in situ, pour l'estimation des profils de tassement en surface dû aux opérations de microtunnelage. On peut citer notamment les travaux de De Moor & Taylor [DEMO, 91] qui utilisèrent la formule de Clough & Schmidt (1981) pour i , Marshall & al. [MARS, 96b] qui utilisèrent la formule d'O'Reilly & New (1982) pour i et la formule de Mair & al. (1993) pour S_{vmax} .

	S_{vmax}	Remarques
Atkinson & al. 1977	$\left(1 - a \cdot \frac{h}{D_e}\right) S_{vclé}$	a=0.13 argile surconsolidée a=0.40 sable sous fortes contraintes a=0.57 sable dense sous faibles contraintes confirmé par : Bernat S. a=0,1 à 0,14 sol argileux Al Abram I. a=0,7 gros sable dense analogique
Clough & al. 1977	$\left(\frac{D_e}{H}\right)^{0.8} \cdot S_{vclé}$	sol argileux
Farmer & al. 1977	$D_e \cdot 10^{-3} \left(\frac{10 \cdot D_e}{H}\right)^{3/2}$	non confirmé par Bernat S. avec des différences de l'ordre de 300% dans les sols argileux
Sagaseta 1980	$\frac{\gamma \cdot D_e}{E} (0,85 - \nu)$	en fonction des paramètres élastiques du sol
Ward & al. 1981	$a \cdot \left(\frac{D_e}{H}\right)^{0.8} \cdot S_{vclé}$	a=0,13 à 0,4 suivant la nature du sol
Oteo & al. 1982	$\frac{1}{1 + a \cdot \frac{h}{D_e}} \cdot S_{vclé}$	Confirmé par Chapeau 1991 : a=0,25 à 0,5 sol argileux peu frottant a=0,7 à 0,8 sol maintenu sans rupture apparente a=1 à 2 sol granulaire frottant (effet de voûte) confirmé par : Bernat S. a=0,1 à 0,2 sol argileux Al Abram I. a=1,3 gros sable dense analogique
Poupelloz, 1984	$D_e \cdot 0,5 \cdot 10^{-3} \left(\frac{a \cdot D_e}{H}\right)^{\frac{1}{n}}$	a=9,35 n=0,41 argile raide plastique a=3,22 n=0,0779 argile plastique saturée a=2,325 n=0,0574 sol granuleux non confirmé par Bernat S. avec des différences de l'ordre de 300% dans les sols argileux
Egger, 1985	$\frac{\gamma}{E} (0,36 \cdot D_e \cdot H - 0,08 \cdot H^2)$	Validation par Esfehani en tant que limite supérieure de ces résultats sur modèle réduit
CETU, 1993	$a \cdot \frac{D_e}{2 \cdot H} \cdot S_{vclé}$ ou $1,5 \cdot \left(\frac{2 \cdot H}{D_e}\right)^{0.6} \cdot S_{vclé}$	a=3 si $0,1 < \frac{D_e}{2 \cdot H} < 0,25$ a=2 si $0,33 < \frac{D_e}{2 \cdot H} < 0,5$
Mair & al. 1993	$0,313 \cdot \frac{V_L \cdot D^2}{0,5 \cdot H}$ ou $\frac{V_s}{i \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}}$	avec $V_L = \frac{4 \cdot V_s}{\pi \cdot D_e^2}$ la perte de volume en % de volume excavé du tunnel et V_s le volume de la cuvette de tassement en surface par mètre linéaire de tunnel

[CHAP, 91], [MAIR, 93b], [ALAB, 98a], [DIAS, 99] & [ESFE, 99]

Tableau IV.7 : Propositions d'estimation de S_{vmax} en fonction de h , D_e , du sol et du tassement vertical en clé de tunnel $S_{vclé}$

Toutefois Marshall & al. ont remarqué que le profil gaussien surestimait les valeurs mesurées. Chapman et Attewell & al. [CHAP, 96a] précisent que cette adéquation n'est valable qu'à court terme, ils ont en effet remarqué une différence notable entre les profils estimés et les profils mesurés à long terme.

Dans le cas de terrain argileux raide, Marshall & al. [MARS, 96b] proposent la formulation suivante pour la détermination de V_s (volume de la cuvette de tassement en surface par mètre linéaire de microtunnel), sachant que dans un tel sol, le front de taille est supposé stable, la cuvette de tassement étant alors essentiellement due à la surcoupe et V_s égal au volume du vide annulaire (à volume constant), soit :

$$V_s = \frac{\pi}{4} \cdot (D_e^2 - D_{\text{ext}}^2) \quad \text{et} \quad S_{v \max} = \frac{V_s}{i \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}}$$

La méthode de Peck permet aussi de déterminer les mouvements dans le massif de sol. A partir de mesures in situ sur des chantiers, les profils de tassement en sous-sol peuvent être raisonnablement approchés par une forme de distribution de Gauss, Mair & al. [MAIR, 93b] proposent les formulations suivantes en un point M à la profondeur z dans un plan transversal au tracé :

$$i(z) = 0,5 \cdot H - 0,325 \cdot z \quad \text{pour } H=20 \text{ à } 41\text{m}, D_e=4.2 \text{ à } 7.8\text{m} \text{ et } V_L=1.4\%$$

$$S_{v \max}(z) = 0,3125 \cdot D_e^2 \cdot \frac{V_L}{i(z)} \quad \text{et une argile raide de Londres}$$

pour $z/H < 4$ $i(z)$ peut être approché par $0,5 \cdot (H-z)$

Taylor en 1995 propose une formulation légèrement différente, estimant plus précisément les mouvements dans les sols argileux et selon laquelle les mouvements se dirigent vers le point situé à $0,175/0,325 \cdot H$ au-dessous du niveau de l'axe du tunnel, [CHAP, 99] soit :

$$i(z) = 0,769 \cdot H - 0,325 \cdot z$$

O'Reilly & New proposent une relation simple entre S_h et S_v (les déplacements horizontal et vertical) en tout point M(x,z) d'un plan transversal au tracé :

$$S_h(x, z) = -\frac{x}{z} \cdot S_v(x, z) \quad \text{avec} \quad S_v(x, z) = S_{v \max}(z) \cdot e^{\left(\frac{x^2}{2 \cdot i(z)^2} \right)}$$

Cette formule est à prendre avec précaution car elle ne s'applique que dans le cas des sols cohérents avec une distribution des mouvements du sol de type Gaussien et une distribution des mouvements du sol dirigés vers l'axe du tracé. Elle n'est valable que si l'hypothèse de déformations planes à volume constant peut être appliquée.

Mair & Taylor [MAIR, 93a] proposent une autre méthode selon laquelle les déplacements relatifs autour de l'excavation, S_h/R et S_v/R , sont proportionnels respectivement à R/x et R/z selon des droites parallèles entre elles (Figure IV.10).

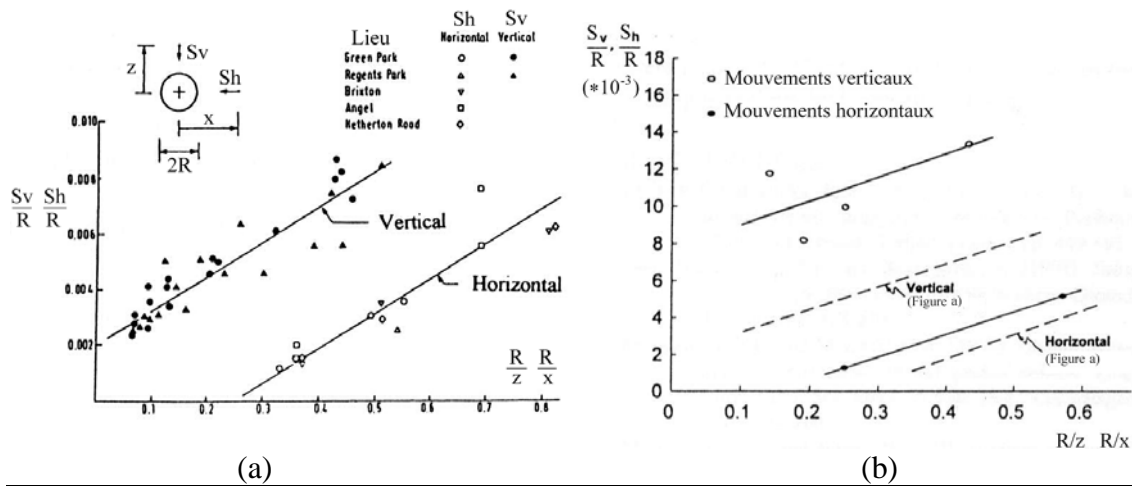


Figure IV.10 : (a) mouvements vertical et horizontal du massif de sol au voisinage de tunnels de 4m de diamètre dans l'argile de Londres à des profondeurs de 20 à 29m. [MAIR, 93a]
 (b) Comparaison des droites obtenues pour un microtunnel de 1.5m de diamètre à 8.5m de profondeur dans l'argile de Londres avec celles de la figure (a) [MARS, 96b]

Les travaux sur modèle réduit d'Al Abram [ALAB, 98b] sont en accord avec cette relation. Il propose des coefficients différents obtenus sur modèle, utilisant le matériau analogique de Schneebeli :

$$\frac{S_v}{R} = a_z \cdot \frac{R}{z} + b_z \quad \text{et} \quad \frac{S_h}{R} = a_x \cdot \frac{R}{x} + b_x$$

avec $a_z=0.021$ $b_z=0.0140$ $a_x=0.023$ $b_x=-0.008$ pour $\Delta D=1.45\%$

$a_z=0.040$ $b_z=0.0215$ $a_x=0.036$ $b_x=-0.013$ pour $\Delta D=2.90\%$

ΔD étant la variation du diamètre due à la surcoupe.

Cette approche doit aussi être utilisée avec précaution dans le cadre du microtunnelage du fait de l'évaluation empirique du paramètre largeur « i » de la cuvette qui est faite à partir de mesures in-situ de chantiers de tunnelage de grandes dimensions et également de l'hypothèse de volume constant adoptée. Elle permet cependant une bonne prévision à court terme du tassement en surface.

L'application de ce modèle de calcul aux essais en semi-grandeur réalisés par Rogers & Chapman [ROGE, 98] en laboratoire montre que cette méthode sous-estime les mouvements mesurés. Toutefois, De Moor & Taylor [DEMO, 91] ont appliqué cette technique avec succès au profil en soulèvement observé en surface à court terme.

5.6. LA METHODE THEORIQUE DE SAGASETA

Sagaseta en 1987 [SAGA, 87] propose la détermination des trois composantes du vecteur déplacement, en respectant la condition de surface libre. La formulation se base sur la perte de sol par unité de volume, V , due au creusement d'un tunnel. Les hypothèses utilisées sont : un tunnel à section circulaire et d'axe horizontal à travers un

milieu homogène, isotrope et incompressible. Ce vecteur déplacement modélise l'écoulement radial du sol vers le vide créé par la surexcavation :

$$S_h(x, y, z) = -\frac{V}{2\pi} \cdot \frac{x}{x^2 + H^2} \cdot \left(1 + \frac{y}{\sqrt{x^2 + y^2 + H^2}} \right)$$

$$S_y(x, y, z) = \frac{V}{2\pi} \cdot \frac{1}{\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}}$$

$$S_v(x, y, z) = \frac{V}{2\pi} \cdot \frac{H}{x^2 + H^2} \cdot \left(1 + \frac{y}{\sqrt{x^2 + y^2 + H^2}} \right)$$

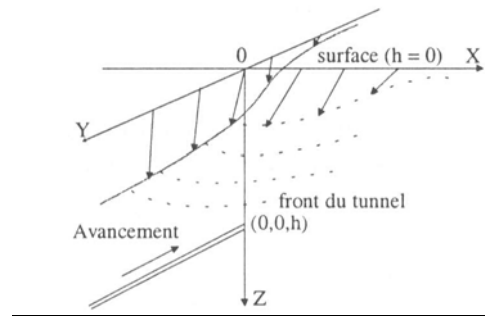


Figure IV.11 : Schéma du repère choisi par Sagaseta

D'où le tassement en surface $S_{v\max}(x=0, y=\infty) = \frac{V}{\pi H}$ et $i = \frac{H}{\sqrt{3}}$,

et pour $y=\infty$, le tassement devient : $S_v(x, z) = \frac{V}{\pi} \cdot \frac{H}{x^2 + H^2}$ et $S_h(x, z) = -\frac{V}{\pi} \cdot \frac{x}{x^2 + H^2}$.

Il propose aussi une relation donnant le déplacement radial vers le point où se produit la perte de volume, dans un milieu infini et incompressible, [ROGE, 98] :

$$S(r) = k \cdot \frac{R}{2} \cdot \left(\frac{R}{r} \right)^\alpha \quad \text{avec } k=\alpha=1.$$

Cette formulation peut se présenter aussi en tenant compte de la dilatance et de la contractance, on a alors dans le même repère que précédemment, [ROGE, 98] :

$$S_h = -k \cdot \left(\sqrt{R \cdot (D_e - D_{\text{ext}})} \right)^\alpha \cdot \frac{x}{\alpha} \cdot \left(\frac{1}{(\sqrt{x^2 + (H-z)^2})^\alpha} - \frac{1}{(\sqrt{x^2 + (H+z)^2})^\alpha} \right)$$

$$S_v = k \cdot \left(\sqrt{R \cdot (D_e - D_{\text{ext}})} \right)^\alpha \cdot \frac{1}{\alpha} \cdot \left(\frac{H-z}{(\sqrt{x^2 + (H-z)^2})^\alpha} - \frac{H+z}{(\sqrt{x^2 + (H+z)^2})^\alpha} \right)$$

avec $\alpha = \frac{1 - \sin \Psi}{1 + \sin \Psi}$ si le sol lâche s'affaisse ou le sol dense est refoulé

$\alpha = \frac{1 + \sin \Psi}{1 - \sin \Psi}$ si le sol lâche est refoulé ou le sol dense s'affaisse

avec Ψ l'angle de dilatance

φ' l'angle effectif de la résistance au pic de cisaillement du sol

φ'_{crit} l'angle effectif de la résistance au cisaillement du sol à l'état critique

En 1990, O'Reilly & Rogers trouvent un bon accord entre les valeurs mesurées in situ sur des chantiers de microtunnelage et les prévisions avec l'hypothèse d'un sol incompressible. Il en va de même de Rogers & O'Reilly en 1991 pour des données de chantiers de tunnelage [ROGE, 98]

Rogers & Chapman proposent une distribution de perte de volume plus appropriée aux mouvements du sable souvent plus concentrés au-dessus du tuyau. Ils font l'hypothèse que ceux-ci sont uniquement dus à la surcoupe (Figure IV.12c).

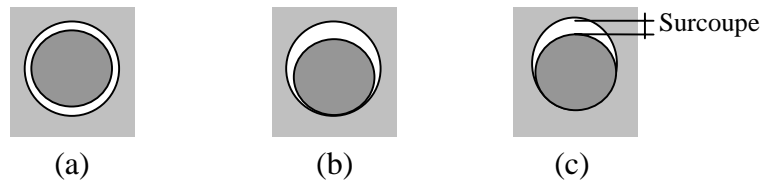


Figure IV.12 : Schématisation de la disposition possible du tuyau dans la surexcavation

La méthode de Sagaseta est en bon accord avec les mesures effectuées autour de la canalisation sur le modèle expérimental présenté chapitre IV.5.3. Toutefois elle apparaît moins précise sur l'extension latérale et les mouvements en surface pour lesquels ils suggèrent d'utiliser la formule de Peck, [ROGE, 98].

5.7. LA METHODE GRAPHIQUE DE CHAPMAN [CHAP, 99]

Cette méthode est proposée spécifiquement pour les techniques sans tranchée en vue de la pose de canalisation de diamètre 500 à 3000mm et pour une profondeur de pose inférieure à 15m. Elle est validée ensuite à partir de trois chantiers suivis.

Cette méthode graphique permet de prévoir les mouvements à court terme d'un massif de sol supposé homogène dans le plan perpendiculaire au tracé. Chapman s'est inspiré des méthodes de Peck et de Sagaseta en tirant le meilleur parti de chacune.

La méthode de Gauss est utilisée pour la prévision :

- ✓ des mouvements verticaux :
 - ✓ sur les côtés latéraux à l'axe du tracé, que ce soit en surface ou dans le massif de sol,
 - ✓ loin de l'axe du microtunnel
 - ✓ au-dessus de la clef du tunnel
- ✓ des mouvements horizontaux, calculés à partir des équations proposées par Mair & al. [MAIR, 93b] et Taylor (1995) citées plus haut ainsi qu'en utilisant le point de convergence défini par Sagaseta et situé $\frac{0.175}{0.325} \cdot H$ sous l'axe du tunnel

La méthode modifiée de Sagaseta est utilisée pour prévoir les mouvements verticaux : au-dessus de l'axe, à l'intérieur d'un cercle de $2 \cdot D_e$ autour du tunnel et au-dessus du niveau de la clef du tuyau. Les mouvements horizontaux sont déterminés à partir des

mouvements verticaux en prenant l'hypothèse selon laquelle les mouvements sont dirigés vers un point situé $0.175/0.325 \cdot H$ sous l'axe du tunnel.

Les deux graphes issus de cette réflexion permettent de déterminer les mouvements en surface et dans le massif de sol verticalement pour l'un (Figure IV.13) et horizontalement pour l'autre (Figure IV.14). Ils représentent chacun une succession de courbes selon la profondeur relative z/H . Les figures concernent un microtunnel de 1000mm de diamètre à 6m de profondeur, en considérant le repère choisi par Sagaseta.

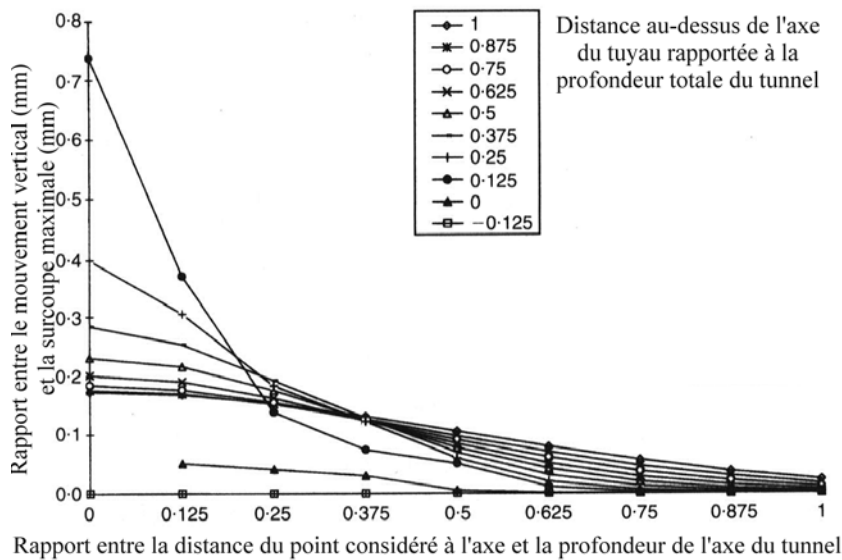


Figure IV.13 : déplacements verticaux en fonction de la position du point $M(x,z)$

Les calculs sont menés avec l'hypothèse conservatrice que la surcoupe est égale à $(D_e - D_{ext})$, d'où l'aspect sécuritaire des résultats permettant de tenir compte des effets possibles à long terme. La méthode est issue d'une analyse sur sol cohérent. Toutefois elle a été aussi validée avec les données d'un suivi de chantier en sol sableux. Les auteurs proposent donc son utilisation pour tous les sols sauf si de nouvelles observations l'infirmement.

Ces graphes peuvent être utilisés pour d'autres dimensions de microtunnels, en utilisant cette équation :

$$\frac{S_{v(ouh)}}{D_e - D_{ext}} = D_e \cdot \frac{6}{H} \cdot \left(\frac{S_{v(ouh)}}{D_e - D_{ext}} \right)_{\text{lu sur le graphe}}$$

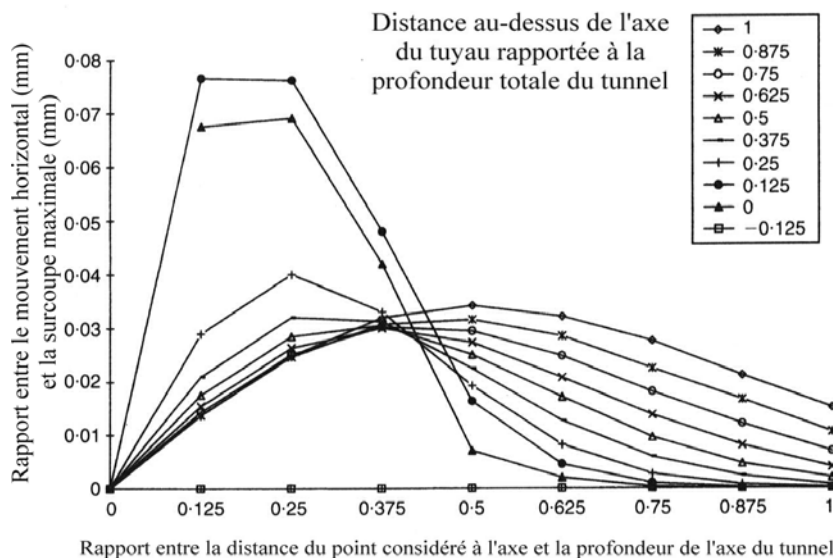


Figure IV.14 : déplacements horizontaux en fonction de la position du point $M(x,z)$

5.8. DISCUSSION SUR LES METHODES PRESENTEES

Ces méthodes sont simples et nécessitent peu de temps de calcul. On regrette néanmoins le peu de mesures sur chantier de microtunnelage pour les valider. La simplicité de leurs fondements (sol homogène et isotrope, tunnel circulaire et d'axe horizontal, calcul bidimensionnel et en petites déformations) entraîne une imprécision des résultats.

Il existe d'autres méthodes dites numériques et basées sur les éléments finis. Elles permettent de prendre en compte l'hétérogénéité du sol, les conditions aux limites et les lois de comportement complexes du sol. Il existe peu de publications sur les analyses par éléments finis appliquées aux opérations sans tranchée et en particulier sur la technique du microtunnelage. Toutefois Chapman & Rogers [CHAP, 96b] citent les travaux de Howe & Hunter en 1985, Herbert & Leach en 1990 et Falk & Stein en 1992 et 1994 sur les procédés par éclatement.

5.9. INCIDENCE DES DEPLACEMENTS DU MASSIF DE SOL SUR LES CONSTRUCTIONS VOISINES EN SURFACE

Les mouvements engendrés par le creusement d'un microtunnelier peuvent affecter les structures situées en surface. En particulier, la forte rigidité à la flexion des ouvrages récents en béton armé induit une déformation moindre que celle du sol d'où leur tendance à l'inclinaison. Suivant la position de la structure au-dessus de l'ouvrage souterrain, cette dernière sera susceptible d'être soumise à divers types de mouvements, dont [LEBL, 95] :

- ✓ des tassements (ou soulèvements) uniformes ou différentiels,
- ✓ une rotation d'ensemble ou différentielle,

- ✓ des mouvements horizontaux d'ensemble ou différentiels en compression ou en extension.

Leblais & al. [LEBL, 95] proposent aussi des recommandations à partir de l'Eurocode et des pratiques britanniques qu'ils synthétisent ainsi (Tableau IV 8) :

Classe de dommages	Pente moyenne de la cuvette de tassement sous la construction (‰)	Tassement maximal de la construction (mm)	description des dommages
1	≤ 2	≤ 10	très légers et esthétiques
2	$2 < \leq 4$	$10 < \leq 40$	légers et esthétiques à traiter
3	≤ 4	≤ 50	fonctionnels puis structurels, d'où des mesures préventives nécessaires

Tableau IV 8 : Classification des dommages aux structures en surface

Mair & al. [MAIR, 96] proposent une classification plus simple selon laquelle le risque de dommages aux structures est négligeable dans le cas de tassements inférieurs à 10mm, et inversement.

Rogers & O'Reilly [ROGE, 91] comparent les mouvements occasionnés par les techniques sans tranchée et les techniques en tranchée. La figure suivante représente les mouvements prévus dans le cas de l'installation d'un tuyau de 900mm de diamètre à 5m de profondeur avec une surcoupe de 30mm près d'un bâtiment sur fondations peu profondes (Figure IV.15).

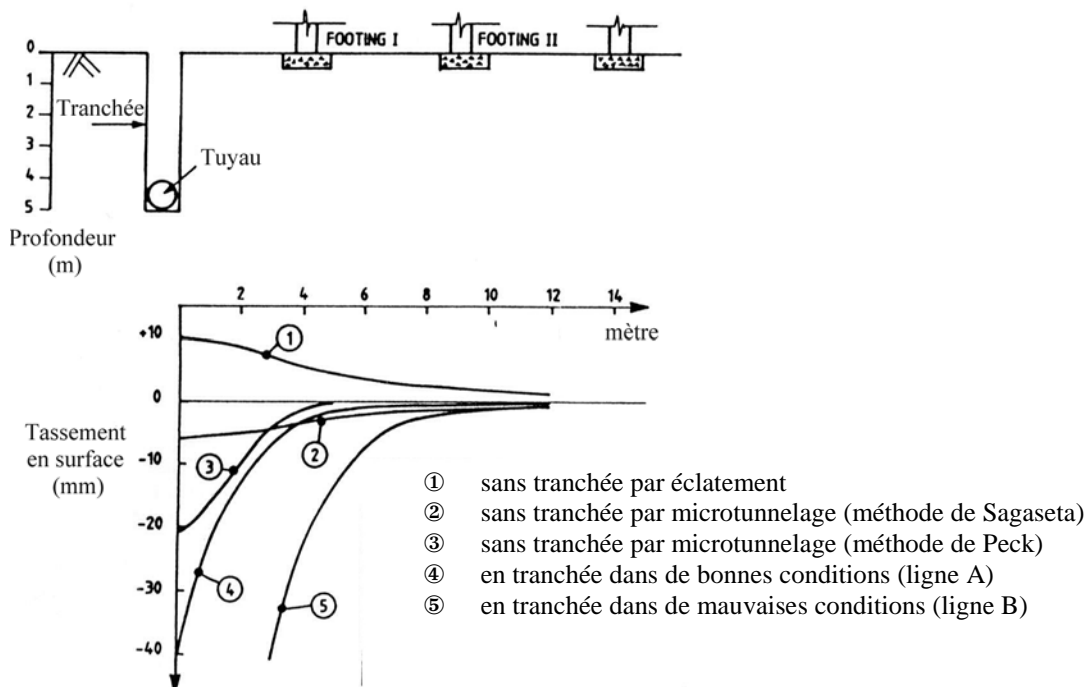
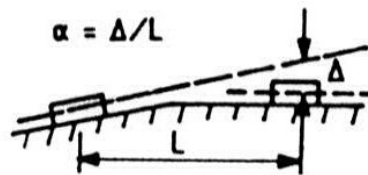


Figure IV.15 : Tassement en surface selon les différentes techniques de pose de canalisation

Ils proposent aussi des angles de distorsion selon le type de techniques utilisées :



Technique utilisée	angle de distorsion, α , (°)	dégâts au bâtiment
microtunnel (Sagaseta)	1/2500	
microtunnel (Peck)	1/1150	
éclatement	1/700	
en tranchée (ligne A)	1/450	1/300 fissuration du bâtiment
en tranchée (ligne B)	1/130	1/150 dégâts structurels

Tableau IV.9 : Angle de distorsion selon le type de technique utilisé

Selon la Figure IV.15 et le Tableau IV.9, le microtunnelage crée moins de désordres au-dessus de l'axe du tuyau et moins étendus en surface que la méthode en tranchée.

5.10. INCIDENCE DES DEPLACEMENTS DU MASSIF DE SOL SUR LES CONSTRUCTIONS ET EQUIPEMENTS VOISINS ENTERRES

Le cas des réseaux enterrés au voisinage du tracé a été étudié entre autres par Leblais & al. [LEBL, 95] et Chapman [CHAP, 99]. Les premiers auteurs proposent des valeurs

Nature du revêtement	ϵ à l'ELS, en %	ϵ à l'ELU, en %
fonte ou béton	0.3	1
acier	0.5	1
fonte ductile	1	2
matières plastiques	6.7	20

Tableau IV.10 : Déformations limites des canalisations selon leur nature de revêtement

limites des déformations ϵ à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU) pour différents matériaux composants les réseaux enterrés déjà existants. Les canalisations les plus fragiles sont constituées de fonte ou de béton (Tableau IV.10).

Leblais & al. considèrent aussi que les mouvements horizontaux n'engendrent que de faibles déformations aux canalisations existantes du fait de leur forte rigidité longitudinale [LEBL, 95]. Chapman, partant du même principe, propose, à partir de la méthode de Peck et des études de Bracegirdle & al. (1996), des formulations des déformations maximales dans une canalisation en fonte transversale ou longitudinale au tracé du microtunnelier [CHAP, 99]. Il considère que la déformation de traction maximale subie, par une canalisation en fonte existante, se situe à une distance de $\sqrt{3}i$ du centre de la cuvette de tassement si elle est longitudinale au tuyau et à $\sqrt{3}i + i$ si elle est transversale.

La courbure maximale (a) ainsi que la déformation horizontale (b) subies par une canalisation en fonte, située à une profondeur z_f soit longitudinalement soit transversalement au tuyau foncé, sont formulées de la manière suivante :

$$\frac{d^2S_v}{dx^2}(x) = b \cdot \frac{S_{v\max}}{i^2} \quad (a) \qquad \frac{dS_h}{dx}(x) = b \cdot \frac{S_{v\max}}{H - z_f} \quad (b)$$

avec $x = \sqrt{3}i$ et $b = 0.446$ pour une canalisation transversale,
 $x = \sqrt{3}i + i$ et $b = 0.242$ pour une canalisation longitudinale.

Cette formulation suggère des déformations moindres dans une canalisation longitudinale que transversale au tracé.

On peut aussi se référer aux méthodes de prévision, le calcul de la longueur de la cuvette de tassement dans le cas de Peck ou de l'abscisse correspondant à un mouvement nul pour Sagaseta peut permettre une estimation des étendues de l'influence du creusement d'un microtunnel.

5.11. LIMITATION DES TASSEMENTS PAR L'AMELIORATION DU COMPORTEMENT DES SOLS

Il existe diverses techniques, basées notamment sur l'injection, pour améliorer le comportement des sols traversés par le microtunnelier. Elles peuvent ainsi avoir pour objectif de réduire les mouvements dans le sol, mais aussi de stabiliser une zone instable ou un sol liquéfiable en zone sismique, d'améliorer les propriétés d'un sol tendre afin que ces caractéristiques deviennent similaires au sol plus dur que le précédant sur le tracé, ou encore de servir de support à long terme pour la canalisation dans un massif de sol sous-consolidé afin d'éviter le tassement sous le poids propre [RAIN, 96] [RING, 98], [LEBL, 95].

Avant de mettre en place des techniques assez lourdes, il ne faut pas oublier de faire appel au bon sens en pensant à :

- ✓ rechercher la plus grande hauteur de couverture, si possible,
- ✓ situer le tracé dans un horizon de sol de bonne qualité et homogène, si possible
- ✓ de contrôler au mieux le guidage pour limiter les déviations,
- ✓ d'injecter en continu et en plusieurs points du microtunnel une boue servant de soutènement dans l'espace annulaire.

6. CONCLUSION

Dans la littérature, il existe de nombreuses études concernant le frottement plan à l'interface sol/structure, notamment certaines concernant le sable d'Hostun et l'acier lisse. Toutefois on peut remarquer le manque d'essais expérimentaux tridimensionnels en chambre d'étalonnage.

Contrairement à l'idée communément admise que les mouvements du sol liés au microtunnelage sont négligeables, il apparaît que des mouvements conséquents soient observables in situ. Les déplacements semblent suivre le comportement de ceux engendrés par les tunnels de plus grande échelle. Même s'il manque des données de suivis pour comprendre les effets des opérations de microtunnelage, il est déjà possible de faire des prévisions raisonnables sur les mouvements du sol en utilisant les méthodes de Peck, de Sagaseta et de Chapman. Toutefois il ne faut pas oublier que dans le cas du microtunnelage, les mouvements engendrés dans le massif de sol restent fortement dépendants de l'expérience et de la qualité du pilote ce qui engendre donc des prévisions difficiles des mouvements du sol.

V. Descriptif expérimental en Laboratoire

V. DESCRIPTIF EXPÉRIMENTAL EN LABORATOIRE	169
1. INTRODUCTION.....	170
2. PROGRAMME DE RECHERCHE DE H.S. PARK [PARK, 97].....	170
2.1. La chambre d'étalonnage	170
2.2. Le dispositif expérimental et le programme d'essais	171
2.3. Conclusions.....	173
3. LA CAMPAGNE D'ESSAIS 98-99.....	173
3.1. Le dispositif expérimental.....	174
3.2. Les tuyaux de fonçage.....	176
3.3. Le massif de sol traversé.....	177
3.4. Le système de pluviation	181
3.5. La lubrification	185
3.6. L'instrumentation.....	195
3.7. Programme d'essais.....	197
3.8. Commentaires sur l'ensemble du dispositif.....	199
4. CONCLUSION	199

1. INTRODUCTION

Ce chapitre comprend la présentation du dispositif expérimental mis au point pour la campagne d'essais de modélisation du fonçage par microtunnelage. La chambre d'étalonnage utilisée est de grandes dimensions $1.1*1.1*2\text{m}^3$. Elle permet de réaliser des essais en semi-grandeur. Le massif de sol est composé d'un sol non-cohérent sec parfaitement connu : le sable d'Hostun RF. Ce dernier est mis en place de manière homogène et contrôlé grâce à un système de pluviation élaboré et étalonné durant le travail de thèse. Un système d'injection de lubrifiant a aussi été conçu afin d'étudier l'influence de la lubrification sur les paramètres de fonçage. Enfin, le dispositif instrumental est abordé ainsi que le programme des essais et la procédure développée.

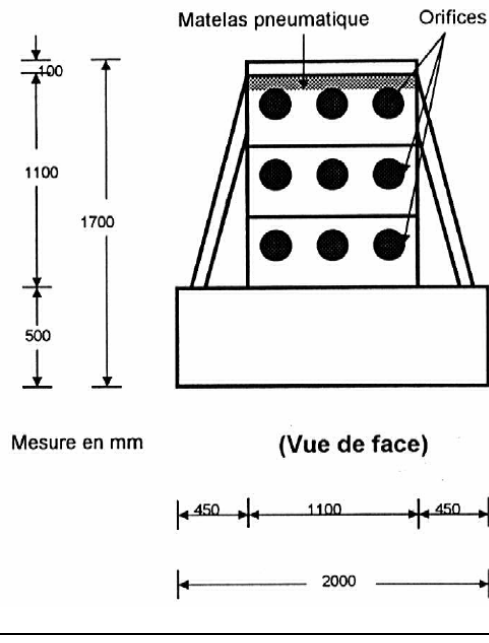
2. PROGRAMME DE RECHERCHE DE H.S. PARK [PARK, 97]

Il comportait, dans un premier temps, des essais pour la mise au point de l'appareillage et des procédures, ainsi que pour le contrôle de la répétabilité des essais. La deuxième série d'essais a eu pour but d'étudier l'influence sur le comportement au frottement de différents paramètres :

- ✓ la densité du sol traversé,
- ✓ le diamètre des tuyaux foncés,
- ✓ le phénomène lié à l'articulation des tuyaux,
- ✓ la surcoupe,
- ✓ la hauteur de couverture (hauteur équivalente).

2.1. LA CHAMBRE D'ETALONNAGE

C'est une cuve en acier de grandes dimensions intérieures : $H=1.10\text{m}$, $L=2\text{m}$ et $l=1.10\text{m}$. Deux des extrémités verticales de la cuve sont percées chacune de 9 orifices permettant le passage horizontal des inclusions. Le diamètre maximal admissible est de 200mm (Figure V.1).



Cette chambre est munie d'un matelas gonflable installé au-dessus du sol et recouvert par le couvercle de la cuve. Ce système permet d'appliquer sur le massif de sol une pression verticale allant jusqu'à 150 kPa.

Un dispositif situé à l'arrière de la cuve est constitué d'un bâti servant de support au vérin hydraulique creux transmettant les efforts aux tuyaux. Ce vérin travaille essentiellement en traction. Aussi, pour pousser les tuyaux une barre de traction traverse la canalisation et prend appui sur l'autre extrémité du tuyau (Figure.V.2).

Figure V.1: schéma de la chambre d'étalonnage

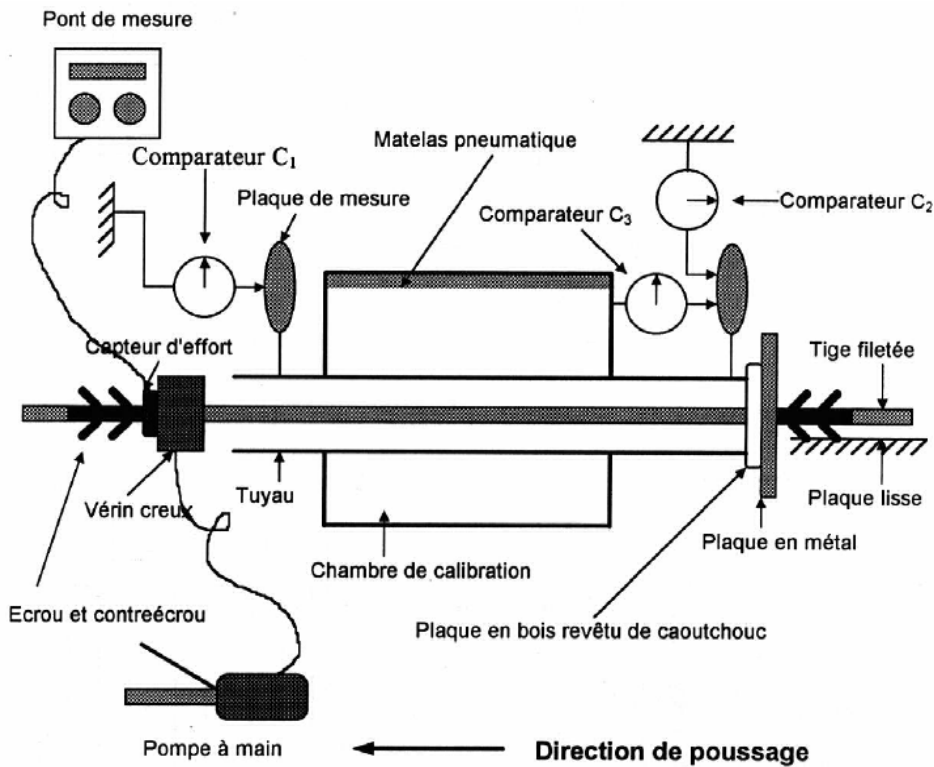


Figure.V.2 : schéma du dispositif de fonçage des tuyaux

2.2. LE DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET LE PROGRAMME D'ESSAIS

Le matériau utilisé pour le massif de sol est du sable d'Hostun RF qui a l'avantage d'avoir des propriétés mécaniques bien connues puisqu'il est souvent utilisé lors d'expérimentations dans les laboratoires français. Ses caractéristiques physiques et

mécaniques sont exposées au paragraphe suivant 3.3. La mise en place du sable se fait par couches successives d'épaisseur connue et constante.

Les mesures effectuées durant le fonçage concernent :

- ✓ la force de traction,
- ✓ le déplacement du tuyau à l'avant de la cuve,
- ✓ le déplacement du tuyau à l'arrière de la cuve,
- ✓ la pression verticale appliquée par le matelas pneumatique sur le massif de sol,

Les tuyaux utilisés sont en acier de trois catégories différentes :

1. tuyau normal (n) : $D_{\text{ext}} = 33.7$ (a) 57 (b) et 88.9mm (c). Ces tuyaux sont poussés en deux phases de 30cm chacune et en marquant une pause de 24 heures entre chaque phase de poussée.
2. tuyau articulé (a) : ils sont constitués d'éléments de 50cm de longueur raccordés par des embouts mâles et femelles de 3cm de longueur, avec un jeu permettant une légère angulation. Le procédé de fonçage est le même que pour les tuyaux normaux.
3. tuyau avec surcoupe :

D_e , mm	D_{ext} , mm	t_s :taux de surcoupe, %
33.7	26.9	25.3
57	54	5.6
88.9	76.1	16.8

t_s est le taux de surcoupe et s la surcoupe sur le diamètre (en mm) : $t_s = \frac{s}{D_{\text{ext}} - s}$. Les tuyaux de diamètres différents sont raccordés avec un cordon de soudure. En début d'essai le tuyau de plus gros diamètre est installé dans la cuve, puis on pousse à sa suite le tuyau de diamètre inférieur sur 30 à 40 cm dans la chambre d'étalonnage. Après une pause de plusieurs heures, on le fonce à nouveau sur 30 à 40 cm.

La poussée s'effectue par pas successifs de 10cm (longueur maximale des comparateurs) avec une vitesse d'environ 1mm/min. Les surcharges appliquées vont de 0 à 90 kPa.

Quatre cuves ont ainsi été remplies et instrumentées et neuf tuyaux foncés à chaque fois.

2.3. CONCLUSIONS

Les commentaires concernant le dispositif expérimental et la procédure d'essai sont les suivants :

- ✓ la pompe hydraulique manuelle actionnant le vérin creux provoque des discontinuités dans les courbes expérimentales. Elle ne permet pas de garder constante la vitesse de fonçage à 1mm/min,
- ✓ la paroi avant de la chambre d'étalonnage se déforme sous l'effet du fonçage d'environ 0,1mm. Aussi le dispositif de mesure est modifié afin d'éviter les erreurs d'interprétation,
- ✓ malgré une certaine difficulté de reproduction de la densité de mise en place du sable, les résultats des essais montrent une bonne répétabilité,
- ✓ le coussin gonflable simule bien l'effet d'une hauteur équivalente de sable au-dessus des tuyaux,
- ✓ la proximité des tuyaux les uns par rapport aux autres a une influence négligeable sur les résultats,
- ✓ l'exploitation des essais réalisés avec les tuyaux de petits diamètres (33,7mm) et avec les tuyaux articulés est rendue délicate en raison des phénomènes de flexion due à la mise en place et/ou au fonçage.

Les principaux résultats sont repris et présentés dans le chapitre 5.

3. LA CAMPAGNE D'ESSAIS 98-99

Ce programme expérimental en laboratoire concerne l'étude des interactions en frottement. Il a été initié, d'une part, d'après les observations in situ faites et, d'autre part, d'après les résultats et conclusions des précédentes campagnes d'essais réalisées sur la chambre d'étalonnage de l'URGC géotechnique.

L'objectif de cette nouvelle campagne d'essais est d'étudier :

- ✓ les lois de frottement sol-tuyau et l'influence sur celles-ci de l'absence ou de la présence d'une surcoupe et/ou d'une lubrification,
- ✓ les mouvements induits dans le massif.

Dans cette optique, le dispositif expérimental mis au point par Park a été amélioré et complété. Il comprend:

- ✓ la chambre d'étalonnage équipée du coussin gonflable, en vue du contrôle de la pression verticale appliquée sur le massif de sol. Un nouveau bâti de poussée a été conçu. Le vérin hydraulique a été remplacé par un vérin

mécanique pouvant travailler tant en traction qu'en fonçage. Ce vérin mécanique a aussi la particularité de pousser les tuyaux à vitesse constante et contrôlée,

- ✓ le sable utilisé est le sable d'Hostun RF. Afin de contrôler la densité de mise en place, un système dit de pluviation a été conçu et élaboré. Il permet d'obtenir une bonne homogénéité sur l'ensemble du massif,
- ✓ un dispositif d'injection contrôlée de lubrifiant autour des tuyaux a été mis au point,
- ✓ un ensemble d'extensomètres a été conçu et installé dans le massif autour des tuyaux afin de suivre leur sollicitation en cours de fonçage. De même, les tuyaux ont été équipés de jauges afin de suivre leur mobilisation progressive en compression.

3.1. LE DISPOSITIF EXPERIMENTAL

Un schéma de principe est d'abord présenté pour avoir une vue globale du dispositif expérimental (Figure.V.3).

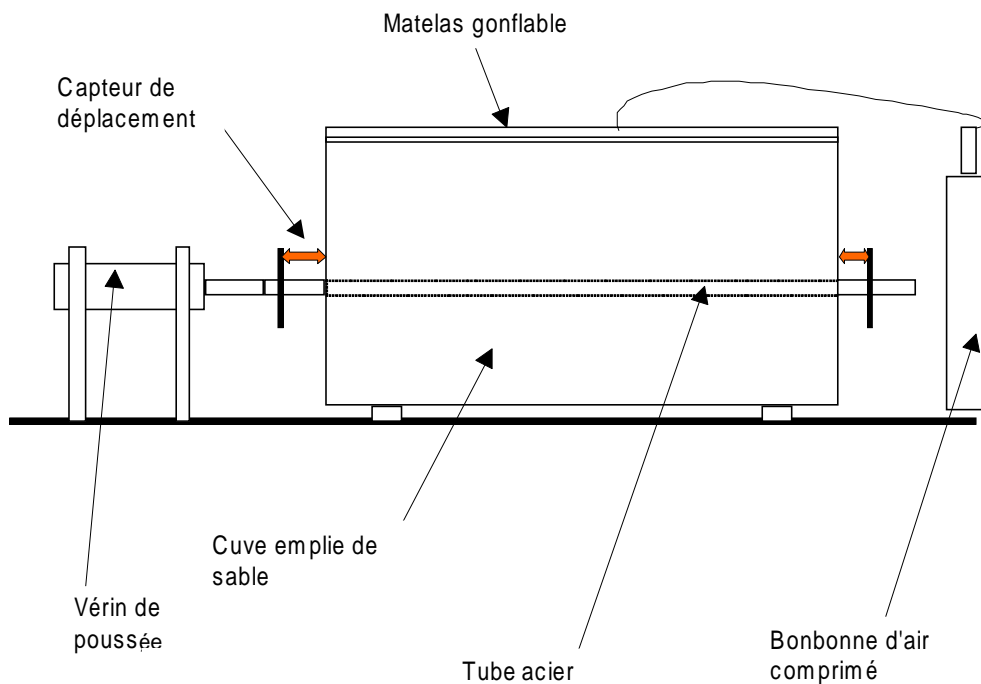


Figure.V.3 : Schéma du dispositif expérimental

3.1.a. La chambre d'étalonnage

La chambre d'étalonnage est une cuve en acier de forme parallélépipédique rectangle, d'épaisseur 10mm et renforcée par des profils en U. Ses dimensions sont de 2m en longueur, 1.10m en hauteur et en largeur, soit un volume total de 2.40m^3 . Grâce à sa structure renforcée, elle peut supporter des efforts importants.

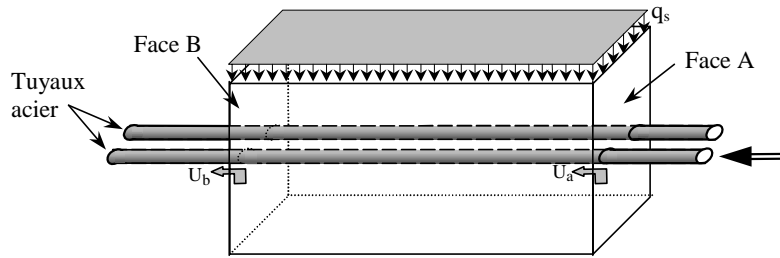


Figure.V.4 : Schéma de la chambre d'étalonnage -1999

Sur les 9 orifices prévus, seuls deux sont utilisés. Ainsi à chaque remplissage, deux tuyaux sont forcés (Figure.V.4). Cette modification permet de s'affranchir des effets de bord et d'interaction entre les tuyaux.

3.1.b. Le système d'étanchéité

Un système d'étanchéité approprié est installé au niveau des 4 orifices d'entrée et de sortie. Chaque dispositif est constitué de quatre plaques, deux en acier et deux en caoutchouc, situées à l'extérieur et à l'intérieur de la cuve (Figure.V.5).

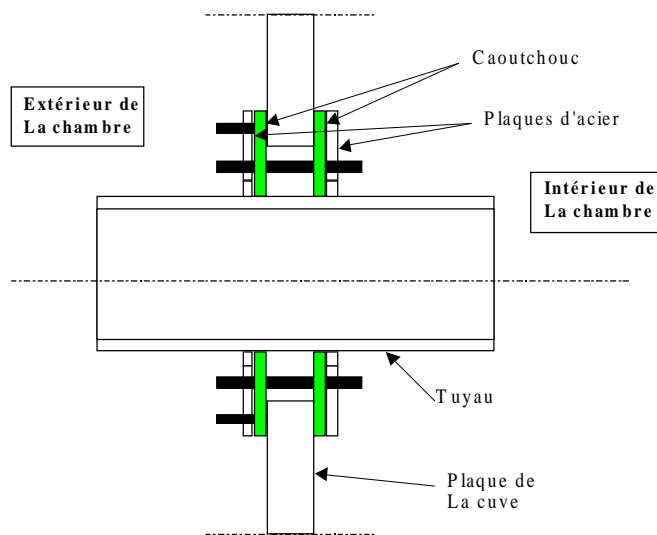


Figure.V.5 : Système d'étanchéité

L'étanchéité est garantie par un diamètre de l'orifice, pratiqué dans les plaques en caoutchouc, inférieur de 5mm au diamètre des tuyaux. Cette différence est restée constante lors des essais avec les tuyaux normaux et avec surcoupe.

Ce dispositif induit un faible effort de frottement parasite. Les mesures de cet effort indiquent une moyenne de 40N par dispositif, soit des valeurs semblables à celles obtenues par Park. Cependant ces mesures ont été effectuées dans un

chambre d'étalonnage vide. Il ne reflètent donc pas les phénomènes dus à l'action du sable sur le dispositif et encore moins ceux induits par une flexion légère du tuyau du fait de sa mise en place ou de l'application de la surcharge. Pour s'en affranchir, les fixations extérieures sont munies de trous oblongs et sont dévissées lors de l'application

de la surcharge. Ce système permet à l'ensemble des 4 plaques de suivre les mouvements des tuyaux.

Les forces de frottement parasites dues au dispositif d'étanchéité n'en restent pas moins difficiles à estimer. On retiendra une valeur inférieure ou égale à 80N par tuyau.

3.1.c. Dispositif de réduction du frottement sur les parois verticales de la cuve

Afin de limiter les effets de bord de la cuve, en vue d'obtenir une répartition homogène des contraintes dans le plan horizontal en particulier lors de la mise en charge du massif, il est impératif de réduire au maximum les frottements entre les faces verticales de la cuve et le sable. Pour cela, nous avons mis en place sur les deux faces longitudinales de la cuve un dispositif constitué par deux feuilles de polyane de faible épaisseur séparées par une pellicule de vaseline (Annexe 10).

3.1.d. L'application de la pression verticale sur le massif de sol

Le coussin gonflable (Annexe 10) est installé entre le massif de sol et le couvercle de la cuve. Cette disposition lui permet d'appliquer une pression verticale sur l'ensemble de la surface (de 0 à 100kPa) et donc de simuler une profondeur ou hauteur équivalente h_g de 7m maximum dans le cas du sable d'Hostun. Cette hauteur équivalente représente une valeur moyenne rencontrée dans les projets réels de microtunneliers.

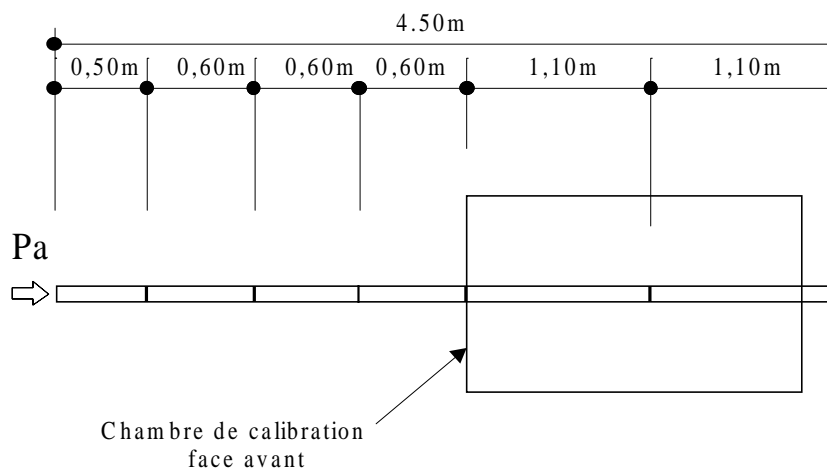
Le coussin est gonflé à l'air comprimé. Un double détendeur (à +/- 10kPa) associé à un capteur de pression (à +/- 1kPa), relié à la centrale d'acquisition, contrôlent la surcharge appliquée.

3.2. LES TUYAUX DE FONÇAGE

Les tuyaux de fonçage sont constitués de tube en acier, sans soudure, finis à chaud, de référence TU E220A Tarif 10. Deux diamètres différents sont retenus afin de modéliser la surcoupe : 57 et 54 mm, d'épaisseur respective 2.9 et 2.6mm et de masse au mètre linéaire respective de 4.28 et 3.68kg/ml. Le module d'élasticité de l'acier étant de 206000MPa, les raideurs respectives en compression E.S. sont alors de 101.5 et 95.9MN. Ces dimensions correspondent à un taux de surcoupe $R^*=0.055$, soit très proche de celui déterminé par Rogers & Yonan [ROGE, 92] en vue d'obtenir le minimum de frottement sol/tuyau.

Pour chaque essai, au moins deux mètres de tuyau sont nécessaires pour l'installation initiale des tuyaux dans la chambre d'étalonnage. Afin d'obtenir un tuyau avec surcoupe et/ou lubrifié sur toute la longueur de la cuve, deux mètres au moins de tuyau sont foncés. Un tube d'acier de 4m60 est alors nécessaire.

Celui-ci est divisé en 6 tronçons selon le schéma ci-dessous :



En effet des mesures de déformations locales du tuyau sont prévues. Les jauges doivent être collées à l'intérieur des tubes. Aussi pour avoir des mesures intermédiaires le long du tuyau foncé, celui-ci est sectionné en 6 parties.

Figure.V.6 : Assemblage des 6 sections d'un tuyau

Les éléments de chaque tuyau sont assemblés par des manchons en acier doux (Figure.V.7). Ils sont conçus de telle manière à ne pas perturber la transmission des contraintes entre les tuyaux, tout en les maintenant aussi rectilignes que possible.

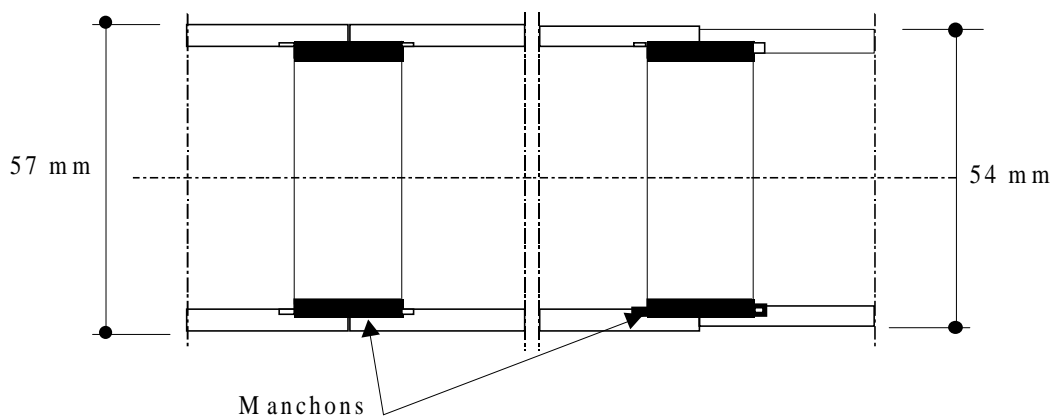


Figure.V.7 : système d'assemblage des sections d'un tuyau

3.3. LE MASSIF DE SOL TRAVERSE

Le sol choisi est du sable d'Hostun RF. Il a été utilisé lors des essais précédents de Park. Il est devenu un matériau modèle dans le domaine de la géotechnique, dont les caractéristiques physiques et mécaniques sont parfaitement connues. Il provient de carrières de sables blancs kaoliniques d'origine Eocène dans la Drôme. On peut le caractériser comme un sable quartzeux à grains anguleux.

Il a été en particulier étudié par Flavigny & al. [FLAV,90]. La granulométrie présentée est la suivante :

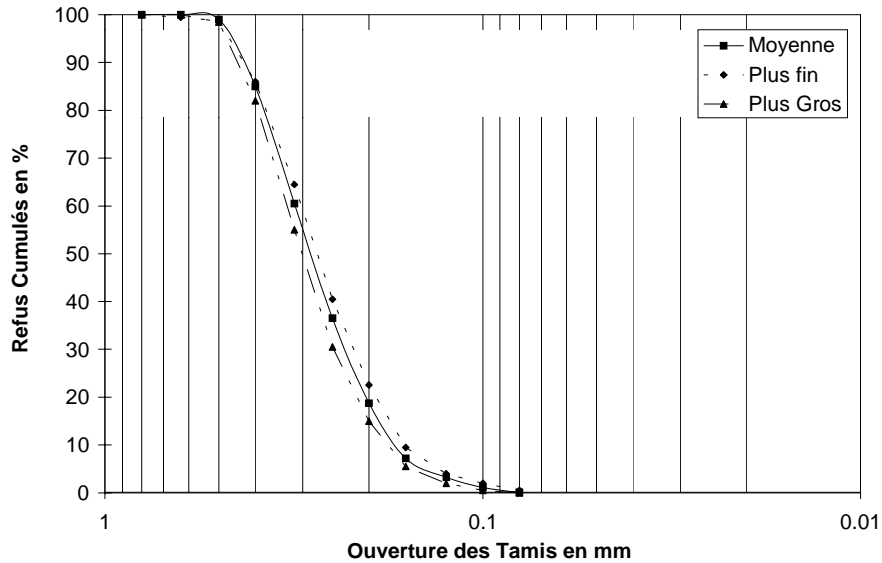


Figure.V.8 : Courbe granulométrique du sable d'Hostun RF

La granulométrie du sable s'étend de 0.16 à 0.63mm avec $d_{50}=0.35\text{mm}$ et $c_u=1.9$, ce qui le classe parmi les sols non-cohérents et plus précisément les sables propres moyens très uniformes et de faible compressibilité.

Les compacités maximale et minimale du sable d'Hostun ont été étudiées par différents auteurs.

	e_{\min}	e_{\max}	γ_s (kN/m ³)
Fargeix (1986)	0.648	1.041	
Colliat (1986)	0.624	0.961	25.97
Lancelot & al. [LANC, 96]	0.57	0.94	26.5

Tableau V.1 : Caractéristiques du sable d'Hostun RF selon différents auteurs [FLAV, 90]

On retiendra les résultats fournis par Colliat [FLAV, 90] :

$$\begin{aligned} \gamma_{d\max} &= 15.99 \text{ kN/m}^3 & \gamma_s &= 25.97 \text{ kN/m}^3 & e_{\max} &= 0.961 \\ \gamma_{d\min} &= 13.24 \text{ kN/m}^3 & \rho_s &= 2.65 \text{ g/cm}^3 & e_{\min} &= 0.624 \end{aligned}$$

Le sable d'Hostun RF a fait l'objet de nombreuses études concernant la variation du paramètre ϕ , l'angle de frottement interne, avec la densité de mise en place et le confinement.

L'angle de frottement interne du sable d'Hostun augmente sensiblement avec la densité relative I_d avec

$$I_d = \frac{(e_{\max} - e)}{(e_{\max} - e_{\min})}$$

et $e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$. Les

résultats de Delage, Haider et Park (Figure.V.9) sont issus d'essais de cisaillement à la boîte et sont relativement proches. Ils indiquent une évolution linéaire des paramètres décrite par les équations suivantes :

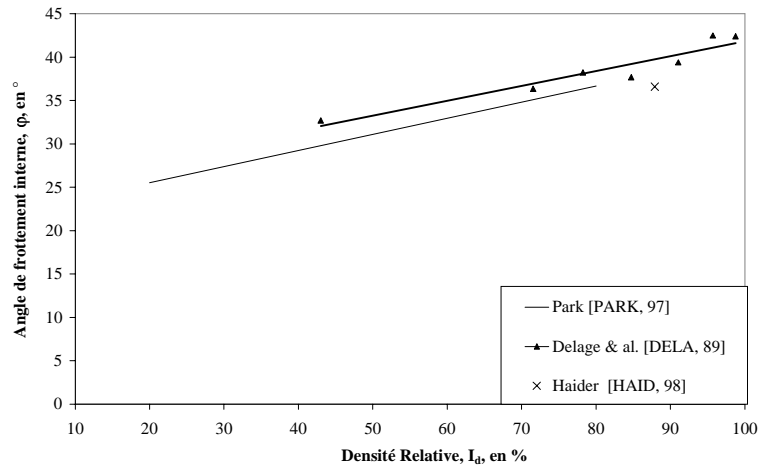


Figure.V.9: Variations de ϕ avec la densité relative

$$\phi = 21.8 + 18.6.Dr \quad \text{pour } Dr \geq 20\% \quad [\text{PARK}, 97]$$

$$\phi = 24.65 + 17.2.Dr \quad \text{pour } Dr \geq 43\% \quad [\text{DELA}, 89]$$

Meyerhof propose le même type de relation pour les sables contenant plus de 5% de sable fin et de silt, comme c'est le cas pour notre sable [GAY, 00] :

$$\phi = 25 + 25.Dr$$

Gay réalise des essais triaxiaux à très faibles confinements (5 à 20kPa) sur le sable d'Hostun RF afin d'en déterminer les paramètres géotechniques :

Dr (%)	ϕ_{pic} (°)	ϕ_{palier} (°)	c (kPa)	Ψ (°)
30	35	35	0.8	8
80 à 90	42	34	1.2	8.6

Tableau V.2 : Caractéristiques du sable d'Hostun à très faibles confinements (5 à 20kPa)

Lancelot & al. [LANC, 96] ont étudié plus particulièrement l'influence du confinement sur un sable d'Hostun RF lâche ($Dr=14\%$) et dense ($Dr=88\%$). L'angle de frottement diminue sensiblement avec l'augmentation du confinement, avec une décroissance plus prononcée pour de faibles valeurs de confinement ainsi que dans le cas d'une densité initiale élevée. Ils trouvent ainsi que l'angle de frottement à la rupture varie avec la pression moyenne effective, p' (variant entre 50 et 250kPa) selon une relation hyperbolique à trois paramètres :

$$\phi = 31.9 + \frac{9}{1 + \frac{p'}{200}} \quad \text{pour les sables lâches } (p' \text{ en kPa})$$

$$\varphi = 41.5 + \frac{14}{1 + \frac{p'}{74}} \quad \text{pour les sables denses (p' en kPa)}$$

Dans les sables lâches, l'angle de frottement interne est faible et est pratiquement insensible à l'évolution du confinement. Ils montrent aussi que dans les sables denses le phénomène de dilatance diminue notablement lorsque le confinement augmente [LANC, 96].

Branque (1998) compare les différents résultats, obtenus à l'essai triaxial par Colliat, Shahrour & al ; et Bousquet & al. [GAY, 00], donnant l'évolution de l'angle de frottement au pic associé à l'indice des vides initial en fonction de la contrainte de confinement (entre 20 et 150kPa) (Figure V.10).

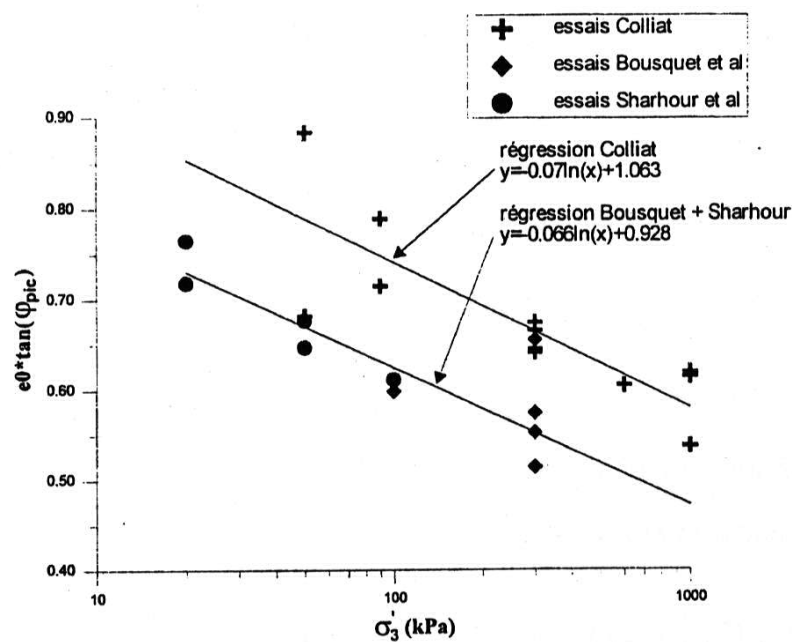


Figure V.10 : Evolution de l'angle de frottement au pic associé à l'indice des vides initial en fonction du confinement [GAY, 00]

Pour le sable d'Hostun RF, Branque compare les relations découlant de ces deux figures et en fait l'interprétation suivante :

$$e \cdot \tan \varphi_{pic} = 0,066 \cdot \ln \sigma_v + 0,928 \quad \text{selon les travaux de Bousquet \& al. et Shahrour \& al.}$$

$$e \cdot \tan \varphi_{pic} = 0,07 \cdot \ln \sigma_v + 1,063 \quad \text{selon Colliat}$$

Une loi est habituellement utilisée et proposée par Janbu reliant le module de déformation et la pression de confinement : $E = E_{réf} \cdot \left(\frac{\sigma_v}{P_{réf}} \right)^n$ avec σ_v et E en kPa. La valeur de la pression de référence, le plus souvent prise, est égale à la pression atmosphérique (100kPa). La valeur de n est comprise entre 0.33 et 1, en l'absence de

valeurs expérimentales la valeur de 0.5 est généralement admise. A partir d'essais triaxiaux, de nombreux auteurs ont déterminé les paramètres de cette loi (Tableau V.3) :

	Gay		Lancelot & al.		Colliat		Flavigny	
Dr, %	30	80-90	14	88	lâche	dense	lâche	dense
E_{réf}	14000	40000	31700	62600	9050	27700	9650	32200
n	0.97	0.86	0.76	0.68	0.60	0.45	0.83	0.83
σ_v kPa	5 à 20		20 à 100		> 20		> 20	
v	0.38	0.33	[LANC, 96] & [GAY, 00]					

Tableau V.3 : Propriétés d'élasticité du sable d'Hostun à différentes densités et confinements

Les études de ces différents auteurs se sont penchées aussi sur l'étude de l'angle de dilatance Ψ . Ainsi, Bolton [BOLT, 86] a montré à partir d'essais en laboratoire sur de nombreux échantillons de sable une relation entre l'angle de dilatance et les angles de frottement : $\Psi = 1,25 \cdot (\varphi - \varphi_{\text{crit}})$, avec φ_{crit} l'angle de frottement critique obtenu pour une dilatance nulle. Bolton propose un angle de frottement critique de 33° pour les sables quartzes tels que le sable d'Hostun RF. A partir d'essais triaxiaux sur le sable d'Hostun RF plus précisément, Branque (1998) compare différents résultats obtenus par Colliat, Shahrour & al ; et Bousquet & al. et obtient la formule suivante : $\Psi = 1,39 \cdot \varphi_{\text{pic}} - 47,22$, [GAY, 00].

3.4. LE SYSTEME DE PLUVIATION

3.4.a. Introduction

Levacher & al. [LEVA, 94] indiquent qu'une mauvaise reconstitution des échantillons de sables étudiés en laboratoire est responsable de la grande dispersion des résultats et peut avoir de graves répercussions sur la détermination des paramètres des différentes lois de comportement utilisées dans les modèles numériques ou sur le dimensionnement d'ouvrages. Il apparaît ainsi nécessaire de reconstituer des éprouvettes d'essais ou des massifs d'étude selon un mode opératoire standardisé afin de pouvoir reproduire plusieurs échantillons identiques hétérogènes, à densité prédéterminée et de poids volumique précis. De nombreux auteurs ont montré l'intérêt de la technique de pluviation pour la reconstitution d'éprouvettes de sable.

La méthode de la pluviation se définit comme une technique de reconstitution d'échantillon granulaire par déversement de matériau. Elle permet entre autre de contrôler au mieux la densité du sable mis en place, d'obtenir la meilleure homogénéité sur l'ensemble du massif mais aussi de simuler la reconstitution d'un sol sablonneux formé par sédimentation.

Dans un premier temps, une bibliographie sur ce thème a permis de choisir et de concevoir le dispositif expérimental requis, appelé pluviateur. Ensuite, des essais d'étalonnage et de mise au point de la procédure ont été effectués. Enfin, les essais proprement dit de remplissage et de fonçage ont eu lieu.

3.4.b. Choix du système de pluviation

Deux types de pluviation sont possibles :

- ✓ *la pluviation stationnaire* : le système de diffusion est fixe au-dessus de l'échantillon à reconstituer. Le sable est stocké dans un réservoir et distribué au travers d'orifices ouverts simultanément,
- ✓ *la pluviation mobile* : le diffuseur est en mouvement par rapport au récipient à remplir. Le sable sort du réservoir par un tuyau qui produit un jet de matériau que l'on déplace sur toute la surface de la cuve à remplir.

De nombreux systèmes de pluviation sont présentés dans la littérature, la majeure partie étant adaptée au remplissage de modèles de petites dimensions. Toutefois certains auteurs se sont penchés sur des systèmes adaptables à de grandes cuves. Sweeney & al. [SWEE, 90] et Canou & al. [CANO, 94] se sont intéressés au pluviateur fixe et Passalacqua [PASS, 91] et Fretti & al. [FRET, 95] au pluviateur mobile. Ce dernier a été finalement choisi pour des raisons d'adaptabilité aux grandes dimensions de la chambre d'étalonnage et de coût. Le pluviateur a donc été conçu en s'inspirant des travaux des auteurs susmentionnés.

3.4.c. Description du pluviateur

Il est constitué d'un silo surmontant la chambre d'étalonnage à remplir, et relié à un chariot mobile. Il est commandé à distance par un ordinateur. Il se déplace donc automatiquement dans le sens transversal et à vitesse constante. Par contre son déplacement longitudinal guidé par les rails se fait manuellement. Il est présenté schématiquement sur la Figure.V.11 et plus en détail en Annexe 11.

3.4.d. Etalonnage du pluviateur

Une série de pluviations a été menée afin de déterminer la plage des valeurs de densité relative réalisable avec ce système (Annexe 11). La densité de mise en place est fortement influencée par trois paramètres de pluviation [NAD, 87] :

- ✓ H_c : la hauteur de chute du sable, de la cuve de stockage à la sortie du diffuseur,
- ✓ H_p : la hauteur de pluviation, distance entre la sortie du diffuseur et la surface libre du sable déjà déposé,
- ✓ I_d : l'intensité de déposition, c'est-à-dire la masse de sable déposée par unité de surface et de temps ($\text{kg}/\text{m}^2/\text{s}$). I_d est fonction du débit et de la vitesse d'avancement du chariot.

Après les premiers tests, H_c a été fixée : $H_c=3.10\text{m}$.

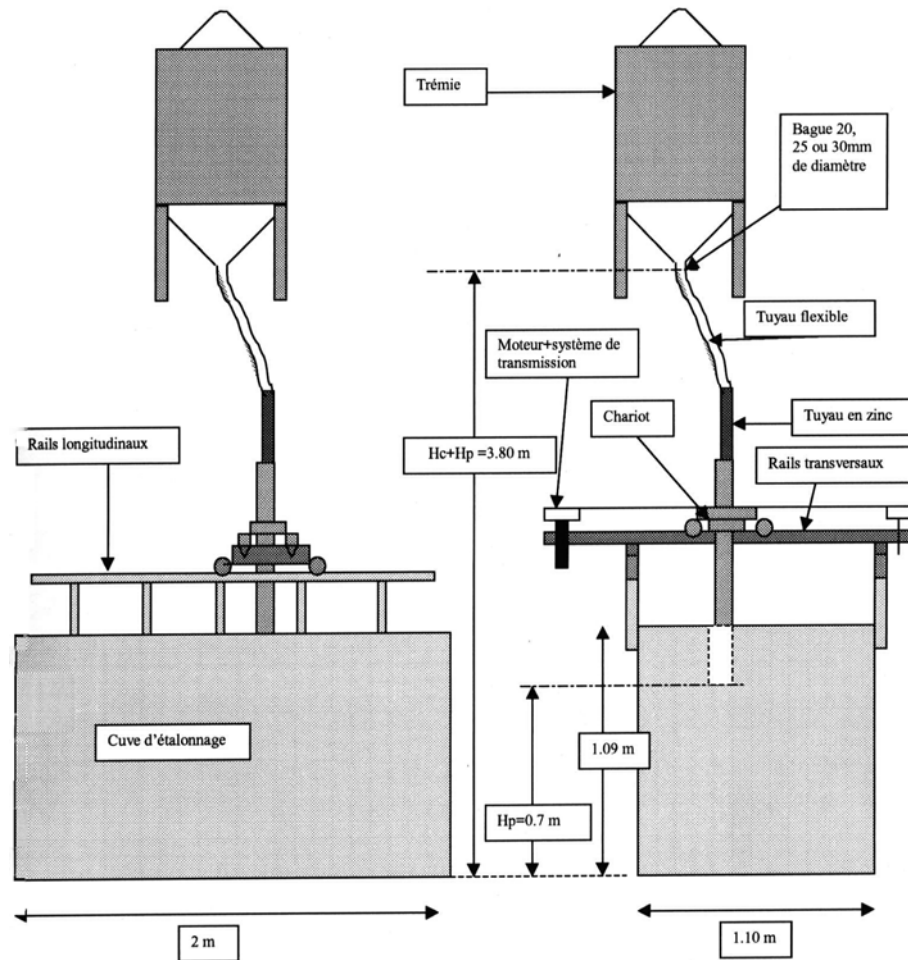


Figure.V.11 : Schéma du pluviateur

La hauteur de pluviation est déterminée d'après les études de Nad & al. [NAD, 87]. Selon ces auteurs l'énergie cinétique d'une particule dépend de la hauteur de chute libre (H_p) et de son poids. Il s'avère aussi qu'au delà d'une valeur limite de H_p et dans des conditions de pression atmosphérique, cette énergie n'augmente plus ainsi que la densité de mise en place. Cette hauteur de pluviation limite est d'autant plus grande que les grains du sol sont gros. Le sol utilisé par Rad & al. est relativement proche du sable d'Hostun RF (Figure.V.12). La valeur limite de H_p déterminée est 50cm. Or le volume de la trémie de stockage de notre pluviateur correspond à une couche de sable d'épaisseur maximale 20cm dans la chambre d'étalonnage. La valeur finale est $H_p=70$ cm.

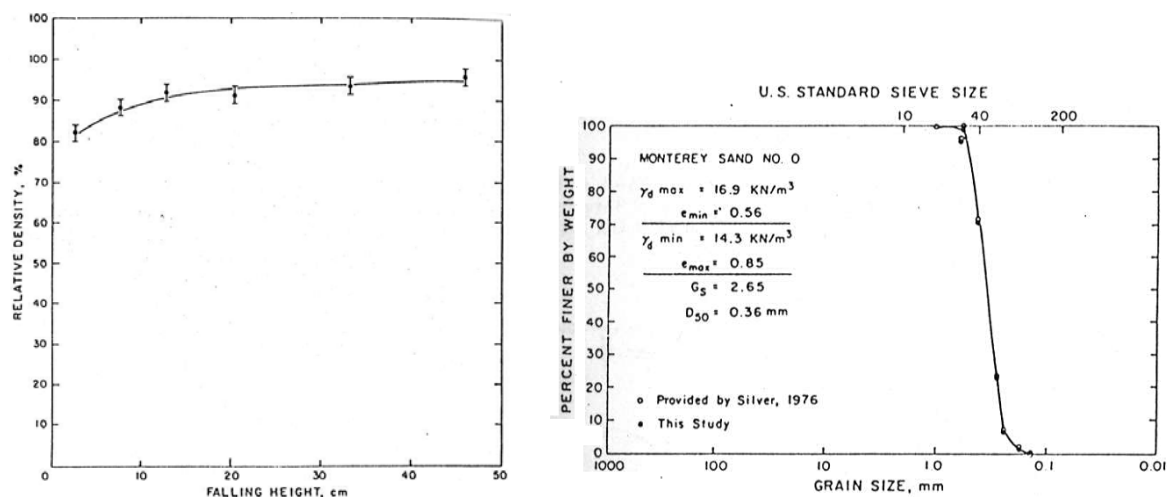


Figure.V.12 : Caractéristique du sable utilisé par Nad & al. et courbe d'évolution de H_p avec la densité de mise en place du sable par pluviation [NAD, 87]

Afin d'obtenir une plage de densité la plus large possible, on fait varier les paramètres réglant l'intensité de déposition, c'est-à-dire la vitesse du chariot, v , et le débit réglé par le diamètre d'ouverture de la bague au bas de la cuve de stockage, d .

La campagne d'étalonnage a comporté 24 essais, avec 4 valeurs de vitesse ($v=5, 9, 13$ et 17cm/s), 3 bagues ($d=20, 25$ et 30mm). Chaque essai a été doublé afin de contrôler la répétabilité des résultats. Des mesures de densité locale ont été effectuées en positionnant des cristallisoirs dans le fond de la cuve et dans le massif de sol.

3.4.e. Résultats de l'étalonnage

L'homogénéité verticale et horizontale est vérifiée. Les variations de poids volumique sont de 0.35kN/m^3 dans les deux sens (min. 0.16 et max. 0.64kN/m^3). Une bonne répétabilité des essais est remarquée avec des variations de 0.04kN/m^3 (min. 0.01 , max. 0.13kN/m^3) en moyenne entre deux essais.

Les valeurs de poids volumique obtenue s'étendent de 13.8 à 15.6kN/m^3 , soit une large plage de densités relatives : 23.5 à 88% . La densité diminue avec l'ouverture de la bague (pertes cinétiques provoquées par les turbulences de l'écoulement dans l'air) et augmente avec la vitesse du chariot, les couches de sable déposées étant alors moins épaisses ce qui favorise la compacité du sable (Annexe 11).

Pour la campagne d'essais de fonçage de tuyaux métalliques, une densité relative de 88% a été choisie, correspondant à une ouverture de bague $d=20\text{cm}$ et une vitesse de chariot $v=17\text{cm/s}$.

Remarque : Outre ce système de pluviation adapté à la chambre d'étalonnage de grande dimension, un mini-pluviateur a été réalisé en vue de pluviations très localisées, nécessaires lors de la mise en place des tuyaux en acier et des capteurs de déplacement

dans le massif de sable. Celui-ci, malgré sa grande simplicité (Annexe 11), donne de bons résultats de densité puisque la densité relative obtenue est de 83%, soit 15.45kN/m³ ce qui est relativement proche de celle obtenue par pluviation à grande échelle : 88%.

3.5. LA LUBRIFICATION

Les essais de fonçage réalisés se différencient des autres campagnes d'essais par l'étude en laboratoire de l'influence de la lubrification sur le frottement à l'interface sol-tuyau.

Le fluide utilisé doit avoir une capacité à consolider et stabiliser l'excavation créée par la surcoupe ainsi qu'un pouvoir lubrifiant pour réduire les frottements entre les tuyaux et le sol. Il existe trois types de lubrifiants : la boue bentonitique, la boue à base de polymères et la boue mixte qui est un mélange des deux premières.

3.5.a. La boue bentonitique

Cette boue minérale est à base de bentonite soit naturelle, soit fabriquée en usine. La bentonite se caractérise par un pouvoir de gonflement extrêmement élevé apporté par son constituant argileux, la smectite, dont la capacité d'absorption est de 500%.

Il existe deux catégories de bentonite: calcique et sodique naturelles (Figure V.13). La bentonite sodique possède des pouvoirs absorbants supérieurs, c'est pourquoi elle est la plus couramment utilisée. Elle peut s'obtenir de manière naturelle ou être activée en usine.

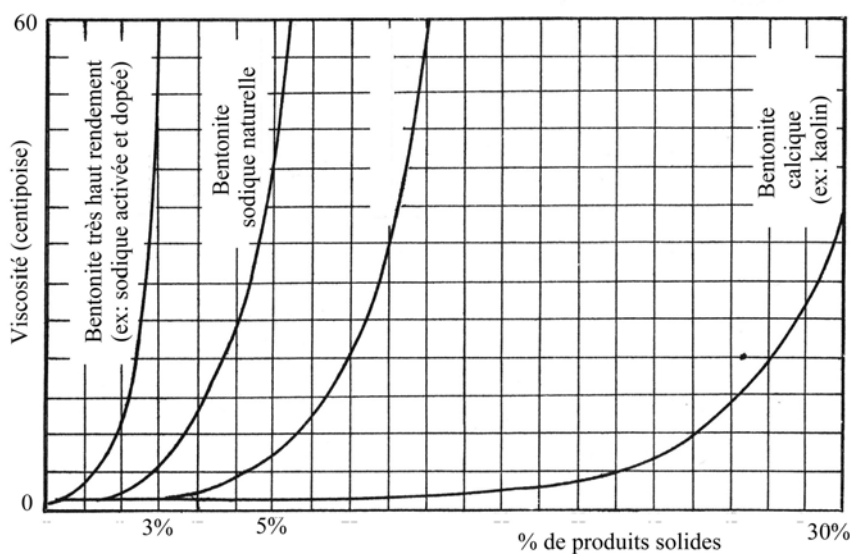
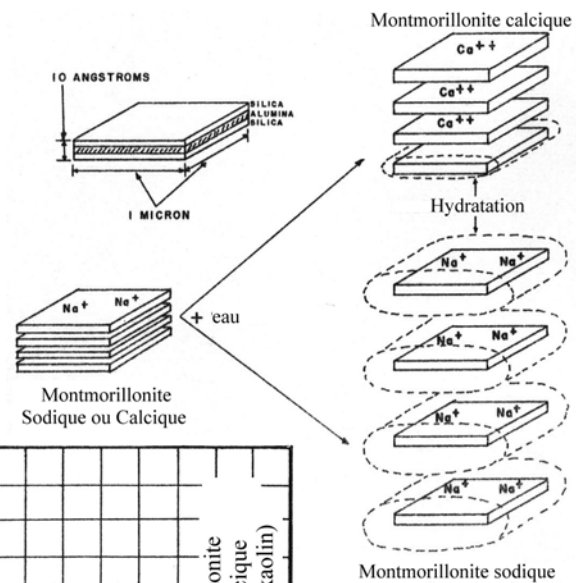


Figure V.13: Comparaison des propriétés entre les argiles calciques et sodiques

La boue bentonitique est une suspension de colloïdes argileux dans de l'eau. Cette eau est fixée par la bentonite selon deux catégories : l'eau libre donnant le filtrat durant la filtration, l'eau liée constituée par l'eau d'adsorption physico-chimique et l'eau d'absorption physique.

La stabilité de la suspension, et donc les propriétés de la boue bentonitique, sont relativement sensibles aux propriétés physico-chimiques du sol. Elles peuvent donc être modifiées lors du fonçage (par contact avec une eau naturelle chargée en électrolytes, des matières organiques contenues dans le sol). Elles peuvent aussi évoluer en fonction du temps : temps de malaxage lors de la préparation de la suspension, comportement et vieillissement dans l'espace annulaire).

La boue bentonitique reste le fluide le plus utilisé par les entrepreneurs en raison de ses propriétés particulières. Il ne s'agit pourtant pas d'un produit adapté à tous les types de terrains, notamment par rapport à sa sensibilité au milieu naturel.

Le dosage en bentonite dépend de sa performance conditionnée par sa nature minéralogique (calcique ou sodique, dopée) et des conditions du chantier. Il est fréquemment compris dans la plage de valeurs de 40 à 80kg/m³ d'eau (soit 4 à 8%). Sur la Figure.V.14, l'évolution de la viscosité avec le dosage est donnée pour différents types de boues argileuses.

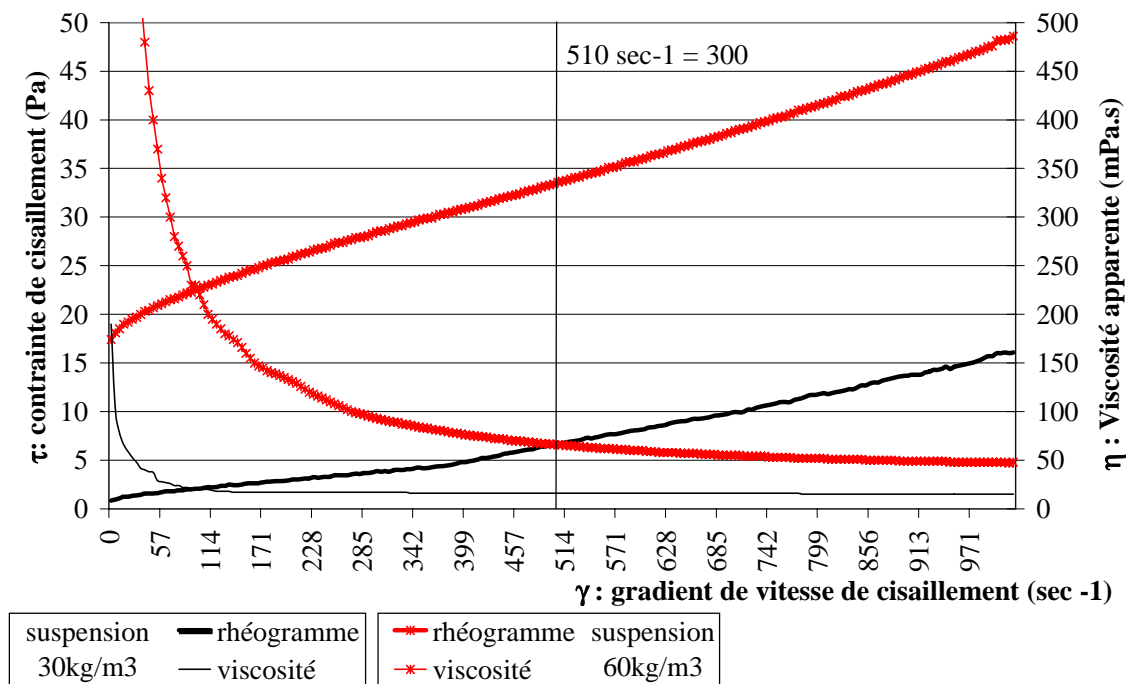


Figure.V.14 : Rhéogrammes et viscosités d'une boue bentonitique à différentes concentrations au Rhéomat 115

Le comportement de la boue bentonitique est assimilable à celui des fluides Binghamiens caractérisé par son seuil de cisaillement (limite d'écoulement ou yield

value) et par sa viscosité plastique, VP. La limite d'écoulement correspond à la force pour laquelle le fluide se met en mouvement (Figure.V.14). Ces paramètres sont mesurables à partir du test au viscosimètre Fann ainsi qu'à l'aide de rhéomètres plus sophistiqués permettant d'établir les courbes d'écoulement, comme illustrées ci-dessus.

3.5.b. Les boues à base de polymères

Ce type de boue est constitué de polymères hydrosolubles, de nature chimique différente dont la fonction première est d'être viscosifiant. Les polymères les plus utilisés sont de deux types : les polymères cellulosiques (biodégradables) et les polymères synthétiques tels que les dérivés acrylamides qui par opposition sont uniquement dégradables. Ces produits sont disponibles sous forme de poudre ou d'émulsion. Les polymères liquides sont d'un emploi plus facile que les produits en poudre.

Les propriétés physico-chimiques diffèrent d'un produit à l'autre et permettent de remédier à des problèmes spécifiques liés à certaines conditions de sols ou de contraintes liées au chantier telles que : argile collante, gonflante, sol perméable ...

Le modèle le plus approprié pour décrire le comportement des boues à base de polymères est le modèle des fluides pseudo-plastiques d'Ostwald. Néanmoins on retient le modèle de Bingham qui permet de comparer les boues bentonitiques et les boues polymères en terme de pouvoir viscosifiant

Les polymères sont très peu utilisés dans les techniques sans tranchée. Une méconnaissance des produits par la profession semble être la seule véritable raison qui puisse justifier une telle attitude puisqu'ils sont employés avec succès depuis plus d'un demi-siècle dans les forages pétroliers.

3.5.c. Les boues mixtes

Elles sont confectionnées à partir de bentonite et de polymère et sont parfois utiles lorsque l'on désire marier les avantages de ces deux produits.

3.5.d. Sélection des lubrifiants en vue des essais de fonçage

Les essais à la chambre d'étalonnage sont particulièrement lourds et longs à réaliser aussi seuls 2 types de lubrifiants ont été testés. Notre choix s'est porté sur une boue bentonitique classique de type sodique activée (C-Forage V) et une boue à base de polymère synthétique liquide (Tunlub) (Annexe 12).

Les lubrifiants ont pour objectif de réduire le frottement en modifiant la nature du contact et en stabilisant l'excavation due à la surcoupe autour des tuyaux.

Une série d'essais concernant la rhéologie des lubrifiants est menée afin d'en déterminer le meilleur dosage. Une série d'essais a été menée sur des boues

bentonitiques à différents dosages. Dans un premier temps, des mesures aux viscosimètres Fann et Marsh ont permis de caractériser la rhéologie de ces fluides. Dans un second temps, des essais au filtre-presse ont fourni une approche du comportement de ces fluides au contact du sol. A l'issue de cette étude, un dosage a été sélectionné, dosage permettant l'obtention d'un cake dit 'membrane' (Figure V.15). Ce dernier correspond à la création d'un film étanche par dépôt de colloïdes argileux et d'une zone limitée d'imprégnation par l'eau libre. Enfin, une recherche du dosage en polymère est faite afin d'obtenir les mêmes valeurs de viscosité, pour une meilleure comparaison des résultats concernant l'influence de la nature du lubrifiant sur le frottement.

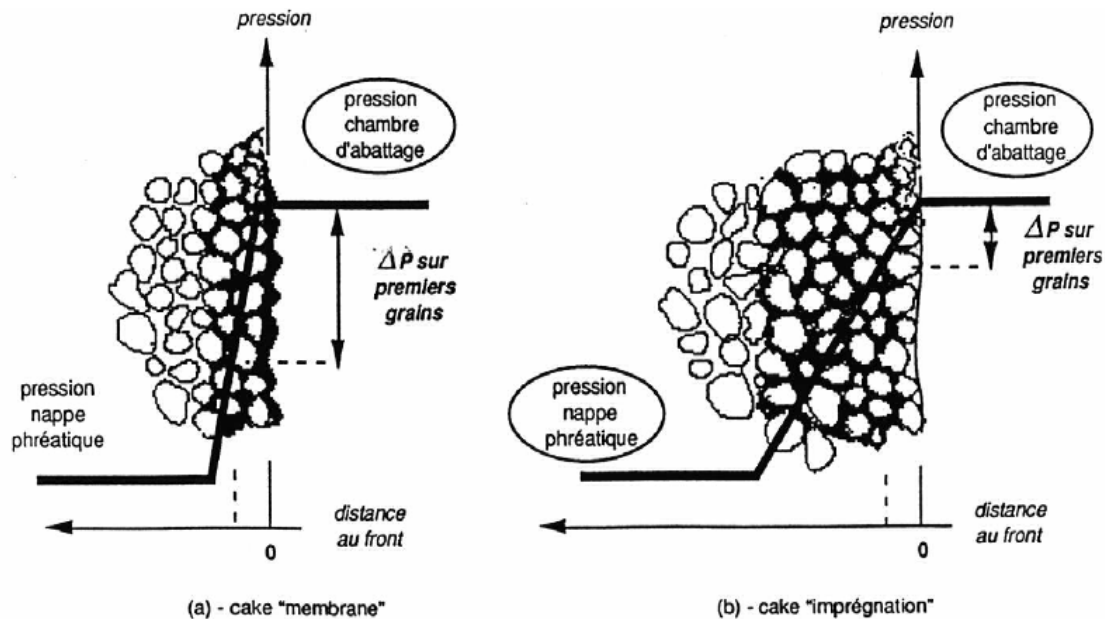


Figure V.15 : Stabilité des grains de la surexcavation

Le viscosimètre Marsh (essai normalisé):

Cet essai est le plus couramment utilisé sur chantier, en raison de sa simplicité d'utilisation. Il consiste en la mesure du temps d'écoulement d'un volume de boue donné à travers l'ajutage du cône (4.75mm) (Figure.V.16). La viscosité est abusivement assimilée au temps nécessaire pour remplir ¼ de gallon, soit 946ml. Cette mesure intègre tous les paramètres rhéologiques (YV, VP et la densité) sans qu'il soit véritablement possible de préciser quel est le paramètre qui influence plus particulièrement la mesure. Elle permet ainsi de comparer facilement les différents fluides entre eux (Figure.V.17). La valeur étalon est celle de l'eau pure à une température de 20+/-1°C est de 26+/-0.5sec.



Figure.V.16 : Viscosimètre Marsh

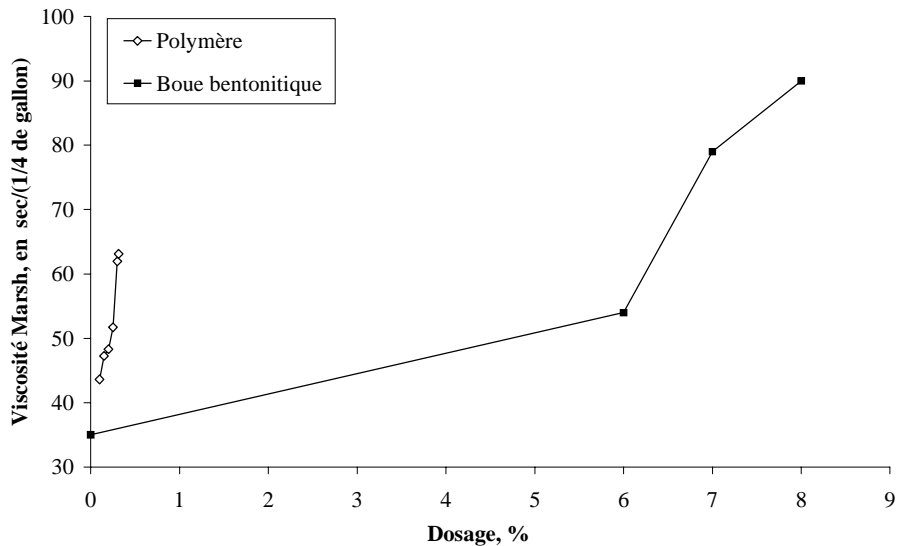


Figure.V.17 : Comparaison de l'évolution de la viscosité Marsh d'un polymère et d'une boue bentonitique (Tableau V.4)

Le viscosimètre Fann (essai normalisé) :

Cet appareil de mesure est à cylindres coaxiaux, dont l'annulaire libéré entre le rotor et le stator est rempli du fluide à tester (Figure.V.18). Le cylindre extérieur est entraîné à vitesse constante (taux de cisaillement). La résistance opposée au mouvement développée par le cylindre intérieur est mesurée. La déviation angulaire lue ($\theta_{\text{vitesse-i}}$) correspond à la tension de cisaillement. Cet appareil n'est pas adapté à tous les types de fluides et est particulièrement imprécis pour de faibles taux de cisaillement, on lui préférera alors un rhéomètre. Il permet de déterminer la limite d'écoulement (YV), la viscosité plastique (VP) et la viscosité apparente (VA), les paramètres d'un fluide Binghamien (boue bentonitique) et n et K les paramètres d'un fluide d'Ostwald (boue polymère). Dans le cas de l'eau pure (fluide Newtonien), la limite d'écoulement, YV, est nulle et la viscosité plastique est 1mPa.s (ou centipoise).



Figure.V.18 :
Viscosimètre Fann

$$VP = \theta_{600} - \theta_{300} \text{ en cPo ou mPas.s}$$

$$VP = \frac{\theta_{600}}{2} \text{ en cPo ou mPas.s}$$

$$YP = 2 * \theta_{300} - \theta_{600} \text{ en lb/100ft}^2$$

$$n = 3.32 \cdot \log(\theta_{600}/\theta_{300})$$

$$K = \frac{\theta_{600}}{\theta_{300}} \text{ en lb.s/100ft}^2$$

Le filtre presse :

Il a été mis au point par les pétroliers américains pour les boues de forage. Il permet de mesurer, par comparaison, la capacité d'une boue à former un cake plus ou moins imperméable et à limiter l'imprégnation du terrain (eau libre, filtrat). Cet essai, selon la norme API-13A [API, 91], est réalisé dans une cellule cylindrique transparente normalisée dans laquelle une pression de 700kPa est appliquée sur 400ml de boue (Figure.V.19). La base du cylindre est équipée d'un filtre en papier. L'eau ainsi filtrée est collectée par ajutage dans une éprouvette graduée. Le test dure 30min. A la fin, on mesure le volume du filtrat et l'épaisseur du cake formé sur le papier filtre.

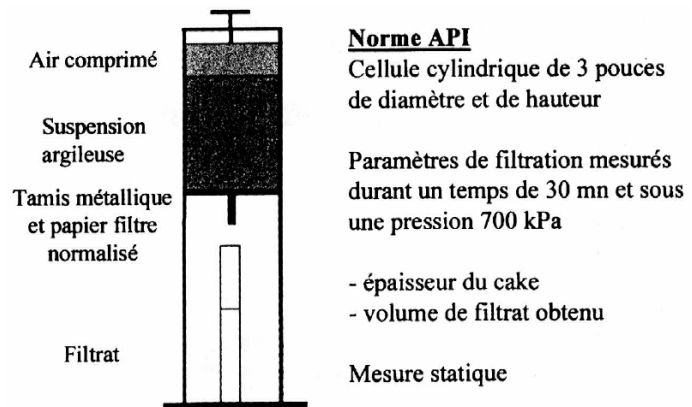


Figure.V.19 : Schéma du filtre-presse [PANT, 99]

Dans notre cas, la procédure de cet essai a été modifiée (Annexe 13) afin de simuler l'infiltration de la boue dans le sable d'Hostun RF, en vue des essais de fonçage de tuyaux dans la chambre d'étalonnage. Le cylindre n'est plus rempli entièrement de boue à tester mais seulement au 2/3 de sable d'Hostun mis en place dans la cellule à la même densité que dans nos essais. Puis la boue est versée sur le sable. Une pression représentative des conditions d'essais est appliquée entre 10 et 45kPa. Le volume de filtrat est mesuré. L'épaisseur de sable imprégnée par le filtrat et la boue est mesurée. Les résultats sont synthétisés dans le Tableau V.4.

dosage en bentonite	Viscosimètre Marsh à 24H de maturation, sec	Filtre-Pressé				
		Pression appliquée, kPa	10	20	30	40
6%	54	$V_{\text{boueinfiltrée}}$ ml	18	41		91
		γ_d , kN/m ³	16.4	15.4		15.8
		V_{filtrat} , ml	0	0		16.3
		épaisseur du cake, cm	2.30	3.7		4.8
7%	79	$V_{\text{boueinfiltrée}}$ ml	45	88	121	
		γ_d , kN/m ³	11.5	12.6	15.8	
		V_{filtrat} , ml	0	0	2.55	
		épaisseur du cake, cm	2.75	5.05	5.9	
8%	90	$V_{\text{boueinfiltrée}}$ ml	50	73	97	
		γ_d , kN/m ³	14.9	16.5	16.0	
		V_{filtrat} , ml	0	0	0	
		épaisseur du cake, cm	1.9	3.9	4.93	

Tableau V.4 : Résultats des essais de rhéologie sur la boue bentonitique

Finalement il apparaît que **le dosage à 6% de la bentonite** présente le meilleur équilibre entre le pouvoir lubrifiant et l'infiltration dans le sable. C'est ce dosage qui a été retenu. Il correspond à une viscosité Marsh de 54 sec.

Des essais sont alors entrepris sur la boue à base de polymère, le Tunlub, à des dosages différents afin de déterminer le dosage correspondant à une viscosité Marsh de 54sec. **Le dosage en polymère** donnant une viscosité Marsh équivalente est de **2.61 ‰** (Figure.V.20).

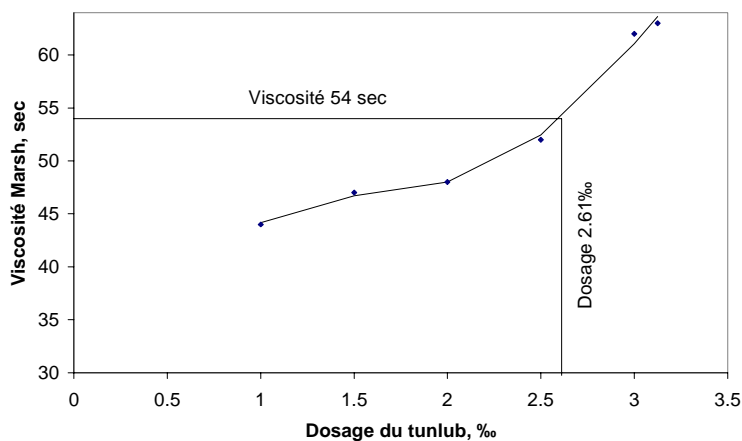


Figure.V.20 : Evolution de la viscosité avec le dosage - polymère

3.5.e. Le système d'injection du lubrifiant

Le dispositif de lubrification a été conçu et élaboré au laboratoire. Il peut être représenté schématiquement de la manière suivante (Figure.V.21) :

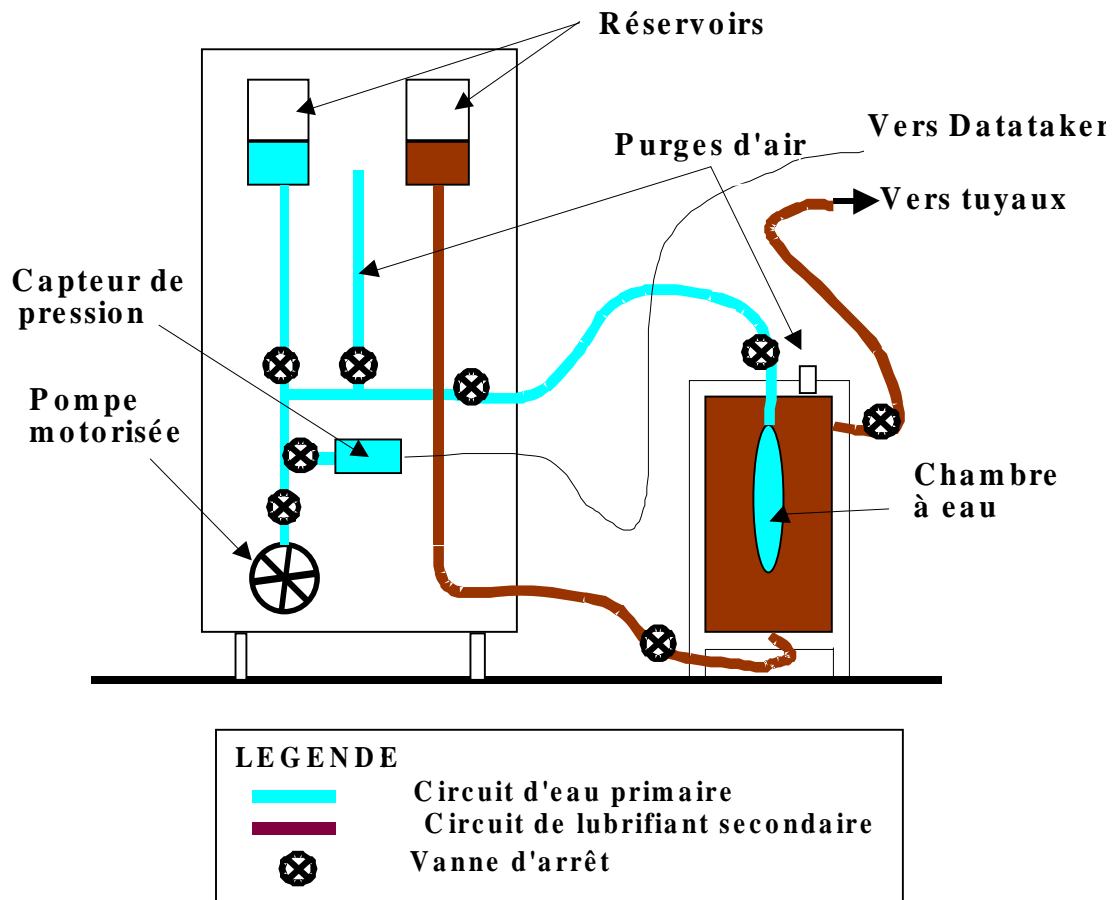


Figure.V.21 : Système d'injection de lubrification

Ce système comprend un circuit d'eau fonctionnant en boucle fermée et un circuit de lubrifiant. Durant le fonçage, la pompe est actionnée provoquant le gonflage régulier de la chambre à eau qui en augmentant de volume va expulser le lubrifiant vers les points d'injection au niveau du tuyau. Le moteur de la pompe est équipé d'un variateur de vitesse dont l'étalonnage figure en Annexe 14.

Les points d'injection sont situés quelques centimètres derrière la création de la surexcavation par la différence de diamètre entre deux sections de tuyau, dans le cas du tuyau surcoupé, et exactement au même endroit sur les tuyaux dits normaux. Comme pour les tubes suiveurs sur chantier réel, trois points d'injection ont été disposés à 120° (Figure.V.22). Durant le premier essai de fonçage avec lubrification (essai n°6), les trois orifices ont été alimentés en même temps par un seul tuyau rilsan et une seule vanne. Les résultats de l'injection n'ont pas alors été homogènes autour du tuyau, certains points d'injection s'étant obstrués. Aussi pour les essais suivants chaque point d'injection a été alimenté individuellement, réduisant les risques de colmatage des orifices. Une procédure de lubrification en alternance est mise en place chacun des points d'injection étant activé successivement pendant une durée d'une minute (Annexe 14).

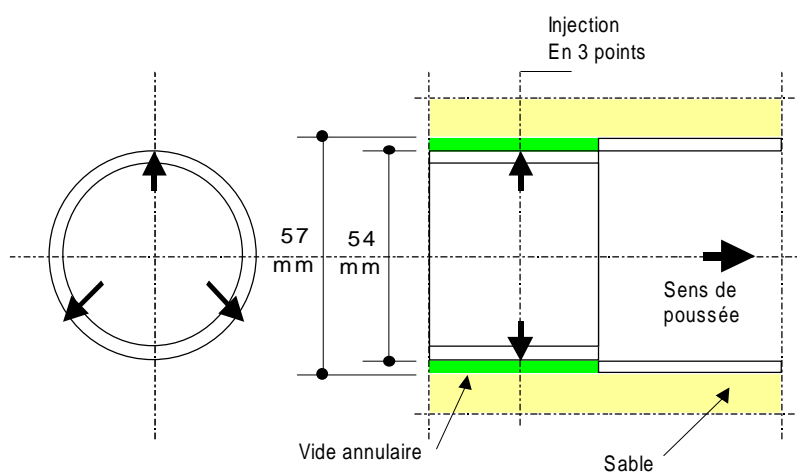


Figure.V.22 : Points d'injection au niveau des tuyaux en acier

Concernant les quantités de lubrifiant injecté, elles ont été évaluées à partir de celles employées durant les chantiers sur site réel traversant des sols granulaires. En général, on injecte deux fois le volume de l'espace annulaire créé. Pour des raisons pratiques, liées à la quantité de lubrifiant disponible dans l'appareil, il a été décidé d'injecter 1.55 fois le volume de l'espace annulaire pour les essais avec surcoupe. Pour les essais sans surcoupe, un volume correspondant à une couronne de sable d'épaisseur 1.5mm sur le rayon entourant le tuyau 57mm a été injecté.

3.5.f. Les résultats de l'injection

Des observations de la répartition des lubrifiants autour des tuyaux foncés ont pu être menées lors de la vidange de la chambre d'étalonnage en fin d'essai. Les principales caractéristiques de chaque essai réalisé avec injection de lubrifiant (soit les essais 6 et 9 sans surcoupe et les essais 7 et 8 avec surcoupe) sont regroupées dans le tableau suivant (Tableau V.5) :

Essais sans surcoupe			
Essai	6	9	
Lubrifiant	Bentonite	D - A sec (1.2m) D - polymère (2m)	G - A sec (1.2m) G - bentonite (55cm)
Pression d'injection moy. (kPa)	D – 25.3 G – 30.0	12.2	31.2 arrêt à 100
Remarques	Injection avec 1 seul tuyau pour 3 points d'injection Les points d'injection Haut et Droit se bouchent pour les 2 tuyaux vers les 40cm	Injection avec 3 tuyaux pour 3 points d'injection Bonne injection sur toute la longueur mais localisée autour des points d'injection	Injection avec 3 tuyaux pour 3 points d'injection Mauvaise lubrification entraînant l'arrêt de l'essai
Essais avec surcoupe			
Essai	7	8	
Lubrifiant	Bentonite	Polymère	
Pression moy. (kPa)	D - 11.5 G – 17.6	D – 5.3 G – 4.6	
Remarques	Injection avec 3 tuyaux pour 3 points d'injection Bonne répartition de la lubrification tout autour des tuyaux	Injection avec 3 tuyaux pour 3 points d'injection Bonne répartition de la lubrification tout autour des tuyaux	

Tableau V.5 : Résumé des caractéristiques des essais avec lubrification (Annexe 15)

On remarque dans un premier temps que l'injection de la boue bentonitique se fait à une pression de 25 à 30kPa sans surcoupe et de 10 à 15kPa avec surcoupe tandis que l'injection du polymère se fait à 12kPa sans surcoupe et à 5 kPa avec surcoupe. Ces chiffres nous indiquent que le lubrifiant en présence de surcoupe est injecté sous une pression deux fois moindre qu'en l'absence de surcoupe. En effet l'injection est facilitée lorsque le produit a la possibilité de remplir l'espace annulaire. On remarque aussi que la pression d'injection du polymère est trois fois inférieure à celle de la bentonite du fait de la rhéologie même de ces deux produits : la bentonite nécessite un effort initial pour la mettre en mouvement lorsqu'elle est au repos, contrairement au polymère.

Les observations ont permis de mettre en avant la bonne répartition du lubrifiant autour des tuyaux pour les essais avec surcoupe (7 et 8) mais aussi pour le tuyau D de l'essai 9 sans surcoupe (Figure V.23). L'essai 6 s'étant mal déroulé des modifications concernant le procédé d'injection ont été nécessaires pour les trois autres essais. Concernant le tuyau G de l'essai 9, les points d'injection se sont obstrués très rapidement entraînant l'arrêt de l'essai (Annexe 15).



Figure V.23 : Cakes d'imprégnation des essais 7, 8 et 9

3.6. L'INSTRUMENTATION

Pas moins de 41 capteurs sont disposés dans ou autour de la chambre d'étalonnage et reliés à la centrale d'acquisition.

Les paramètres ainsi mesurés lors de chaque essai sont les suivants (Figure V.24) :

- ✓ Pa : l'effort appliqué au tuyau par le vérin, au moyen d'un capteur de force,
- ✓ Ua et Ub : les déplacements des tuyaux lors du fonçage respectivement à l'avant (face A) et à l'arrière (face B) de la cuve, au moyen de 3*2 capteurs de déplacements LVDT de 50mm,
- ✓ qs : la pression verticale (surcharge) appliquée par le coussin gonflable au massif de sable, par l'intermédiaire d'un capteur de pression,
- ✓ les mouvements horizontaux du sol induits par le déplacement du tuyau dans le sable, au moyen de 6 capteurs de déplacement LVDT 25mm pour chaque tuyau foncé,
- ✓ la pression d'injection du lubrifiant par un capteur de pression
- ✓ la déformation de chaque section de tuyau au moyen de 4 jauges de déformation montées en pont de Wheatstone, permettant de connaître la contrainte locale en plusieurs points du tuyau foncé. Les jauges sont collées à l'intérieur du tube.

Tous ces capteurs exceptés les deux capteurs de pression ont fait l'objet d'un étalonnage avant la réalisation des essais. Les capteurs de déplacement LVDT et le capteur de force sont étalonnés avec des bancs spécifiques d'étalonnage (Annexe 16). Les mesures de déplacement à l'entrée et à la sortie de la chambre d'étalonnage sont triplées. La valeur de déplacement est la moyenne des trois, ce qui permet de s'affranchir des déviations parasites dues à la fixation du support des capteurs sur le tuyau.

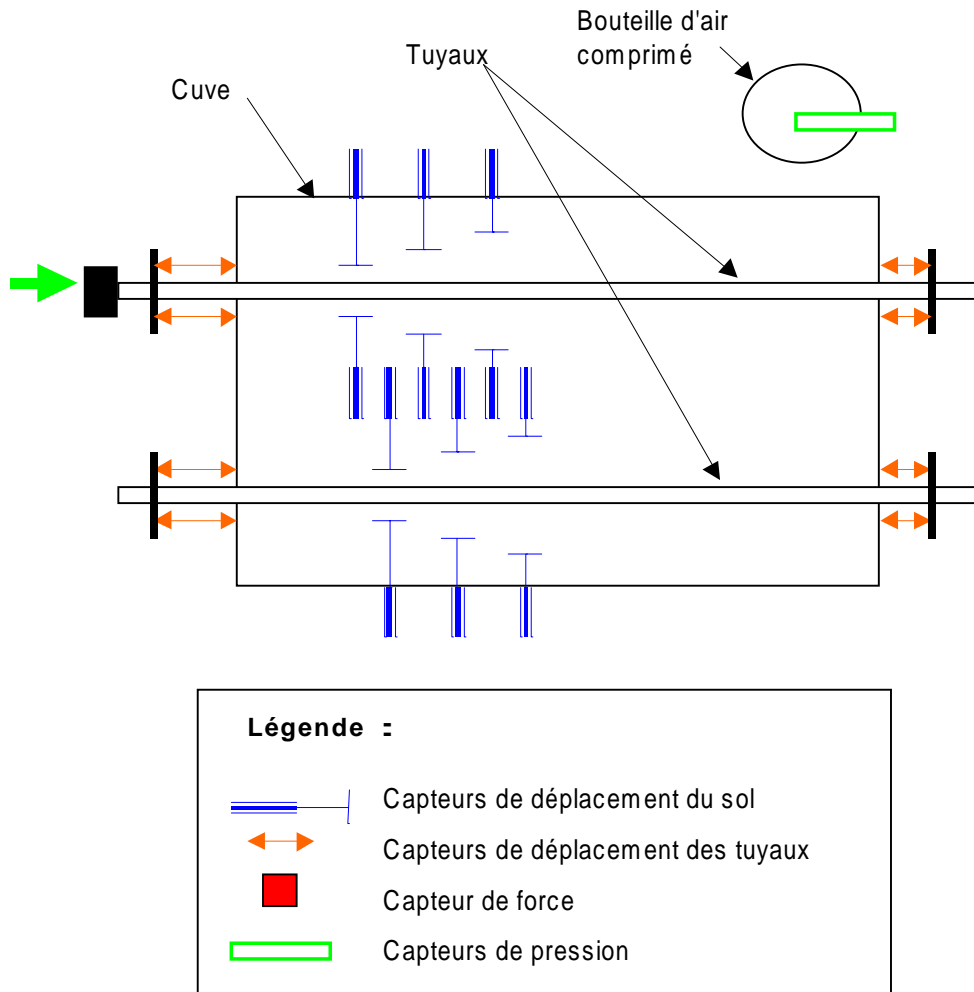


Figure V.24 : Disposition des différents capteurs – Vue de dessus de la cuve

En ce qui concerne les mesures du déplacement du sol, le dispositif mis en place est constitué d'extensomètres. Ceux-ci ont été conçus au laboratoire à partir de capteurs de déplacement du type LVDT. La tige de l'extensomètre est reliée d'une part à une plaque de 4cm² solidaire du sol et d'autre part au noyau du capteur qui est fixe. Afin de permettre des mouvements relatifs entre la plaque et le capteur, la tige est protégée par une spirale métallique recouverte de textile, l'ensemble ayant une faible raideur axiale (Figure.V.25).

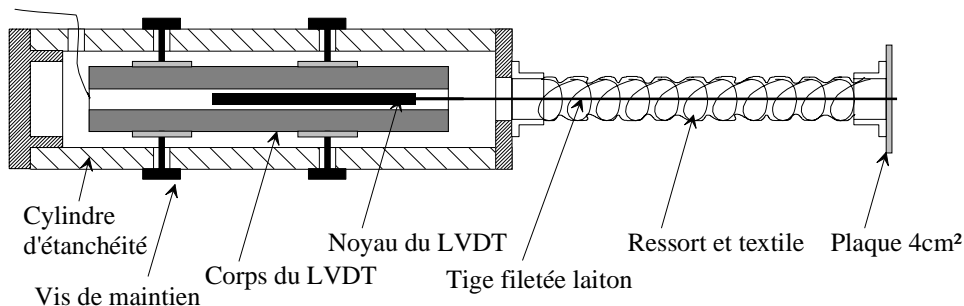


Figure.V.25 : Schéma du capteur mesurant les déplacements du massif de sol

Tous les capteurs sont reliés à une centrale d'acquisition enregistrant automatiquement toutes les deux secondes les valeurs mesurées à l'aide du logiciel datataker.

3.7. PROGRAMME D'ESSAIS

Dix essais ont été réalisés. Chaque expérimentation comprend le remplissage de la chambre d'étalonnage par la pluviation et l'installation des deux tuyaux et des capteurs de mesure (1 semaine) ainsi que le fonçage des deux tuyaux, notés D et G, sur une longueur d'au moins deux mètres (1 semaine et demie). Une surcharge différente est appliquée sur les tuyaux D et G, elle est de 30kPa pour le tuyau D et de 50kPa pour le tuyau G. A la fin de chaque essai, 4 poussées de petite longueur sont réalisées sur le tuyau G sous des conditions de surcharge allant de 60, 70, 80 et 90kPa.

Les caractéristiques de chaque essai sont synthétisées dans le tableau suivant :

n° essai	surcoupe	lubrification	surcharge	intitulé de l'essai	remarque
0	sans	sans	D 0	essai de fonctionnement	problème lors de la mise en pression – arrêt de l'essai
			G **		
1	sans	sans	D 30	essai de référence n°1	fonçage sur 80cm des deux tuyaux
			G 50		
2	avec	sans	D 30	essai avec surcoupe n°1	
			G 50		
3	avec	sans	D 30	essai avec surcoupe n°2	
			G 50		
4	sans	sans	D 30	essai de référence n°2	
			G 50		
5	sans	sans	D 90	essai sous forte pression	
	avec	sans	G 90		
6	sans	bentonite 6%	D 30	essai avec lubrifiant bentonite	problème d'homogénéisation de l'injection autour des tuyaux – volume injecté : coefficient de 2
			G 50		
7	avec	bentonite 6%	D 30	essai avec surcoupe et lubrifiant bentonite	volume injecté : coefficient de 1.55
			G 50		
8	avec	polymère 2.61‰	D 30	essai avec surcoupe et lubrifiant polymère	volume injecté : coefficient de 1.55
			G 50		
9	sans	D polymère 2.61‰	D 50	essai avec lubrifiant bentonite n°2 et polymère	volume injecté : coefficient de 1.55 – fonçage sur 1m20 sans lubrifiant puis fonçage de 2m avec lubrification
		G bentonite 6%	G 50		

Tableau V.6 : Programme des essais

Le fonçage de chaque tuyau suit une procédure définie à l'avance et passe par plusieurs étapes :

- ✓ 1^{ère} poussée de 5cm à faible vitesse n°1 (0.75mm/mn)
- ✓ une série de poussées de 5cm à vitesse forte n°2 (8mm/mn)
- ✓ une série de poussées de 20 à 25cm à vitesse n°2

- ✓ une série de poussées de 5cm à vitesse n°2, correspondant à l'approche de la surcoupe au niveau des capteurs de déplacement installés dans le massif de sol
- ✓ une série de poussées de 20 à 25cm à vitesse n°2
- ✓ une série de poussées de 5cm à vitesse n°2, correspondant à la sortie de la surcoupe à l'extrémité de la chambre d'étalonnage,
- ✓ une série de poussées de 3 à 5cm à vitesse n°2 à des pressions verticales variables de 60 à 90kPa.

Un cycle entier de fonçage correspond à une vingtaine de poussées par tuyau.

Certains paramètres du dispositif expérimental sont ainsi fixés pour les neuf essais :

- ✓ *la pluviation* : le poids volumique du sable d'Hostun=15.6kN/m³ (soit Dr=88%) – les paramètres du pluviateur : Hc=3.10m, Hp=0.70m, v=17cm/s, d=20mm,
- ✓ *la lubrification* : bentonite C-Forage V à 6% et polymère à 2.61%, le volume injecté correspond à un volume de 2.76ml/cm pour les tuyaux normaux et de 4.11ml/cm pour les tuyaux avec surcoupe,
- ✓ *les poussées* : la montée en charge se fait à vitesse très lente 0.01mm/mn, puis le reste de la poussée à vitesse n°2 (8mm/mn) sauf dans le cas de la 1^{ère} poussée où la vitesse est de 0.75mm/mn (n°1). Deux mètres au moins de tuyau sont poussés à travers la chambre d'étalonnage (sauf pour les essais 0 et 1),
- ✓ *la mise en pression du massif de sol* suit un protocole bien établi :
 1. 1^{ère} mise en pression durant ¼ d'heure
 2. déchargement pendant ¼ d'heure
 3. 2^{ème} mise en pression durant ¼ heure
 4. déchargement pendant ¼ heure
 5. dernière mise en pression, attente d'une nuit avant le premier essai

Par contre, pour les petites poussées sous des surcharges allant de 60 à 90kPa, les étapes 3 et 4 sont supprimées et une attente d'une heure est jugée suffisante pour l'étape 5.

Les protocoles de réalisation de la pluviation, du fonçage et de la lubrification sont donnés en Annexe 17.

3.8. COMMENTAIRES SUR L'ENSEMBLE DU DISPOSITIF

- Les systèmes d'étanchéité élaborés ont joué parfaitement leur rôle, seul durant l'essai 3 à l'avant du tuyau G une perte de sable localisée est apparue durant le 1^{er} essai de poussée. Le frottement des tuyaux sur la plaque de caoutchouc oblige à la remplacer environ tous les deux mois.

- Grâce à la présence des couches de glissement (polyane – vaseline – polyane), on remarque une bonne répartition des contraintes verticales dans le massif, les résultats en terme de frottement, fonctions de la hauteur équivalente, étant bien homogènes.

- Durant le remplissage de la chambre d'étalonnage, cinq coupelles en inox sont disposées dans le massif de sable, en vue de mesurer la densité locale de mise en place (coupelles n°1, 2 et 3 dans le fond de la cuve et les coupelles n°4 et 5 réparties équitablement en vertical). Les résultats des mesures sont les suivants :

n° essai	coupelles			Δ_h	moyenne des coupelles 1-2-3	coupelles		Δ_v	densité moyenne	densité relative moyenne %	
	1	2	3			4	5				
1	1.543	1.537	1.540	0.002	1.540	1.553	1.555	0.006	1.550	84.6	
2	*	1.538	1.541	0.002	1.561	*	1.531	0.004	1.535	79.9	
3	1.540	1.562	1.560	0.009	1.554	1.564	1.563	0.004	1.560	88.0	
4	1.579	1.574	1.569	0.004	1.574	1.566	1.562	0.004	1.568	90.3	
5	1.56	1.52	1.57	0.020	1.55	1.56	*	0.008	1.555	86.3	
7	1.551	1.539	1.568	0.010	1.553	1.587	1.543	0.017	1.561	88.1	
8	1.566	1.561	1.568	0.003	1.565	1.555	1.553	0.005	1.558	87.2	
9	1.571	1.545	1.558	0.009	1.558	1.565	1.550	0.005	1.557	87.1	
				$\Delta_{h\text{moy}}$	0.007					moyenne Dr	86.4 %
										ΔDr	2.1%
										ρ_{dmoy}	1.556

Tableau V.7 : Résultats des mesures de densité locale sur l'ensemble des essais

La densité moyenne sur l'ensemble des 8 essais est de 1.556 (au lieu de 1.56) soit une densité relative de 86.4% (au lieu de 88%).

- Les jauges de déformations n'ont été utilisées que lors des essais sans lubrification. Leur étalonnage montre un domaine de validité très étalé. Or les forces de poussées enregistrées se situent en-dessous de ce domaine de validité ou du moins dans sa tranche inférieure. Aussi les mesures sont difficilement exploitables à ce jour et ont été abandonnées lors des essais sur les tuyaux lubrifiés.

4. CONCLUSION

Les mesures effectuées, tant sur les trois chantiers suivis sur site que durant les neuf essais dans la chambre d'étalonnage, ont fait l'objet d'une interprétation puis d'une analyse qui sont présentées dans le prochain chapitre.

Les résultats provenant des suivis mi-lourds permettent une étude intéressante concernant les frottements à l'interface sol-tuyau ainsi que l'équilibre des pressions au

front de taille. Les essais de fonçage des tuyaux en acier dans le sable d'Hostun à travers la chambre d'étalonnage permettent l'étude du comportement au frottement à l'interface sol/tuyau mais surtout celui des mouvements dans le sol induits par le déplacement des tuyaux et l'injection de lubrifiant.

VI. Interprétation en terme de Frottement et Distance de sécurité des essais de Modélisation à la chambre d'étalonnage

1. INTRODUCTION.....	202
2. PRÉSENTATION PHÉNOMÉNOLOGIQUE	202
2.1. <i>Les mouvements du sol</i>	202
2.2. <i>Le frottement à l'interface sol/tuyau</i>	206
2.3. <i>Conclusion</i>	208
3. INTERACTION SOL-TUYAU AU COURS DU FONÇAGE	208
3.1. <i>Introduction</i>	208
3.2. <i>Interprétation des essais sans surcoupe ni lubrification</i>	209
3.3. <i>Influence de la surcoupe</i>	212
3.4. <i>Influence de l'injection de lubrifiant</i>	218
3.5. <i>Influence de la profondeur sur les paramètres de frottement</i>	223
4. DÉTERMINATION D'UNE LOI DE COMPORTEMENT LOCAL.....	227
4.1. <i>Présentation de la méthode 'graphique' développée par Bourdeau [BOUR, 91]</i>	227
4.2. <i>Analyse du comportement élastique des tuyaux</i>	232
5. SIMULATION NUMÉRIQUE 2D DE L'INTÉRACTION SOL-TUYAU AVEC SURCOUPE.....	240
5.1. <i>Présentation de la simulation</i>	240
5.2. <i>Modélisation de l'apparition de la surexcavation : deux méthodes</i>	242
5.3. <i>Confrontation entre la simulation et l'expérimentation</i>	243
5.4. <i>Conclusions</i>	249
6. BILAN.....	249
6.1. <i>Mouvements et distances de sécurité</i>	250
6.2. <i>Frottement à l'interface sol-structure</i>	250
6.3. <i>Simulation numérique du déconfinement du sol, dû à la surcoupe</i>	251

1. INTRODUCTION

Les résultats des essais, décrits au chapitre V, font l'objet d'une interprétation approfondie en vue de donner des informations sur les paramètres de frottement à l'interface et sur les distances de sécurité.

Dans un premier temps, nous nous pencherons plus particulièrement sur l'étude phénoménologique du frottement à l'interface sol/tuyau et des mouvements horizontaux du sol au niveau de l'axe du tuyau. Les résultats sont présentés en vue de préciser l'évolution des différents paramètres mesurés lors du fonçage, permettant de repérer les phénomènes parasites et de les expliquer mais surtout de faciliter l'interprétation des essais.

Dans un second temps, les mouvements du sol et le frottement d'interface sont interprétés en étudiant l'influence de la surcoupe et de la lubrification. Cette étude a plusieurs objectifs : constituer une base de données expérimentales en vue de comprendre le comportement au fonçage durant les chantiers de microtunnelage et constituer une base à une simulation numérique plus générale.

Ensuite des simulations numériques sont réalisées afin de comparer nos résultats en terme de mouvements du sol et de frottement à l'interface. Elles sont basées sur les essais effectués avec surcoupe et sans lubrification (essais 2 et 3) dans la chambre d'étalonnage.

Enfin, à partir des poussées successives réalisées sur les tuyaux non surcoupés (essais 1 et 4), une loi de comportement en frottement à l'interface sable/tuyau est déterminée afin de progresser dans la connaissance de la technique du microtunnelage et en particulier dans la connaissance de la répartition de l'effort total de fonçage sur le tuyau posé.

2. PRESENTATION PHENOMENOLOGIQUE

Les résultats présentés permettent de mieux comprendre les phénomènes se développant durant le fonçage concernant le tuyau et le massif de sable l'entourant.

2.1. LES MOUVEMENTS DU SOL

Rappelons que les capteurs extensométriques, placés horizontalement au niveau de l'axe du tuyau, mesurent les mouvements horizontaux du sol (S_h) durant le fonçage du tuyau. Ils sont installés environ à 40, 80 et 100mm du centre du tuyau, correspondant respectivement aux données '3', '2' et '1'. Le tableau suivant présente les distances exactes pour chaque essai entre l'axe du tuyau et le point de mesure.

Essai	D1, mm	D2, mm	D3, mm	G1, mm	G2, mm	G3, mm
1	100	60	42	103	75	39
2	105	70	46	105	76	38
3	103	71	49	108	80	42
4	104	72	46	111	78	35
5	107	79	55	109	84	44
6	110	85	48	109	80	42
7	111	80	51	109	80	47
8	110	82	44	107	80	45
9	117	82	53			

Tableau VI.1: Position des points de mesure de S_h par rapport à l'axe du tuyau étudié

Les capteurs sont installés de chaque côté du tuyau à égale distance, de ce fait les mesures sont doublées. On appelle 'int' les mesures effectuées entre les deux tuyaux à l'intérieur de la chambre et 'ext' les mesures effectuées entre le tuyau foncé et la paroi (Figure VI.1). Les capteurs sont placés de telle manière que la mesure '1' est à 0,70m de l'entrée de la chambre d'étalonnage, '2' à 0,805m et '3' à 0,90m. Les déplacements du sol sont comptés positivement lorsqu'ils s'effectuent en direction de l'axe du tuyau.

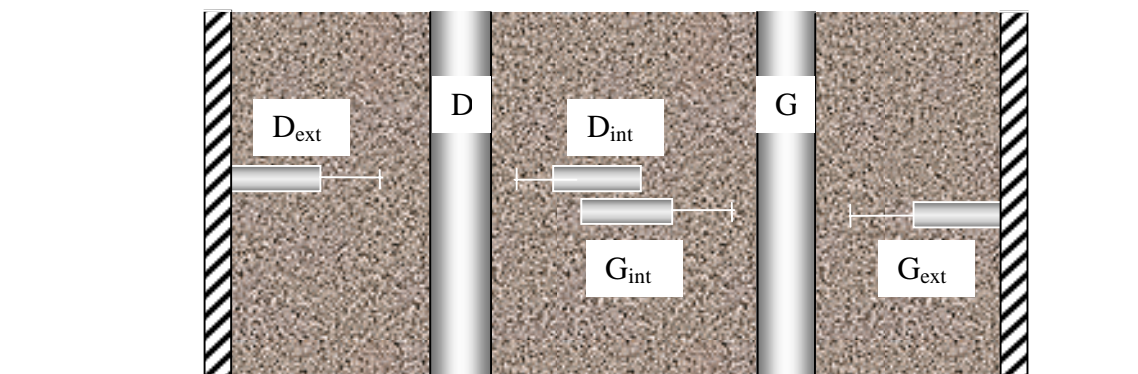


Figure VI.1 : Notations utilisées pour les tuyaux et les capteurs extensométriques

En cumulant les mouvements du sol de chaque poussée effectuée, les résultats obtenus concernant **les essais sans surcoupe** sont très faibles, ils sont compris entre +/- 0.1 mm (Figure VI.2). On peut considérer que ces déplacements sont dus au repositionnement du tuyau sous l'effort de poussée, le tuyau étant articulé et soumis à une surcharge peut être initialement non-rectiligne et/ou non-horizontale. Toutefois ce phénomène est peu accentué dans le cas de ce tuyau. Il se retrouve par contre dans le cas du tuyau G des essais 2, 4 et 5 ainsi que dans les tuyaux D et G de l'essai 9. Il semble donc que l'application de la surcharge, plus importante sur le tuyau G et durant l'essai 9, est à l'origine de ce phénomène parasite.

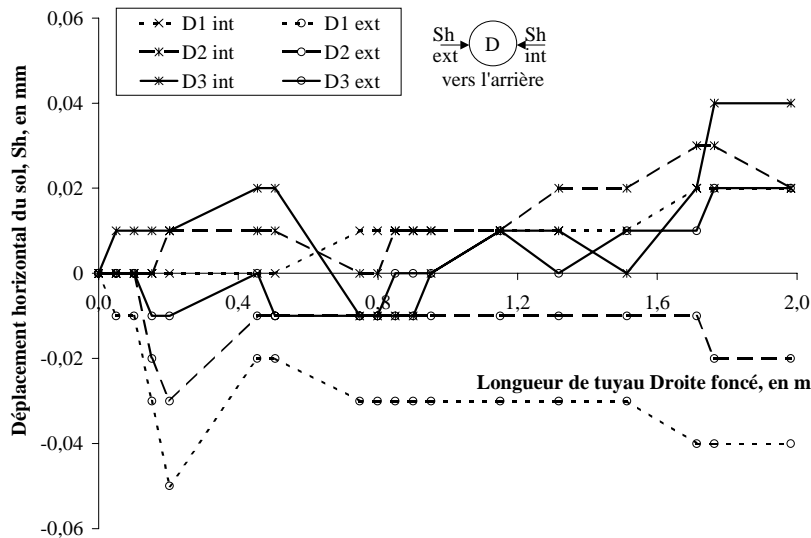


Figure VI.2: Mouvements horizontaux du sol lors du fonçage du tuyau D – essai 4

Dans le **cas des essais avec surcoupe**, les déplacements sont logiquement plus conséquents, à raison de -0.15mm à 0.4mm pour D ($q_s=30\text{kPa}$) et à 0.5mm pour G ($q_s=50\text{kPa}$) en moyenne (Figure VI.3).

Les déplacements horizontaux 'int' et 'ext' sont souvent distincts avant les 0.50m de tuyau foncé, en raison du repositionnement du tuyau sous l'effort de poussée. Après cette phase, l'évolution des courbes est similaire, avec décalage. Ensuite, le passage de la surcoupe devant chaque capteur entraîne un affaissement du sol dans l'espace annulaire, affaissement d'autant plus important que les mesures sont effectuées à proximité du tuyau. Les courbes 'int' et 'ext' tendent finalement vers une valeur palier.

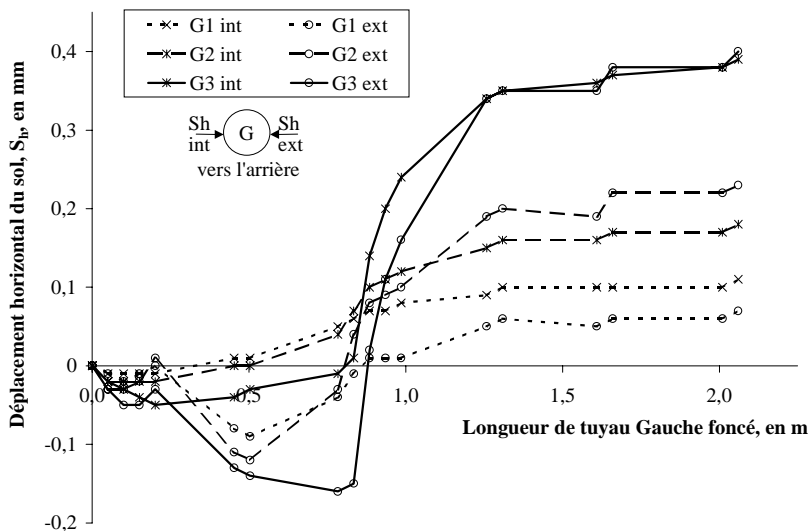


Figure VI.3 : Mouvements horizontaux du sol lors du fonçage du tuyau G – essai 3

Dans le **cas des essais sans surcoupe et avec lubrifiant**, les déplacements du sol révèlent un refoulement du sol dû à l'injection du produit (Figure VI.4).

On remarque très nettement que les déplacements 'int' et 'ext' sont distincts, avec très peu de déplacements mesurés dans le cas des capteurs 'int'. Il faut rappeler que ces capteurs extensométriques ne sont pas fixés mais placés dans le massif de sol, le corps de la bobine subit les mouvements du massif. Une vérification auprès des capteurs du tuyau non foncé (dans le cas présenté : tuyau G) révèle des déplacements parasites des capteurs 'ext' lors des essais lubrifiés, mais il n'en va pas de même pour les essais sans lubrification. On peut ainsi noter lors du fonçage du tuyau D de l'essai 6 que les capteurs 'ext' situés auprès du tuyau G se déplacent d'environ $-0,06\text{mm}$. On tiendra alors compte, dans le cas des essais sans surcoupe avec lubrifiant, uniquement des mesures 'ext'. On peut aussi remarquer sur la Figure VI.4 que les mouvements sont importants dès les premiers 0,20m de fonçage. Pour comprendre cette évolution, il faut revenir à l'historique de cet essai indiquant une injection importante sur les 0,13 premiers mètres qui a pu, en effet, créer des perturbations dans le massif de sol jusqu'aux capteurs situés à 0.70, 0.80 et 0.90m de la paroi.

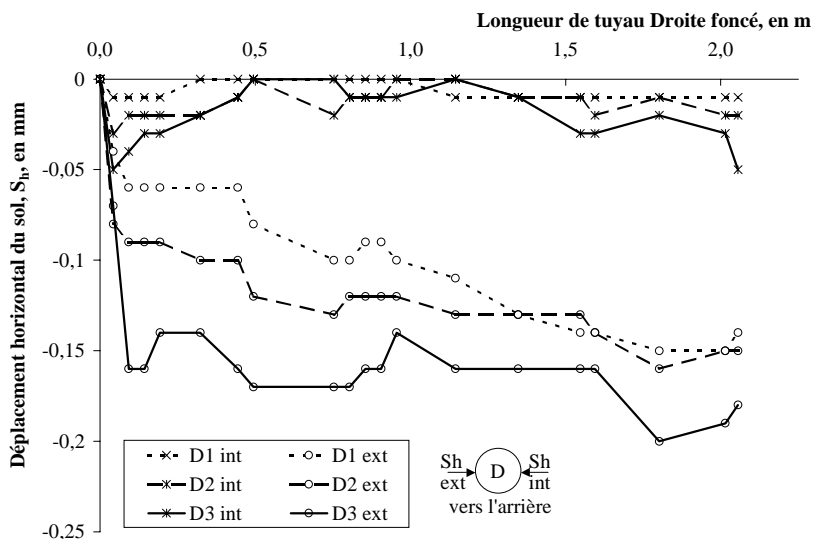


Figure VI.4 : Mouvements horizontaux du sol lors du fonçage du tuyau D – essai 6

Dans le cas des essais avec surcoupe et lubrification, les courbes 'int' et 'ext' se rejoignent au moment du passage de la surcoupe. On dénote tout de même une tendance générale : les valeurs 'int' sont légèrement supérieures aux 'ext'. Lorsque l'on regarde les mesures sur le tuyau opposé (ici D) on remarque que les valeurs 'int' sont comprises entre 0 et $0,02\text{mm}$ et les valeurs 'ext' tendent en moyenne vers $0,05\text{mm}$.

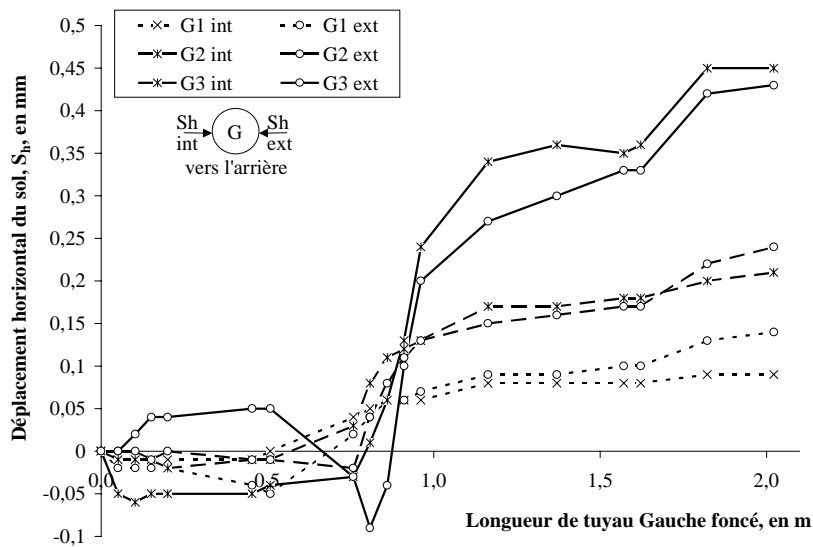


Figure VI.5 : Mouvements horizontaux du sol lors du fonçage du tuyau G – essai 8

2.2. LE FROTTEMENT A L'INTERFACE SOL/TUYAU

Durant les essais, les tuyaux D et G sont soumis à des poussées successives de 50mm. Sur la Figure VI.6 sont représentées les courbes effort-déplacement des 9 premières poussées du tuyau D sous une surcharge de 30kPa. Ces courbes nous donnent un bon aperçu de la forme généralement rencontrée durant les poussées.

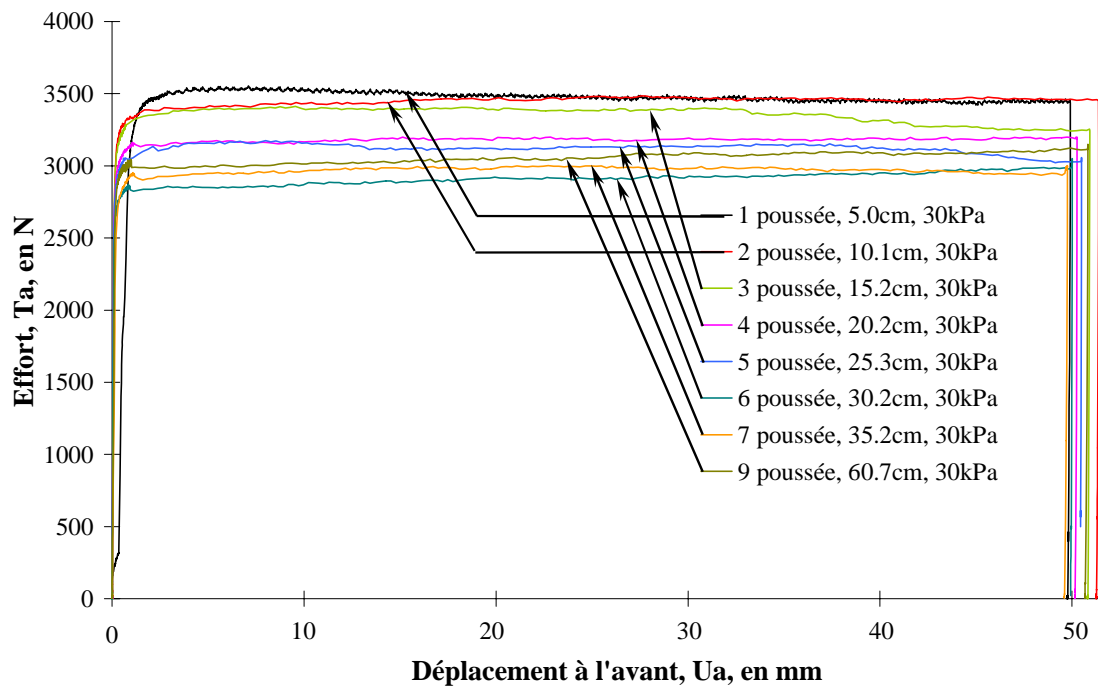


Figure VI.6 : Poussées successives du tuyau D à 30kPa – essai 1 – sans surcoupe

Les courbes P_A-u_A sont de type palier. Elles se décomposent en trois phases. La première phase de l'essai correspond à une relation linéaire entre P_A et u_A selon laquelle l'effort augmente rapidement avec le déplacement ; la fin de cette phase est obtenue

pour des valeurs de déplacement très faibles de l'ordre de $50\mu\text{m}$. La seconde phase se caractérise par un ralentissement de l'accroissement de l'effort qui dans la troisième phase va tendre vers un palier plus ou moins stable selon les essais. Cette valeur au palier servira par la suite de référence pour l'analyse en terme de frottement.

On remarque toutefois, pour certains essais, l'apparition d'un pic lors de la toute première poussée (Figure VI.7) ainsi que lors des dernières poussées lorsque la surcharge est augmentée. Les tuyaux D et G des essais 2, 4 et 5 ainsi que le tuyau G de l'essai 3 et 9 sont ainsi confrontés à ce phénomène.

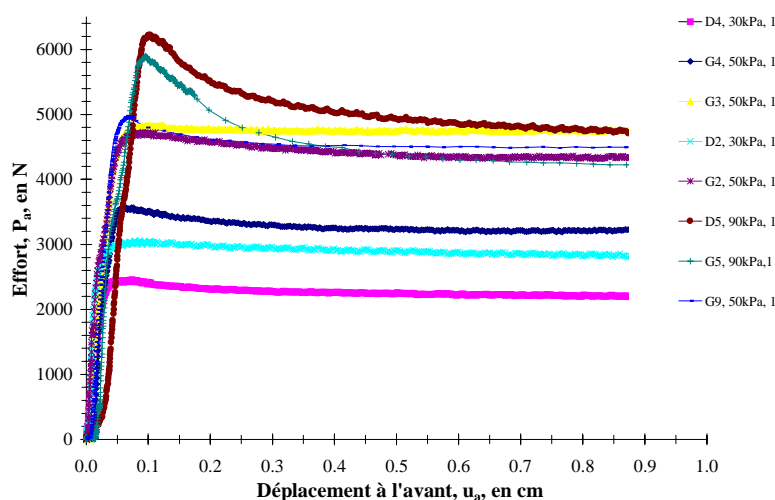


Figure VI.7 : Première poussée présentant un pic sur la courbe P_A-u_A

Dans la littérature, de nombreux essais de cisaillement sable/'structure lisse' relatifs à des sables moyennement denses à lâches montrent, dans le cas des courbes ($\mu^*/\text{déplacement}$), un pic, obtenu pour de faibles déplacements (de l'ordre du mm) puis un palier. Tandis que pour les sables denses, les courbes se présentent directement sous forme d'un palier. Le phénomène est dû à une dilatance positive dans les sables denses augmentant les contraintes normales s'exerçant sur la surface des tuyaux. Alors qu'à faibles densités, le sol s'écroule localement dès les premiers déplacements avec la mobilisation d'un effet de voûte, d'où les grandes différences entre les valeurs de pic et résiduelles [SCHL, 81].

Le comportement couramment observé et indiqué par Schlosser & Guilloux [SCHL, 81] entraîne un doute possible sur la compacité réelle de la zone de sable située autour des tuyaux, notamment pour les essais 2 et 4. Cependant on peut envisager aussi d'autres origines possibles :

- l'influence du fonçage du tuyau D sur celui du tuyau G qui lui est postérieur, bien que les essais de Park [PARK, 97] aient montré qu'il n'y avait pas a priori d'interaction entre le comportement de plusieurs tuyaux foncés dans la même chambre.

- une disposition des tuyaux en flexion soumis à une importante surcharge : une résistance parasite doit alors être dépassée afin de déplacer les tuyaux. C'est sans doute

le cas de l'essai 5 et des dernières poussées lorsque la surcharge est augmentée de 50 à 90kPa.

- une mauvaise disposition des tuyaux lors du remplissage de la cuve, associée au fait que les tuyaux sont constitués d'éléments articulés. On peut noter en effet que les tuyaux confrontés au problème de repositionnement lors du fonçage (mis en évidence par les mesures de mouvements du sol autour des tuyaux) se remarquent par un pic sur la courbe P_A-u_A , excepté le tuyau D de l'essai9.

2.3. CONCLUSION

D'une manière générale, les essais ont donné des résultats satisfaisants. Les paramètres mesurés évoluent durant le fonçage dans le sens attendu.

Toutefois ce type d'expérimentation en semi-grandeur entraîne des phénomènes parasites que l'on peut difficilement contrôler et que l'on retrouve tant dans l'évolution de la force de poussée que dans les déplacements. De même la technique de la pluviation qui permet une homogénéité et un contrôle de la densité du massif de sable mis en place, entraîne tout de même des disparités de densité autour des éléments introduits à l'intérieur du massif. Aussi, malgré l'utilisation d'un mini-pluviateur pour la mise en place du sable autour des tuyaux et des capteurs, la densité locale apparaît dans certains essais différente de celle qui était attendue.

3. INTERACTION SOL-TUYAU AU COURS DU FONÇAGE

3.1. INTRODUCTION

3.1.a. Présentation de l'interprétation

Par la suite, les mesures précédemment présentées seront interprétées en terme de frottement à l'interface sol/tuyau et en terme de mouvements horizontaux du sol autour du tuyau. Il ne faut pas oublier que ces paramètres ont un caractère fortement tridimensionnel, contrairement au frottement plan des essais de cisaillement à la boîte sous contrainte normale constante, rendant leur étude plus complexe et difficile.

L'analyse globale présentée ici vise à étudier leur comportement selon différents cas : sans surcoupe, avec une surcoupe et ensuite avec lubrification soit sans, soit avec surcoupe. Ainsi l'influence de la présence d'un espace annulaire, de l'injection d'un lubrifiant et de la nature du produit injecté, sur le frottement et sur les mouvements engendrés sera analysée.

3.1.b. Rappel de la formulation des paramètres de frottement étudiés

Le frottement unitaire f est égal à l'effort de fonçage P_A rapporté à la surface de tuyau en contact avec le sable, soit :

$$f = \frac{P_A}{(\pi \cdot D_e) L_{cuve}}, \text{ en kPa}$$

avec $D_e=0,057\text{m}$ diamètre extérieur du tuyau non surcoupé et $0,054\text{m}$ du surcoupé,
 $L_{cuve}=2\text{m}$, longueur de la chambre d'étalonnage,
 P_A en kN, effort total au palier.

Le coefficient de frottement conventionnel μ^* entre le sol et les tuyaux est déterminé en faisant l'hypothèse que la contrainte verticale est égale au poids des terres et à la surcharge en surface et que la contrainte horizontale est égale à $\sigma_h = K_h \cdot \sigma_v$ avec $K_h = 1 - \sin \varphi$:

$$\mu^* = \frac{P_A}{N}, \text{ sans unité}$$

avec $N = 2 * \left[D_e \cdot \frac{\pi}{2} \cdot (\sigma_v + K_h \cdot \sigma_v) \right]$ l'effort normal résultant, en kN.

3.2. INTERPRETATION DES ESSAIS SANS SURCOUPE NI LUBRIFICATION

Ces essais comprennent les essais 1 et 4 ainsi que le tuyau D de l'essai 5 sous une surcharge de 90kPa et les premiers 1,20m des tuyaux D et G de l'essai 9 sous une surcharge de 50kPa.

3.2.a. Les mouvements du sol

Concernant les mouvements du sable d'Hostun RF durant le fonçage des tuyaux sans surcoupe, on peut remarquer une tendance légère à la dilatance du sol lors du fonçage du premier mètre de tuyau, entraînant un déplacement maximal horizontal de -0.06mm (Figure VI.8, Figure VI.10 et Figure VI.11). Puis sur le dernier mètre (seul l'essai 4 a fait l'objet d'un fonçage de 2m), on remarque une tendance opposée avec un mouvement du sol vers le tuyau. En effet, les grands déplacements impliquent une disparition du phénomène de dilatance, une perte de sable ainsi qu'une dégradation de la granularité du sol (Figure VI.9).

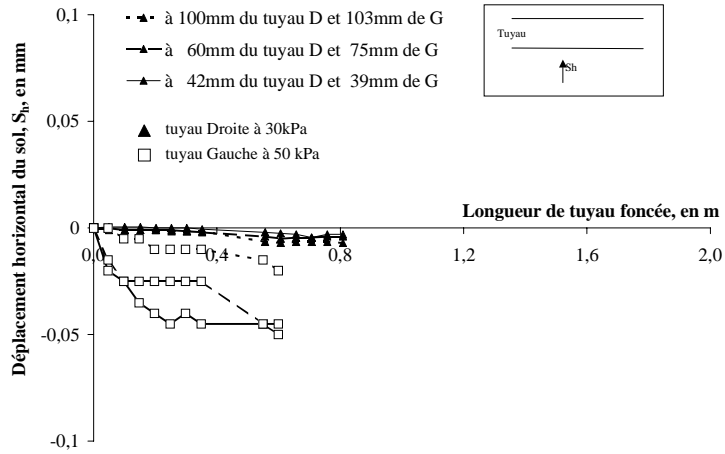


Figure VI.8 : Mouvements horizontaux du sol – essai 1

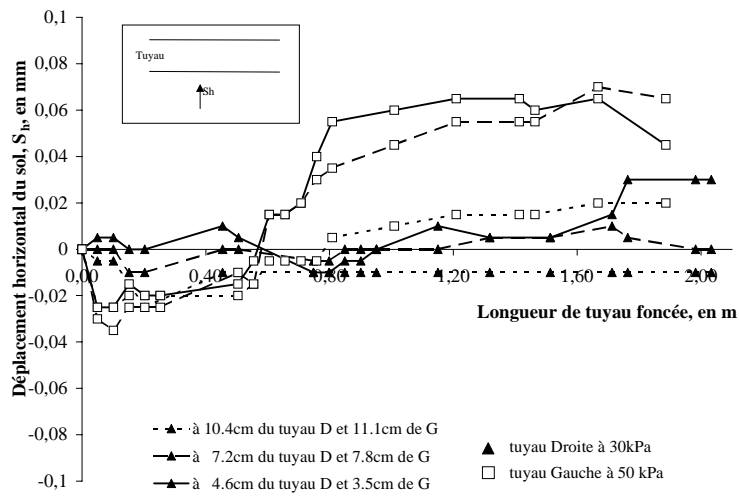


Figure VI.9 : Mouvements horizontaux du sol – essai 4

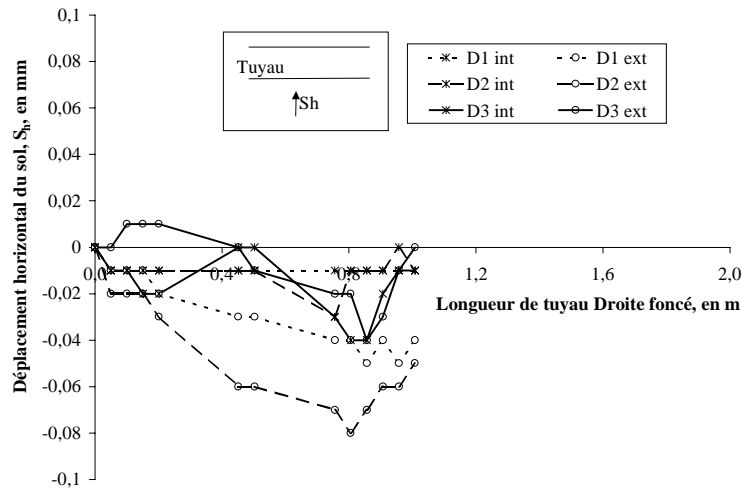


Figure VI.10 : Mouvements horizontaux du sol – essai 5, tuyau D

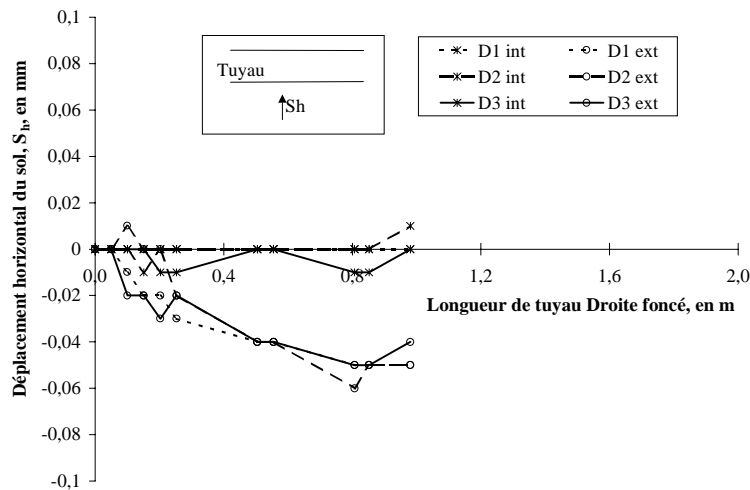


Figure VI.11 : Mouvements horizontaux du sol essai 9 à sec – tuyau D

3.2.b. Le frottement sable/tuyau

Chacun des tuyaux a été foncé sur une longueur allant de 0,80m à plus de 2m. Ceci provoque une modification du comportement d'interface lors de la reprise de chaque poussée (Figure VI.12). Cette évolution des valeurs de μ^* au palier traduit un changement progressif du comportement de l'interface sol/tuyau.

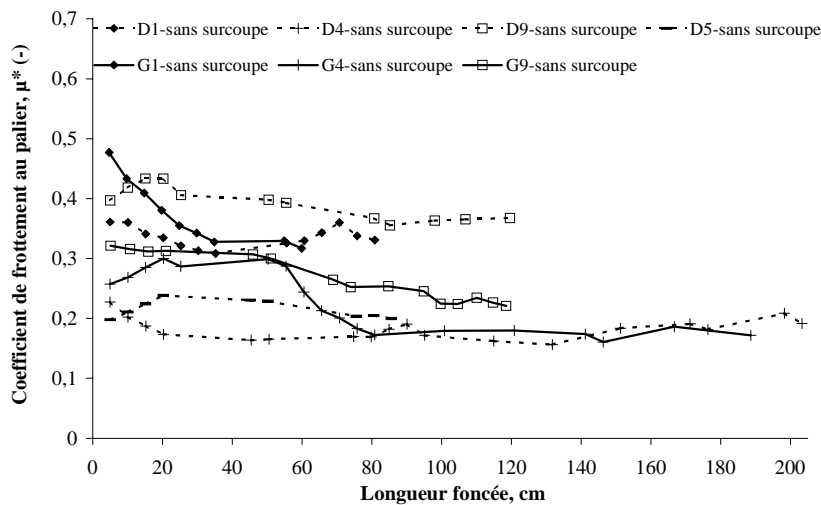


Figure VI.12 : Evolution du coefficient de frottement au palier μ^* pour les essais sans surcoupe ni lubrification

Pour les tuyaux D des essais 5 et 9 et G de l'essai 4, les courbes évoluent de manière singulière, ascendantes durant les premiers 0,20m foncés. Ce comportement atypique est certainement induit par l'un des phénomènes parasites précédemment développés et rencontrés sur ces tuyaux.

D'après ce graphe, le coefficient de frottement pour les essais sans surcoupe diminue durant les premières poussées puis se stabilise après 0,50m de longueur foncée.

Dans le cas des tuyaux D et G de l'essai 1 et G de l'essai 9, les courbes tendent vers la valeur du coefficient de frottement déterminé lors des essais de cisaillement direct, soit 0.34 [BOUR, 00]. Il faut remarquer tout de suite, que ces essais sans surcoupe ni lubrifiant n'ont pas présenté de pic sur la courbe P_A-u_A durant la première poussée. La dilatance empêchée qui entraîne normalement l'augmentation du frottement est ici probablement associée à une perte de sol, à un réarrangement du sol voire aussi à une modification de la granularité du sable entourant les tuyaux, les grands déplacements entraînant la transformation en sable plus fin et donc diminuant le frottement.

Dans le cas des autres tuyaux D4, G4, D5 et G9, les valeurs de μ^* sont faibles et tendent vers la valeur de 0,2. Contrairement aux tuyaux précédents, ceux-ci présentent un pic sur la courbe de la première poussée P_A-u_A . Un compactage insuffisant autour de ces tuyaux, déjà mis en évidence dans le paragraphe précédent, a donc pu entraîner la diminution locale des contraintes normales autour du tuyau associée à un angle de frottement interne du sol plus faible dans ce sol moins dense, d'où l'apparition de ce frottement plus faible.

Ces valeurs de coefficient de frottement apparent correspondent à un frottement unitaire variant entre 5 et 14kPa.

3.3. INFLUENCE DE LA SURCOUPE

Les essais avec surcoupe et sans lubrification correspondent aux essais 2 et 3 ainsi qu'à l'essai 5 (tuyau G) sous une surcharge de 90kPa.

3.3.a. *Les mouvements du sol*

L'évolution des mouvements horizontaux du sol au niveau de l'axe du tuyau foncé prend la forme générale exposée dans la Figure VI.13 : soit une tendance à la dilatance dans les premiers 0,50m (ie avant que la surcoupe n'approche des capteurs). Puis un affaissement du sol dans l'espace annulaire, créé par la surcoupe, commence lorsque la surcoupe est à 0,30m environ des capteurs, et s'accroît en sa présence pour tendre vers un palier lorsqu'elle s'éloigne.

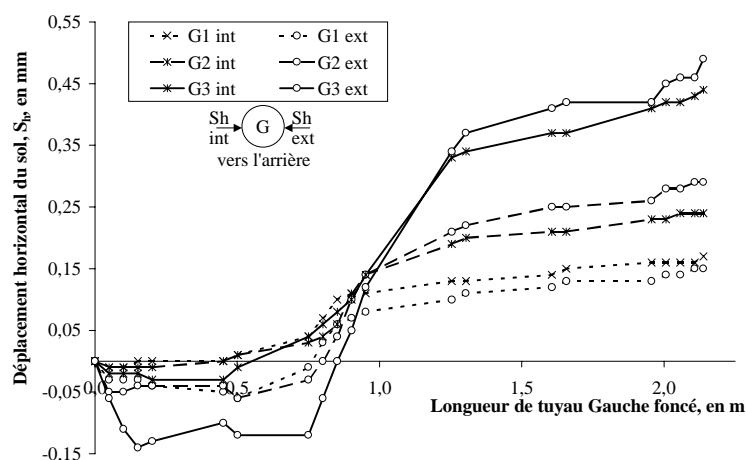


Figure VI.13 : Mouvements horizontaux du sol – essai 2, tuyau G

Le déplacement du sol est d'autant plus important que l'on se situe près du tuyau. Toutefois il reste conséquent à une distance plus éloignée du tuyau, laissant présager de possibles effets sur l'environnement.

La Figure VI.14 précise les mouvements maximaux, S_h , du sol obtenus en fin d'essai lorsque 2m de tuyau sont foncés, en fonction de la distance, x , du point de mesure à l'axe du tuyau. Les valeurs 'ext' se révèlent plus importantes près du tuyau mais légèrement moindre au loin. Ce phénomène est très certainement dû à la présence de la paroi de la cuve de ce côté du tuyau. Si l'on présente ces résultats en coordonnées adimensionnelles comme le suggèrent Mair & al. [MAIR, 93a], Marshall & al. [MARS, 96b], et Al Abram [ALAB, 98b], le graphe S_h/R en fonction de R/x donne des courbes linéaires selon ces auteurs (Figure VI.15).

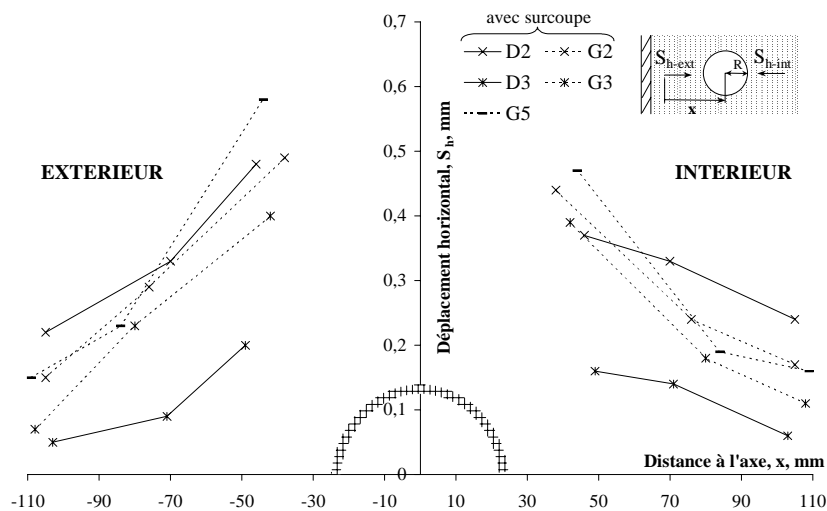


Figure VI.14 : Mouvements horizontaux maximaux 'int' et 'ext' – essais avec surcoupe

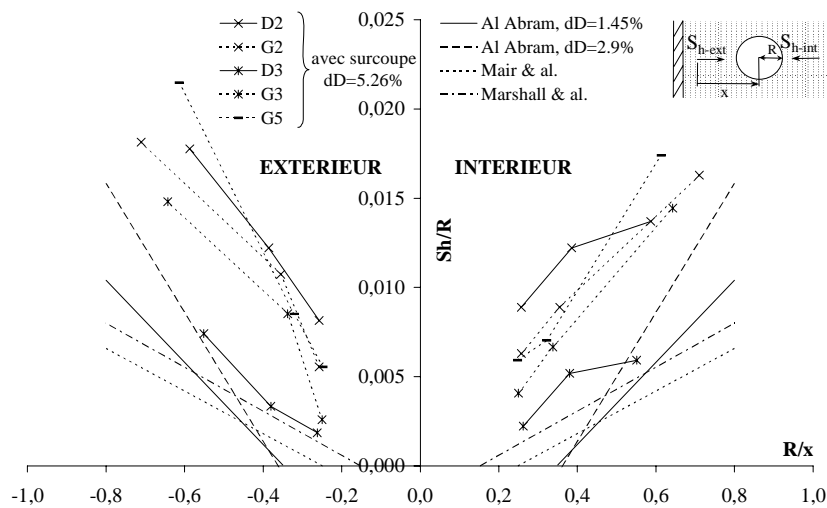


Figure VI.15 : Evolution des mouvements du sol avec la distance à l'axe – essais avec surcoupe

Les valeurs maximales du mouvement du sol environnant le tuyau après le passage de la surcoupe diminuent quasi linéairement avec $1/x$. Cette évolution est, sur ce point, en accord avec les résultats des auteurs susmentionnés.

La distance relative (R/x) correspondant à un déplacement nul ($S_h/R=0$) est deux fois plus grande que celle enregistrée par ces auteurs. Toutefois, nous ne travaillons pas dans le même domaine de valeurs de rayon du tunnel, ce qui peut expliquer cette différence. Ainsi la distance entre l'axe du tuyau et le point où le sol n'est pas influencé par le fonçage est de 320mm selon G3 et G5 en 'int' et 250mm en 'ext'.

Une autre valeur est à remarquer : la valeur du déplacement horizontal S_h lorsque $x=R$. Elle est environ deux fois moindre que la surcoupe pratiquée. S_h relevé est de l'ordre de 0.6 à 0.8mm alors que l'espace annulaire est de 1.5mm sur le rayon. Cette différence notable peut s'expliquer simplement par le foisonnement du sable. En effet le sable étant très dense initialement, le vide créé entraîne une diminution de la densité du sable, ce dernier occupant ainsi plus d'espace et donc refermant d'autant la surcoupe créée. Un calcul simple indique qu'une couronne de sable dense ($I_d=85\%$) de 5mm de largeur entourant le vide créé, engendre une fermeture de 0,6mm dans le cas d'une densité finale de 30%.

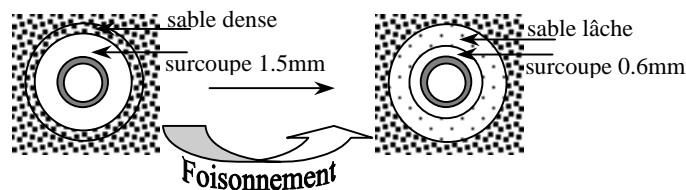


Figure VI.16 : Schéma du phénomène de foisonnement du sable

3.3.b. Le frottement sable/tuyau

Pour les essais avec surcoupe, la valeur de la contrainte normale initiale est difficile à connaître du fait des modifications apportées par l'espace annulaire. Aussi on caractérisera le frottement sable/tuyaux par le frottement unitaire f .

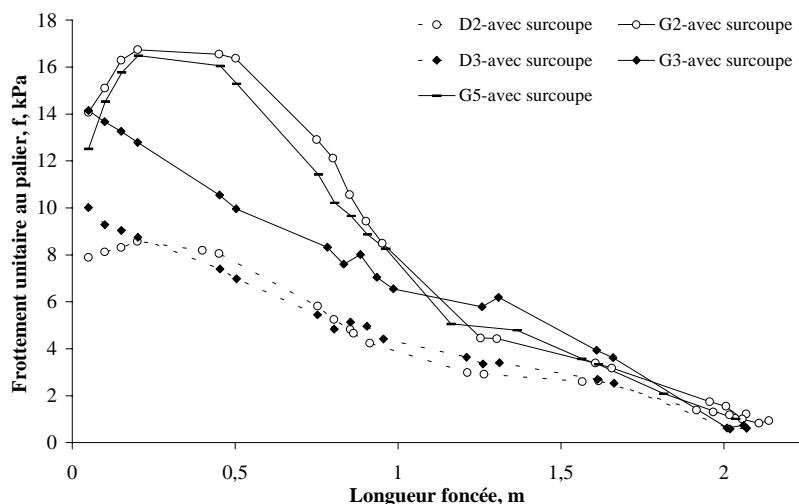


Figure VI.17 : Evolution du frottement unitaire au palier, essais avec surcoupe

Pour les essais avec surcoupe (Figure VI.17), le frottement diminue avec la progression de la surcoupe et tend vers une valeur limite d'environ **0.8kPa** (soit un coefficient de frottement $\mu^*=0.02$). Il y a en effet une diminution de la contrainte normale le long du tuyau, diminuant par la même le frottement, d'autant plus que la longueur de tuyau surcoupé augmente.

On peut noter toutefois que les tuyaux (G de l'essai 2 et 5 et D de l'essai 2) ayant un comportement du type pic-palier se différencient également par une augmentation du frottement sur les premiers 0.50m. Le coefficient de frottement passe tout d'abord par un maximum pour suivre ensuite le comportement décrit précédemment. Il est donc probable que pour de grands déplacements, le comportement des tuyaux devient similaire pour tous les essais.

3.3.c. Interprétation détaillée en terme de frottement des essais avec surcoupe

Afin de déterminer la part du frottement concernant le tuyau surcoupé ($D_e=54\text{mm}$) et la part du frottement concernant le tuyau non surcoupé ($D_e=57\text{mm}$), le logiciel Curvexpert a été utilisé avec l'équation suivante afin de déterminer f_s et f_{ss} à partir de P_A et L pour chaque tuyau foncé (Figure VI.18) :

$$P_A = \pi \cdot 0.054 \cdot L \cdot f_s + \pi \cdot 0.057 \cdot (2 - L) \cdot f_{ss}$$

- avec P_A l'effort de fonçage exercé par le vérin sur le train de tuyaux (kN)
 L la longueur foncée, correspondant ici à la longueur du tuyau surcoupé dans la chambre d'étalonnage (m)
 f_s le frottement unitaire concernant le tuyau surcoupé (kPa)
 f_{ss} le frottement unitaire concernant le tuyau sans surcoupe (kPa)

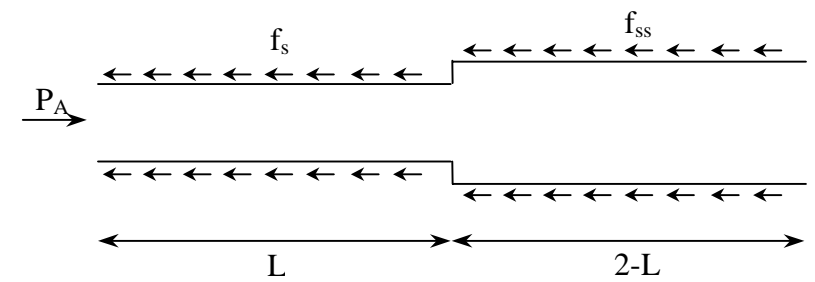


Figure VI.18 : Schéma des forces et contraintes régissant lors des essais avec surcoupe

Dans un premier temps, les frottements unitaires f_s et f_{ss} seront considérés constants. Les résultats ainsi déterminés sont regroupés dans le tableau suivant.

Essai n°	Tuyau	q_s , kPa	f_s , kPa	f_{ss} , kPa	f_{ss}/f_s
2	D	30	0.86	8.33	9.7
	G	50	0.79	17.62	22.3
3	D	30	0.46	9.35	20.3
	G	50	0.91	13.06	14.4
5	G	90	0.47	16.64	35.4

Pour l'essai 2, les premiers points n'ont pas été pris en compte, du fait de l'augmentation de f

Tableau VI.2 : Détermination de f_s et f_{ss} constants

Ainsi le frottement unitaire est de l'ordre de 8.3 à 17.6kPa pour les tuyaux sans surcoupe et de l'ordre de 0.5 à 0.9kPa pour les tuyaux surcoupés. La diminution du frottement due à la présence de la surcoupe est flagrante. Elle est de l'ordre de 10 à 35 fois moindre.

Pour les essais sans surcoupe, une légère diminution du frottement a pu être notée. Pour cette raison, un second calcul est lancé en admettant une variation linéaire du frottement non surcoupé f_{ss} avec la longueur foncée ainsi qu'un frottement non surcoupé constant (Tableau VI.3). Ce calcul conduit à un meilleur ajustement des courbes, avec des coefficients de corrélation proches de 1.

Essai n°	Tuyau	q_s , kPa	f_s , kPa	f_{ss} , kPa avec L en m	Coefficient de corrélation
2	D	30	1.34	10.18-3,4.L	0.99
	G	50	1.28	25.42-10,6.L	0.99
3	D	30	1.09	10.02-2,1.L	0.99
	G	50	1.31	13.50-1,4.L	0.99
5	G	90	1.69	25.07-10,8.L	0.99

Tableau VI.3 : Détermination de f_s constant et f_{ss} linéaire

Le frottement unitaire d'un tuyau avec surcoupe affiche une fourchette de données de 1.09 à 1.69kPa, avec une valeur moyenne de 1.34kPa.

D'après le Tableau VI.3, les frottements unitaires f_{ss} augmentent linéairement avec la longueur foncée (égale à la longueur de tuyau avec surcoupe en contact avec le sable). Une tendance certaine est à noter : le frottement unitaire f_{ss} a une pente négative, il diminue donc légèrement avec la longueur foncée (Figure VI.19). Les tuyaux G des essais 2 et 5 conduisant à une évolution plus accentuée (coefficient directeur de 10.6 à 10.8) ont un comportement atypique, ils ne seront donc pas pris en compte pour l'interprétation. Les trois autres essais conduisent à un coefficient directeur de 1.4 à 3.4.

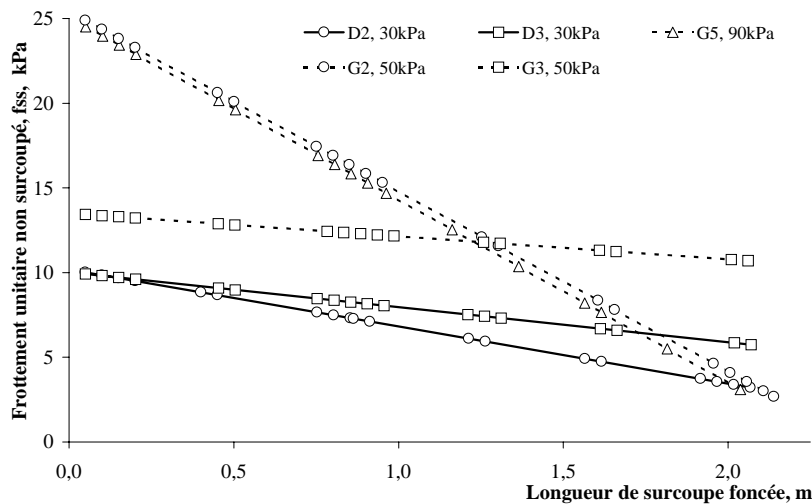


Figure VI.19 : Evolution du frottement unitaire sur tuyau avec surcoupe avec le fonçage, essais avec surcoupe

Cette diminution de f_{ss} peut être due, au moins partiellement, à la diminution globale de la contrainte, au voisinage du tuyau, provoquée par la progression de la surcoupe qui permet au sol de converger et créer ainsi un déconfinement.

Si l'on compare les valeurs de f_s avec les valeurs initiales de f_{ss} (Tableau VI.4) : les valeurs du frottement sans surcoupe sont comprises entre 10 et 13.5kPa ce qui correspond à la fourchette des valeurs déterminées lors des essais sans surcoupe. Pour les valeurs du frottement unitaire avec surcoupe, elles évoluent entre **1.1 et 1.35kPa**.

Le frottement avec surcoupe comparé au frottement sans surcoupe diminue selon un facteur de 8 à 18.5.

Essai n°	Tuyau	q_s , kPa	f_s , kPa	f_{ss} , kPa	f_{ss}/f_s
2	D	30	1.34	10.18	7.6
	G	50	1.28	25.42	19.9
3	D	30	1.09	10.02	18.4
	G	50	1.31	13.5	10.3
5	G	90	1.69	25.07	14.8

Tableau VI.4 : Valeurs finales de f_s et f_{ss} , essais avec surcoupe et sans lubrification

3.4. INFLUENCE DE L'INJECTION DE LUBRIFIANT

3.4.a. Rappel des caractéristiques des essais

Essai	6	7	8	9	
Surcoupe	sans	avec	avec	sans	
Lubrifiant	Bentonite	Bentonite	Polymère	D - A sec (1.2m) D - polymère (2m)	G - A sec (1.2m) G - bentonite (0.55m)
Pression d'injection moy. (kPa)	D - 25.3 G - 30.0	D - 11.5 G - 17.6	D - 5.3 G - 4.6	12.2	31.2 arrêt à 100
Perte totale de sable (g)	D - 86.24 G - 47.97	D- 41.84 G - 15.59	D - 32.54 G - 10.33	8.70 à sec 35.97 lubrifié	7.68 à sec 4.61 lubrifié (sur 110mm)
Remarques	Injection avec 1 seul tuyau pour 3 points d'injection Les points d'injection Haut et Droit se bouchent pour les 2 tuyaux vers les 0.40m	Injection avec 3 tuyaux pour 3 points d'injection Bonne répartition de la lubrification tout autour des tuyaux	Injection avec 3 tuyaux pour 3 points d'injection Bonne répartition de la lubrification tout autour des tuyaux	Injection avec 3 tuyaux pour 3 points d'injection Bonne injection sur toute la longueur mais localisée autour des points d'injection	Injection avec 3 tuyaux pour 3 points d'injection Mauvaise lubrification entraînant l'arrêt de l'essai

Tableau VI.5: Récapitulatif des conditions des essais avec injection de lubrifiant (Annexe 15)

3.4.b. Cas des essais sans surcoupe

* Les mouvements du sol

Les résultats concernant les mouvements relatifs des essais 6 et 9 sont présentés sur la Figure VI.20. Comme c'était prévisible, les mouvements sont de type dilatant du fait de l'augmentation du volume due à l'injection du produit. Les essais étant réalisés dans une chambre sous confinement, la dilatance est donc empêchée et la contrainte normale au tuyau va fortement augmenter, entraînant de ce fait une augmentation proportionnelle des efforts de frottement à l'interface sol/tuyau.

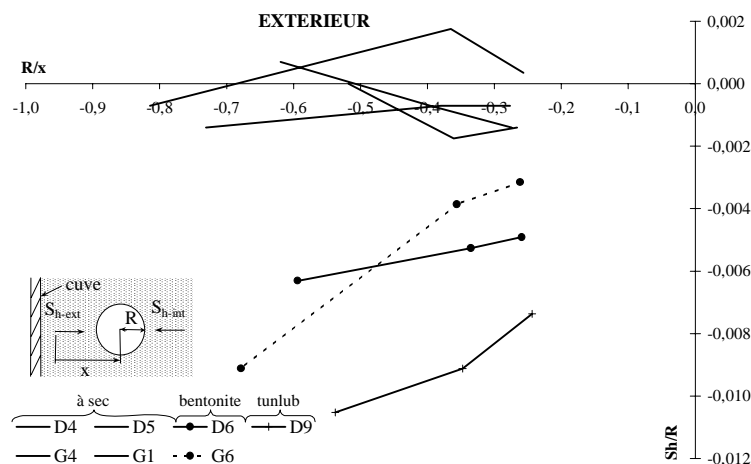


Figure VI.20 : Mouvements relatifs du sol – essais sans surcoupe avec lubrification

* Le frottement sable/lubrifiant/tuyau

L'injection d'un produit lubrifiant autour d'un tuyau sans surcoupe provoque l'apparition d'un coefficient de frottement μ^* plus grand que dans le cas des essais sans lubrification (Figure VI.21), ce qui confirme les observations et conclusions précédentes des mesures de mouvements du sol autour du tuyau.

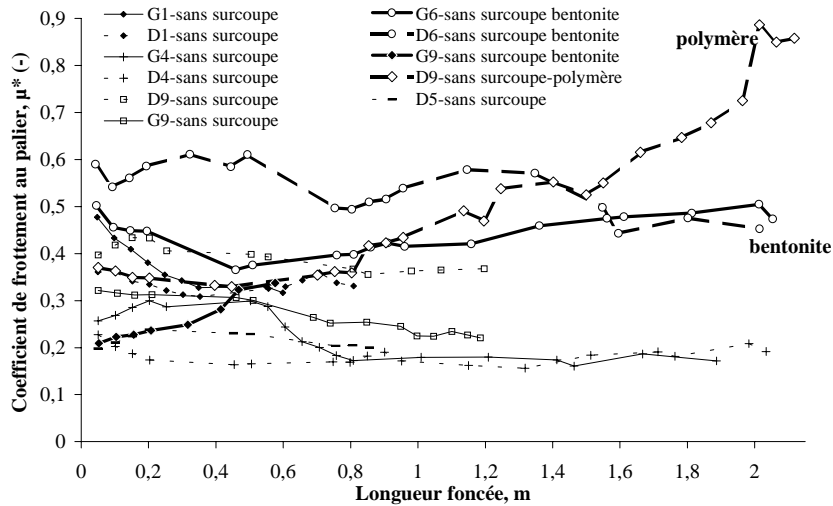


Figure VI.21 : Comparaison de μ^* avec et sans lubrification dans le cas des tuyaux sans surcoupe

Sur les quatre tuyaux foncés, seuls trois essais sont exploitables (Figure VI.21). Deux concernent l'injection de boue bentonitique, les résultats sont sensiblement identiques avec une valeur finale de μ^* de 0,46. L'essai avec l'injection de boue polymère conduit à une valeur plus élevée de 0,86.

3.4.c. Cas des essais avec surcoupe

* Les mouvements du sol

Une comparaison des mesures du mouvement horizontal du sol entre l'essai 2 avec surcoupe à sec et les essais 7 et 8 avec surcoupe et lubrification, indique d'une manière générale une diminution des perturbations du sol d'autant plus importante que la distance à l'axe du tuyau est grande et que la surcharge appliquée est faible (Figure VI.22).

Concernant la diminution des mouvements lorsque la hauteur de couverture recréée par la surcharge est faible, cela peut tout simplement être lié aux conditions d'injection du produit. En effet d'après le Tableau VI.5, la pression d'injection est 1.2 à 1.5 fois plus grande lorsque la surcharge est augmentée de 30 à 50kPa lors de l'injection de la boue bentonitique.

L'injection de la boue bentonitique entraîne une réduction des mouvements du sol plus significative que l'injection de la boue polymère, voire même un léger refoulement du sol.

L'examen du sol, autour des tuyaux de l'essai 7 avec bentonite, montre la formation d'un cake étanche qui joue le rôle de stabilisateur de la surexcavation (Annexe 15). Toutefois, le sol étant perméable (environ 10^{-4} m/s), l'apparition de ce cake de type « membrane » nécessite la filtration d'une grande quantité de boue, d'où une imprégnation du sol plus importante par le filtrat, ce phénomène pouvant être la cause du refoulement mesuré par les capteurs. On remarque que ce phénomène n'est visible que du côté 'extérieur' du tuyau. Les capteurs 'int' indiquent une très nette amélioration mais il subsiste tout de même de légères perturbations. En effet, ces capteurs sont situés à l'intérieur du massif. Le sol transmet donc ses mouvements au corps de l'extensomètre, d'où de plus faibles valeurs mesurées.

La boue polymère, du fait de sa rhéologie, n'est pas 'stoppée' par les grains du sable comme l'est la boue bentonitique pour la filtration. Le polymère forme en effet un cake dit d'imprégnation. L'analyse du sol à proximité des tuyaux après l'essai 8, a montré que la boue avait pénétré dans le sable sans avoir formé de couche lubrifiante à l'interface sol/tuyau (Annexe 15). Ceci peut s'expliquer par la rhéologie de ce lubrifiant : si sa viscosité dynamique est proche de celle de la bentonite, il ne présente cependant pas de seuil. Ce produit connu pour être fortement lubrifiant dans les sols fins cohérents, présente une efficacité limitée dans un sol à granulométrie ouverte. Il induit tout de même une réduction des mouvements de moitié pour le tuyau D.

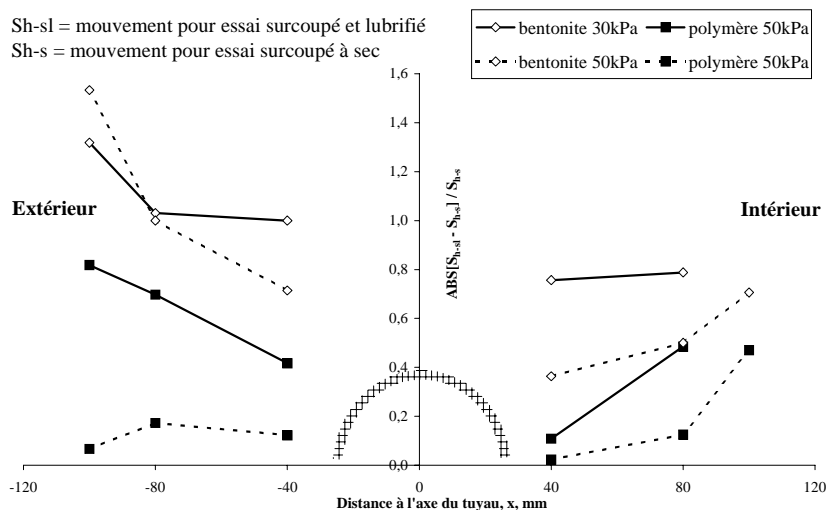


Figure VI.22 : Comparaison des mesures de S_h entre l'essai 2 à sec et les essais 7 et 8 lubrifiés

Les produits injectés jouent donc un rôle non négligeable en tant que support de la surexcavation, la boue bentonitique par la création d'un cake de type membrane et la boue polymère par un cake de type imprégnation.

En comparant nos mesures en valeurs adimensionnelles, à celles de Mair & al. [MAIR, 93a], Marshall & al. [MARS, 96b] et Al Abram [ALAB, 98b] (Figure VI.23), on remarque que pour chaque tuyau, la courbe est quasi-linéaire selon une pente proche de celles développées par Al Abram pour les tuyaux sous une surcharge de 50kPa et par Marshall & al pour les tuyaux sous une surcharge de 30kPa.

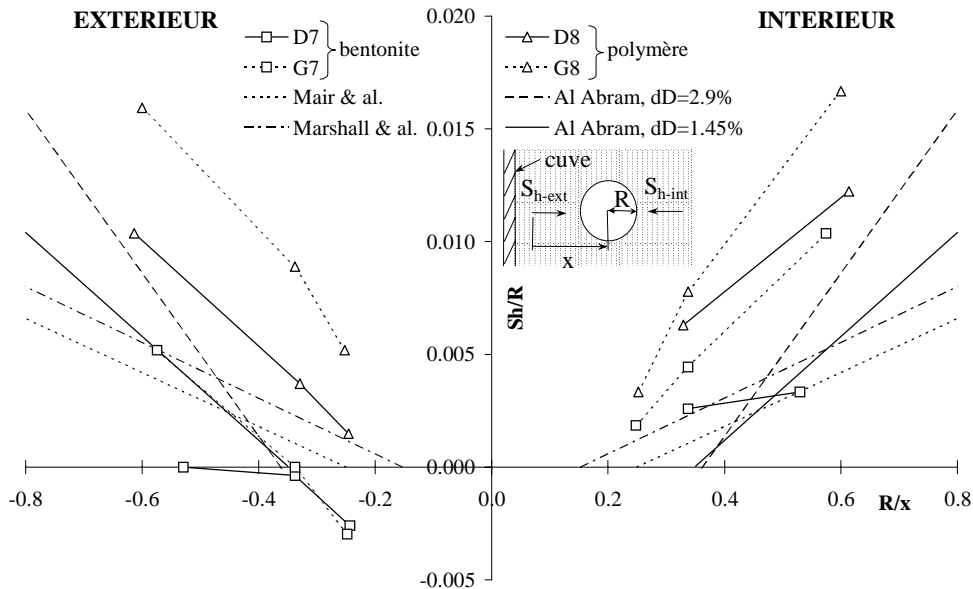


Figure VI.23 : Mouvements relatifs du sol – essais avec surcoupe et lubrifiant

La distance relative de sécurité (pour $S_h=0$) est proche surtout de la valeur de Marshall & al ($R/x=0.15$, soit pour $R=27\text{mm}$ $x=180\text{mm}$).

Il faut toutefois prendre avec précaution ces résultats du fait de la dispersion de nos données, liée à la mise en place non automatisée des tuyaux et des capteurs.

* Le frottement sable/lubrifiant/tuyau

Un calcul par itération a été réalisé afin de déterminer le frottement unitaire correspondant à la partie du tuyau sans surcoupe (f_{ss}) et à la partie du tuyau surcoupé (f_s). Les résultats de type linéaire sont présentés sur les Figure VI.24 et Figure VI.25 suivantes :

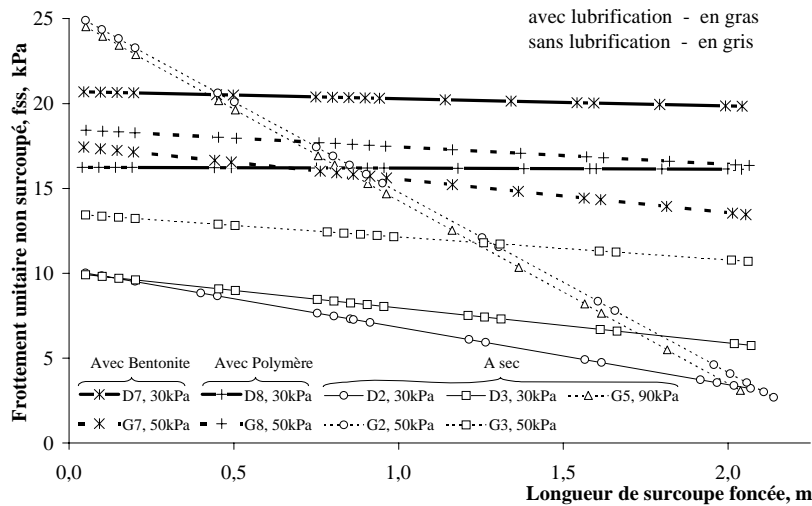


Figure VI.24 : Comparaison de f_{ss} avec et sans lubrification, dans le cas des tuyaux avec surcoupe

Selon la Figure VI.24, le frottement unitaire sans surcoupe, f_{ss} , est pratiquement deux fois plus grand en présence d'injection. Une explication possible peut se trouver dans l'augmentation des contraintes normales autour du tuyau non surcoupé près des points d'injection du fait du retour d'injection du produit.

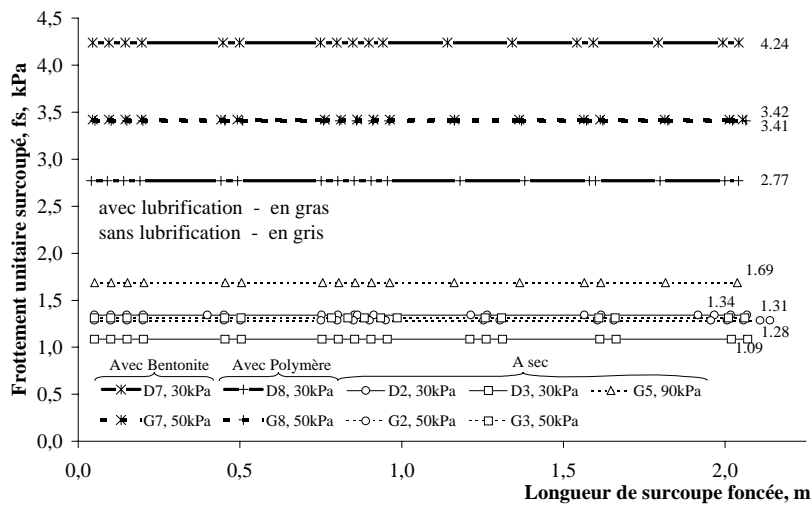


Figure VI.25 : Comparaison de f_s avec et sans lubrification, dans le cas des tuyaux avec surcoupe

Sur la Figure VI.25, le frottement unitaire avec surcoupe, f_s , est lui aussi plus grand d'environ 3 fois plus pour les essais avec injection que sans injection de lubrifiant. Ainsi contrairement à ce que l'on pourrait penser, l'ajout de lubrifiant dans l'espace annulaire n'a pas entraîné de diminution du frottement, voire même l'a augmenté de manière significative.

L'injection de lubrifiant entraîne deux effets antagonistes à très court terme : la diminution du coefficient de frottement réel à l'interface tuyau/lubrifiant/sable et la contrainte normale locale plus forte avec injection puisque le produit remplit l'espace

annulaire et donc limite la décompression du sol. Le frottement unitaire étant le produit du coefficient de frottement et de la contrainte normale, elle ne varie donc pas ; ces deux phénomènes étant de plus très complexes, on ne peut savoir quel paramètre évolue plus rapidement que l'autre.

3.4.d. Discussion sur l'influence de la composition des produits et leur rhéologie.

La bentonite est constituée d'éléments fins argileux mélangés dans l'eau, c'est un colloïde argileux. C'est pourquoi, lors de l'injection de la bentonite dans le massif de sable, il y a séparation des deux phases solide et liquide. Ce phénomène entraîne l'infiltration du filtrat obtenu dans le sable et la création d'un cake imperméable à l'interface sable/tuyau. En temps normal, lorsque le cake est assez épais pour être imperméable, la bentonite injectée en 'excès' sera piégée entre le cake et le tuyau afin de servir de lubrifiant. Nos résultats montrant un frottement plus élevé révèlent que la quantité de lubrifiant injectée n'a pas été suffisante pour jouer à la fois le rôle de cake imperméable et de lubrifiant. L'interface entre le tuyau et le cake est alors constituée de bentonite qui sera avec le cisaillement petit à petit mélangée aux grains de sable, lui conférant ainsi un comportement frottant d'où l'augmentation du frottement unitaire f_s .

La boue polymère est un mélange eau et polymère. Lors de l'injection, il n'y a donc pas séparation de phases comme pour la bentonite. Le polymère va alors s'infiltrer dans le sable environnant. L'interface est alors constituée d'un mélange polymères/grains de sable frottant, d'où un frottement unitaire f_s plus important.

Ces essais permettent de bien faire comprendre que, pour chaque nature de sol, il faut adapter la nature mais aussi la quantité de lubrifiant. Dans notre cas, il aurait fallu, soit utiliser des quantités plus importantes de produit soit injecter une boue de bentonite associée au polymère. La bentonite aurait permis la création d'un cake imperméable et le polymère aurait joué le rôle du super lubrifiant entre le tuyau et le cake.

3.5. INFLUENCE DE LA PROFONDEUR SUR LES PARAMETRES DE FROTTEMENT

Pour que l'interprétation soit plus lisible nous utiliserons le paramètre « profondeur équivalente », h_ϵ , fonction de la surcharge q_s selon l'expression suivante : $h_\epsilon = h + \frac{q_s}{\gamma_d}$.

3.5.a. Interprétation des essais sans surcoupe ni lubrifiant

L'évolution du frottement unitaire dans le cas des tuyaux sans surcoupe est linéairement croissante (Figure VI.26). D'après les observations qui ont, par ailleurs, été faites dans le domaine du clouage (Cartier & Gigan, 1983), il est probable que cette loi linéaire fait ensuite place à une valeur palier pour de plus fortes valeurs de h_ϵ .

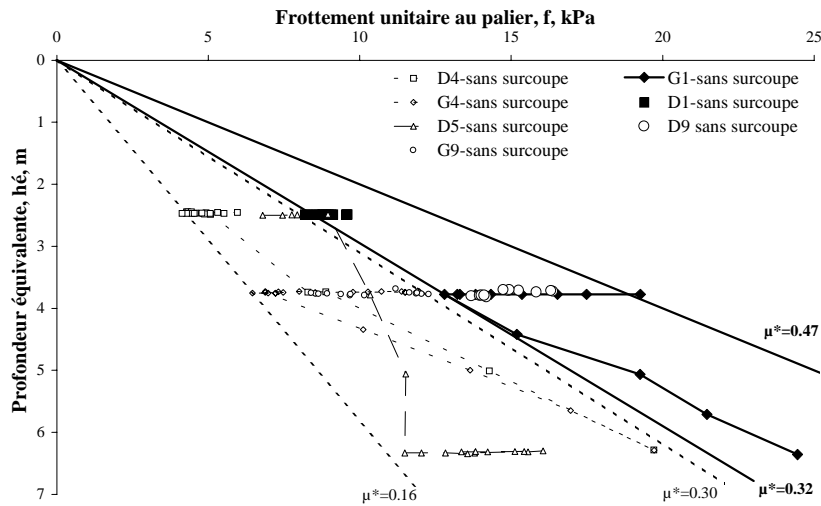


Figure VI.26 : Influence de la profondeur sur le frottement unitaire, essais sans surcoupe

La plage des valeurs du frottement unitaire des tuyaux sans surcoupe et sans lubrification s'étend de 4 à 25kPa. Les résultats sont relativement dispersés. Toutefois les points de l'essai 1, pour lequel le comportement à l'interface correspond à la théorie, indiquent un coefficient de frottement apparent μ^* dans la fourchette 0.32 à 0.47 et avec une valeur asymptote de 0.36. Ces résultats sont en conformité avec ceux des essais de cisaillement à la boîte réalisés à l'INSA de Lyon. La fourchette de valeurs de l'essai 4 est de 0.16 à 0.30 avec une asymptote de 0.30. Elle confirme les remarques précédentes sur la plus faible compacité initiale du sable entourant les tuyaux et entraînant de plus faibles contraintes normales et donc un effort de résistance au frottement moindre.

Dans le cas d'un fonçage sans surcoupe et donc sans déconfinement radial du sol, le coefficient de frottement apparent μ^* est constant avec la profondeur équivalente. Il est égal à 0.36 pour un poids volumique moyen de 15.5kN/m^3 (essai 1).

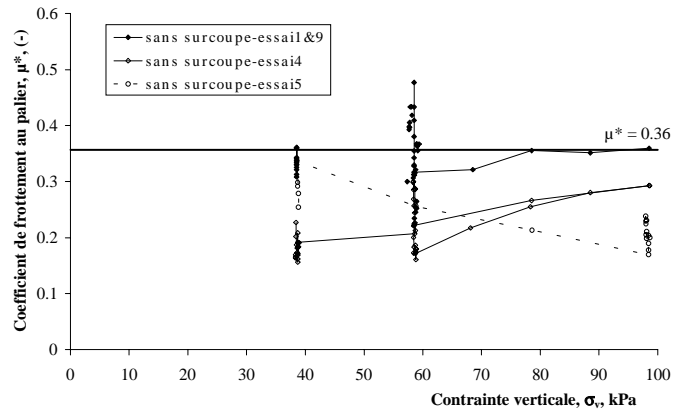


Figure VI.27 : Influence de la profondeur sur le coefficient de frottement μ^* , essai sans surcoupe

On retiendra aussi, pour la détermination d'une loi de comportement, la formule suivante reliant le frottement unitaire à la profondeur équivalente, issue des deux essais :

$$1,7 \cdot h_{\acute{e}} < f < 5 \cdot h_{\acute{e}}, \text{ pour } h_{\acute{e}} < 6.5\text{m}$$

$$\text{avec } f_{\text{moy}} = 3,2 \cdot h_{\acute{e}}$$

L'évolution du frottement pour l'essai D5 est atypique. En effet, il faut se rappeler que cet essai a été réalisé avec une surcharge initiale de 90kPa diminuant ensuite de 80 à 30kPa. Donc le massif de sable est « surconsolidé ». La diminution de la surcharge entraîne le relâchement de la contrainte verticale certes, mais qui n'est pas suivi par celui de la contrainte horizontale qui reste forte d'où une diminution plus faible voire nulle de f .

3.5.b. Influence de la surcoupe

La surcoupe permet une diminution nette des efforts de poussée et donc du frottement (Figure VI.28). Elle induit en effet un déconfinement du sol autour des tuyaux modifiant fortement la répartition des contraintes. On note une différence entre les tuyaux D et G, le frottement unitaire étant légèrement plus faible pour le tuyau G. Ceci peut s'expliquer par la séquence des fonçages, le tuyau G est foncé systématiquement après le tuyau D, le fonçage se déroule alors dans un contexte de décompression globale du massif.

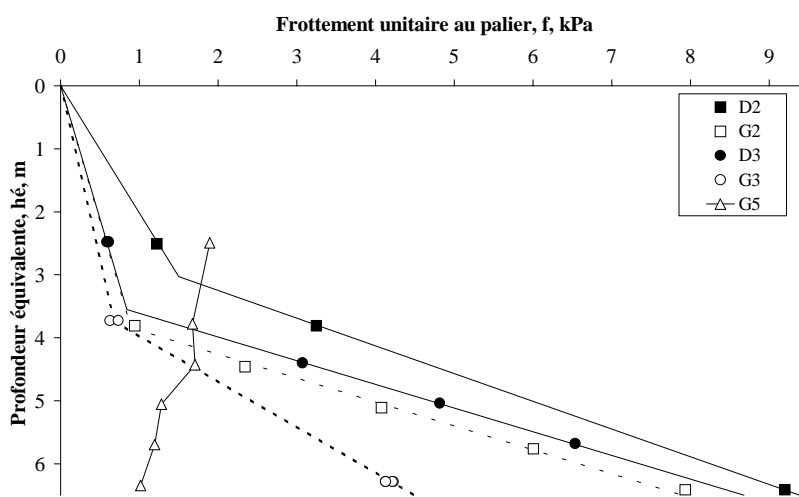


Figure VI.28 : Influence de la profondeur sur le frottement unitaire, essais avec surcoupe

Dans les mêmes conditions, f est voisin de zéro jusqu'à une profondeur équivalente de l'ordre de 2,5m puis augmente linéairement avec la profondeur. Globalement, f reste très faible par rapport au frottement unitaire sans surcoupe, et entre dans la fourchette de 0 à 9kPa : la surcoupe apparaît ainsi comme un moyen efficace de réduction des efforts de fonçage.

3.5.c. Influence de la lubrification

La plage des valeurs du frottement unitaire des tuyaux sans surcoupe avec lubrification par injection de bentonite s'étend de 11 à 35kPa (Figure VI.29). Cependant l'essai concernant le tuyau D9 dénote une évolution à part du frottement avec la profondeur : avec des valeurs très dispersées pour une profondeur équivalente comprise entre 3,7 et 4,3m.

En faisant abstraction de cet essai, la plage des valeurs du frottement unitaire est alors de 11 à 30kPa. Elle reste proche des résultats sans lubrification tout en restant légèrement supérieures, ce phénomène étant expliqué auparavant.

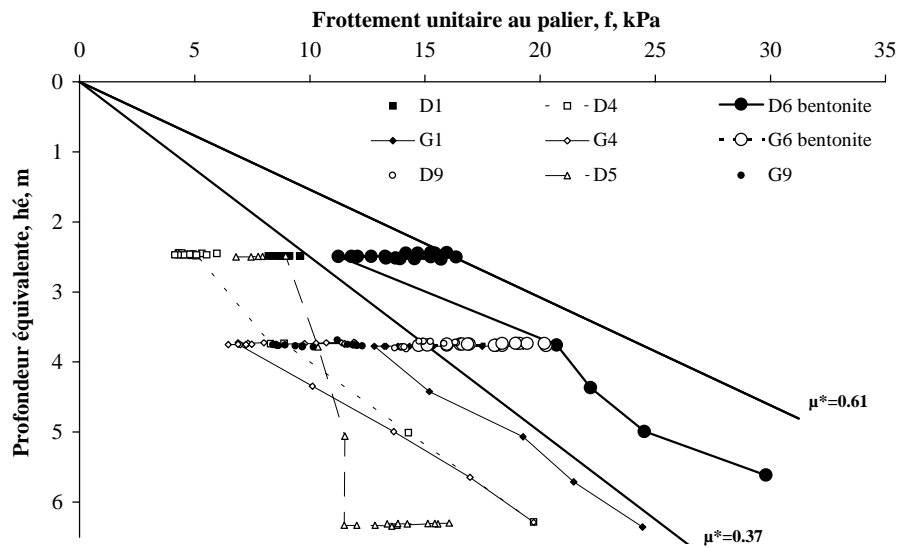


Figure VI.29 : Frottement unitaire en fonction de la profondeur équivalente essais sans surcoupe avec injection

Si l'on s'intéresse maintenant au résultat en frottement avec surcoupe et avec lubrification, on note que la valeur et l'évolution du frottement sont très peu influencées par la présence du lubrifiant dans l'espace annulaire (Figure VI.30).

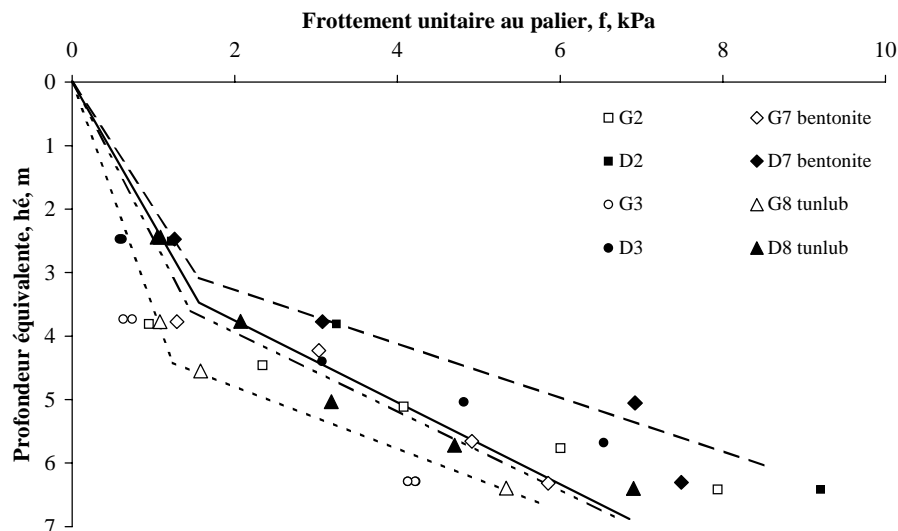


Figure VI.30 : Frottement unitaire en fonction de la hauteur équivalente essais avec surcoupe et lubrification

4. DETERMINATION D'UNE LOI DE COMPORTEMENT LOCAL

La détermination d'une loi de comportement local à partir de quelques exemples est nécessaire en vue de la validation de la loi globale par comparaison. Elle pourra aussi être introduite dans le code de calcul Flac en vue d'une simulation numérique tridimensionnelle.

4.1. PRESENTATION DE LA METHODE 'GRAPHIQUE' DEVELOPPEE PAR BOURDEAU [BOUR, 91]

4.1.a. Présentation de la loi de frottement local

Outre la loi de comportement en compression P- ϵ du matériau constitutif (Figure VI.32), l'établissement des lois de fonçage du tuyau nécessite la connaissance de la loi de frottement local f-u.

Dans le domaine du renforcement des sols, les lois de frottement les plus couramment utilisées sont de type élastoplastique (Figure VI.34) ou trilineaire (Figure VI.33): τ représentant le frottement unitaire f précédemment étudié et u le déplacement local du tuyau.

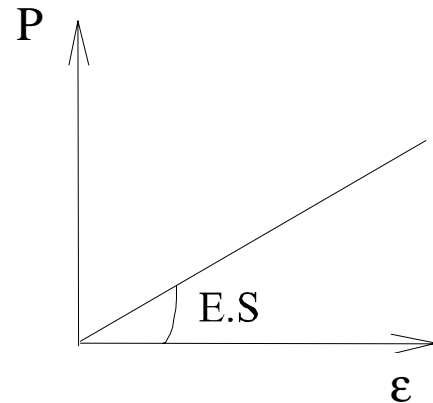


Figure VI.32 : La loi de Hooke pour un essai de fonçage

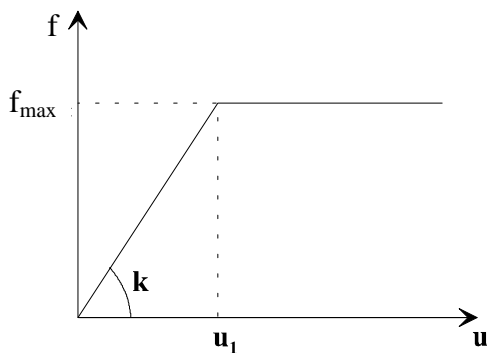


Figure VI.34 : Loi de frottement élastoplastique

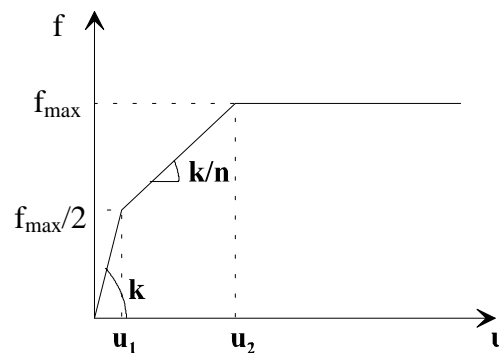


Figure VI.33 : Loi de frottement trilineaire

Dans la loi trilineaire, le rapport des pentes initiales vaut $n=5$ pour Frank et Zhao [FRAN, 82]. Par contre, pour interpréter le comportement de tuyaux métalliques rigides sollicités par fonçage en milieu pulvérulent, Park [PARK, 97] suppose que le paramètre n est variable selon la loi $n=30-0,2\cdot\sigma_v$, pour une contrainte verticale $\sigma_v < 125\text{kPa}$.

Ces différentes lois f - u présentent l'inconvénient de ne pas rendre compte du mécanisme de compression retardée qui peut être observé. Ainsi, pour expliquer le mécanisme de l'extension progressive de boulons en fibre de verre scellés au coulis, Dias et Bourdeau [DIAS, 98] ont proposé une loi τ - u présentant un seuil de frottement f_0 (Figure VI.35).

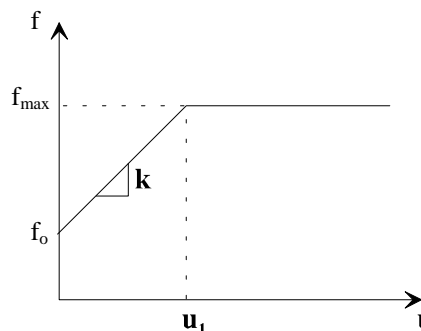


Figure VI.35 : Loi de frottement pour boulons en fibre de verre scellés au coulis

Les auteurs montrent que cette hypothèse revient à admettre une pente initiale k très élevée dans les lois de type Park ou Frank et Zhao.

Signalons enfin la possibilité de tenir compte d'un radoucissement dans la loi f - u pour simuler les relations effort total-déplacement en tête de type pic-palier, ou encore l'introduction d'un seuil de déformation ϵ_0 dans la loi P - ϵ des nappes souples en milieu grossier pour caractériser le mécanisme d'extension progressive observé [BOUR, 94].

4.1.b. Etablissement des lois de fonçage : Hypothèses de calcul

La loi de fonçage correspond à la relation entre l'effort total P_A et le déplacement u_A en tête. Elle est établie en tenant compte de la loi de frottement local et de la loi de Hooke du matériau constitutif.

Le développement théorique conduisant à la relation P_A - u_A permet aussi de déterminer la distribution des efforts et des déplacements le long de l'inclusion.

Nous présentons les principales relations établies pour une loi de frottement trilineaire de type PARK, sans radoucissement. Cette hypothèse de calcul permet d'obtenir, d'une part, des relations effort - déplacement en tête de type palier et présentant, par ailleurs, une première phase linéaire ; en accentuant la pente initiale de la loi f - u elle permet d'autre part de rendre compte du mécanisme de compression retardée du tuyau. En effet, pour de faibles efforts de poussée en tête de tuyaux, seule une partie du train de tuyaux est sollicitée. Ensuite, la mobilisation du frottement est progressive le long des tuyaux. L'effort en tête augmente petit à petit jusqu'à atteindre la saturation progressive du frottement et la mobilisation complète. [SCHL, 81]

4.1.c. Calcul théorique de la loi de fonçage

La détermination de la loi de fonçage tient compte des différentes phases de la mobilisation progressive du frottement le long du tuyau (Figure VI.36).

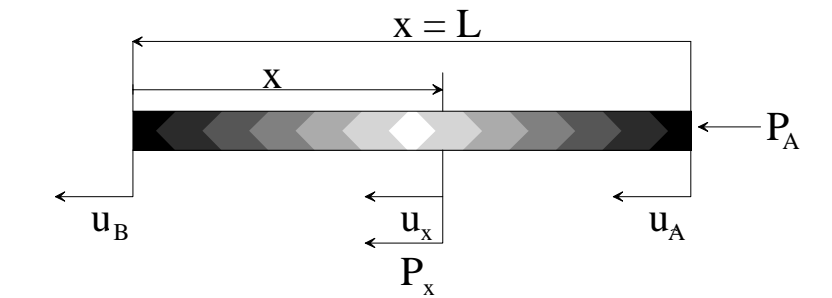


Figure VI.36 : Rappel des notations utilisées

Pour un tuyau rigide, la loi de fonçage peut-être décomposée en cinq phases (Figure VI.33) :

- Phase 1. Les déplacements u_A de la tête et u_B de l'extrémité du tuyau se situent sur la première partie linéaire de pente k de la loi f - u ,
- Phase 2. Le déplacement de la tête se situe sur la deuxième partie linéaire de pente k/n , alors que le déplacement d'extrémité se situe encore sur la première partie linéaire,
- Phase 3. Les déplacements de la tête et de l'extrémité du tuyau se situent sur la deuxième partie linéaire de pente k/n de la loi de frottement,
- Phase 4. Le déplacement en tête est supérieur à la valeur u_2 de la loi de frottement. Le frottement f_{\max} est alors saturé en tête, alors que la loi de frottement vers l'extrémité du tuyau suit toujours la deuxième partie linéaire.
- Phase 5. Le déplacement d'extrémité est supérieur à u_2 , ce qui signifie que le frottement f_{\max} est saturé sur la totalité du tuyau. L'effort de fonçage maximal est atteint.

Pour un tuyau souple, le processus de mobilisation du frottement est conforme aux phases 1, 2, 4 et 5 du tuyau rigide. Par contre, la phase 3 peut être différente si le déplacement en tête est supérieur à u_2 alors que le déplacement d'extrémité est toujours inférieur à u_1 .

L'exploitation d'un essai de fonçage, en vue de déterminer les paramètres de la loi de frottement, repose essentiellement sur les phases linéaires de la loi de fonçage. Les relations P_A - u_A et u_B - u_A ne pouvant, par exemple, être linéaires que pour les phases 1, 3 et 5 si le tuyau est rigide, ou seulement pour les phases 1 et 5 si le tuyau est souple, les développements théoriques qui sont présentés ne concernent donc que ces cas de figure.

4.1.d. Loi de fonçage pour la phase 1 : $u_B < u_A < u_L$.

Dans le domaine des petits déplacements et des petites déformations, on peut écrire :

$$\varepsilon(x) = \frac{du}{dx} \quad \text{déformation locale à l'abscisse } x$$

$$\text{d'où } P(x) = E.S. \frac{du}{dx} \quad \text{et} \quad \frac{dP(x)}{dx} = E.S. \frac{d^2u}{dx^2}$$

$$\text{avec } dP(x) = f_x \cdot p \cdot dx, \quad p = \pi \cdot D \text{ périmètre frottant du tuyau et } f_x = k \cdot u(x)$$

On en déduit l'équation différentielle exprimant le déplacement local :

$$\frac{d^2u}{dx^2} - \frac{p \cdot k}{E.S} \cdot u = 0$$

Posons $\beta_1^2 = \frac{p \cdot k}{E.S}$. L'expression $\frac{1}{\beta_1}$ est alors homogène à une longueur, dite longueur de transfert.

La solution de cette équation différentielle exprime le déplacement local $u(x)$ et l'effort local $P(x)$ selon les expressions suivantes :

$$u(x) = A_1 \cdot \text{ch}(\beta_1 \cdot x) + A_2 \cdot \text{sh}(\beta_1 \cdot x)$$

$$P(x) = \beta_1 \cdot E.S. [A_1 \cdot \text{sh}(\beta_1 \cdot x) + A_2 \cdot \text{ch}(\beta_1 \cdot x)]$$

avec A_1 et A_2 constantes déterminées en considérant les conditions aux limites :

$$\text{pour } x = 0 \text{ (à l'extrémité)} \quad P(0) = 0$$

$$u(0) = u_B$$

$$\text{pour } x = L \text{ (en tête)} \quad P(L) = P_A$$

$$u(L) = u_A$$

On en déduit notamment les relations $P_A - u_A$ et $u_B - u_A$ qui s'expriment sous la forme suivante.

$$P_A = E.S \cdot \beta_1 \cdot \text{th}(\beta_1 \cdot L) \cdot u_A$$

$$u_B = \frac{u_A}{\text{ch}(\beta_1 \cdot L)}$$

Ces lois sont linéaires et admettent pour pentes respectives :

$$k_1 = \frac{E.S}{L} \cdot (\beta_1 \cdot L) \cdot \text{th}(\beta_1 \cdot L) \quad \text{et} \quad k'_1 = \frac{1}{\text{ch}(\beta_1 \cdot L)}$$

4.1.e. Loi de fonçage pour la phase 3 d'un tuyau rigide : $u_1 < u_B < u_A < u_2$

Le frottement local évolue selon l'expression :

$$f_x = \frac{f_{\max}}{2} + \frac{k}{n} \cdot (u - u_1)$$

avec $\frac{f_{\max}}{2} = k \cdot u_1$

soit $f_x = \frac{k}{n} [u + (n-1)u_1]$

L'équation différentielle exprimant le déplacement local devient :

$$\frac{d^2u}{dx^2} = \frac{f_x \cdot p}{E \cdot S}, \quad \text{d'où} \quad \frac{d^2u}{dx^2} - \frac{p}{E \cdot S} \cdot \frac{k}{n} \cdot u - \frac{p}{E \cdot S} \cdot \frac{k}{n} \cdot (n-1) \cdot u_1 = 0$$

Posons $\beta_3^2 = \frac{p \cdot k}{E \cdot S \cdot n}$

La solution de l'équation différentielle précédente est :

$$u(x) = A_1 \cdot \text{ch}(\beta_3 \cdot x) + A_2 \cdot \text{sh}(\beta_3 \cdot x) - (n-1) \cdot u_1$$

$$P(x) = \beta_3 \cdot E \cdot S \cdot [A_1 \cdot \text{sh}(\beta_3 \cdot x) + A_2 \cdot \text{ch}(\beta_3 \cdot x)]$$

En utilisant les conditions aux limites et le principe de résolution de la phase 1, on obtient les lois suivantes.

$$P_A = E \cdot S \cdot \beta_3 \cdot (n-1) \cdot \text{th}(\beta_3 \cdot L) \cdot u_1 + E \cdot S \cdot \beta_3 \cdot \text{th}(\beta_3 \cdot L) \cdot u_a$$

La loi est linéaire, elle admet la pente k_3 et la valeur de l'ordonnée à l'origine P_o :

$$k_3 = \frac{E \cdot S}{L} \cdot (\beta_3 \cdot L) \cdot \text{th}(\beta_3 \cdot L) = \frac{k_1}{\sqrt{n}} \cdot \frac{\text{th}(\beta_3 \cdot L)}{\text{th}(\beta_1 \cdot L)} < k_1$$

$$P_o = \frac{E \cdot S}{L} \cdot (\beta_3 \cdot L) \cdot \text{th}(\beta_3 \cdot L) \cdot (n-1) \cdot u_1 = k_3 \cdot (n-1) \cdot u_1$$

Par ailleurs :

$$u_B = \left(\frac{1}{\text{ch}(\beta_3 \cdot L)} - 1 \right) (n-1) \cdot u_1 + \frac{1}{\text{ch}(\beta_3 \cdot L)} \cdot u_A$$

La loi est linéaire et admet comme pente k'_3 : $k'_3 = \frac{1}{\text{ch}(\beta_3 \cdot L)} > k_1$

4.1.f. Loi de fonçage pour la phase finale 5 : $u_2 < u_B < u_1$

Le frottement latéral unitaire f_{\max} est saturé le long du tuyau. On obtient l'effort de poussée au palier : $P_A = p \cdot L \cdot f_{\max}$

Le déplacement d'extrémité u_B vaut : $u_B = u_A - \frac{P_A \cdot L}{2 \cdot E \cdot S} = u_A - \frac{p \cdot L^2 \cdot f_{\max}}{2 \cdot E \cdot S}$

Le terme $\Delta L = \frac{p \cdot L^2 \cdot f_{\max}}{2 \cdot E \cdot S}$ représente le raccourcissement du tuyau au palier.

4.1.g. Schéma théorique de la loi de fonçage pour un tuyau rigide

L'étude phénoménologique qui vient d'être décrite peut être récapitulée par la Figure VI.38 (loi P_A-u_A) et la Figure VI.37 (loi u_B-u_A). L'exploitation des essais de fonçage décrits au paragraphe précédent est faite en interprétant les phases linéaires (1), (3) et (5) de ce schéma théorique. L'analyse des résultats conduit à la détermination des paramètres de la loi de frottement (f_{\max} au palier, k et n).

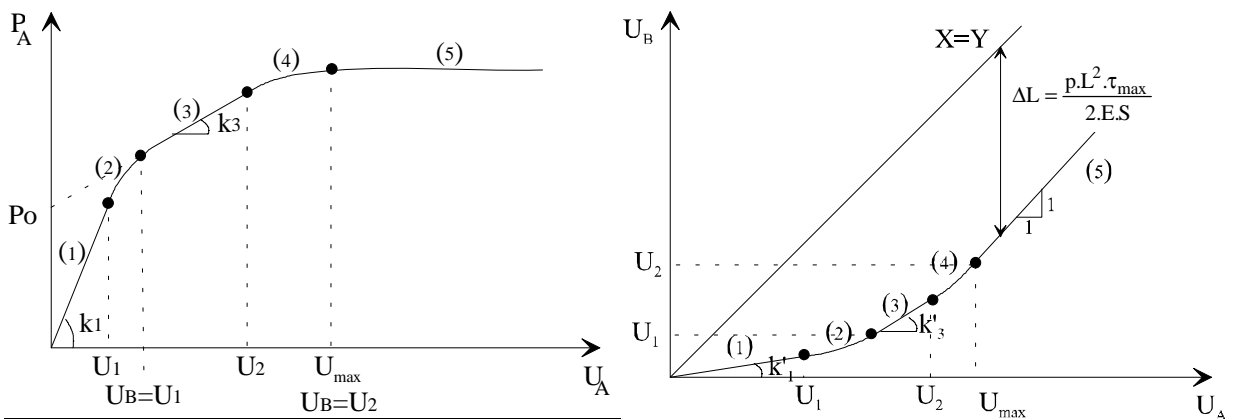


Figure VI.38 : Schéma théorique de la relation P_A-u_A pour un tuyau rigide - Figure VI.37 : Schéma théorique de la relation u_B-u_A pour un tuyau rigide

Remarques : Pour un tuyau souple les relations P_A-u_A et u_B-u_A n'admettent que les phases (1) et (5) comme lois linéaires. De ce fait l'interprétation des résultats expérimentaux est plus délicate que pour un tuyau rigide.

4.2. ANALYSE DU COMPORTEMENT ELASTIQUE DES TUYAUX

4.2.a. Evaluation de la raideur des tuyaux

Les lois de fonçage dépendent de la raideur $E \cdot S$ du tuyau. Ces derniers sont des tuyaux en acier dont le module d'Young est de 206 000MPa. La section des tuyaux utilisés est fonction de leur diamètre extérieur (57 et 54mm) et de leur épaisseur (2.9 et 2.6mm). La raideur du tuyau de diamètre extérieur 57mm vaut $E \cdot S = 101.5 \text{ MN}$ et $E \cdot S = 86.5 \text{ MN}$ pour le diamètre extérieur 54mm.

4.2.b. Détermination des paramètres expérimentaux nécessaires à la détermination de la loi

La détermination des paramètres expérimentaux nécessaires est réalisée uniquement sur les tuyaux sans surcoupe, soit : D et G des essais 1 et 4. Pour chacun de ces 4 tuyaux, ne seront retenues que les poussées dont la courbe P_A-u_A correspond au schéma théorique de la Figure VI.38.

Pour chaque poussée, les données relevées sont les paramètres : k_1 , u_1 , u_{max} et P_{palier} sur la courbe P_A-u_A et les paramètres k'_1 , u_1 , u_{max} , u_2 , k'_3 et ΔL sur la courbe u_B-u_A . En effet il est souvent difficile de déduire les valeurs de k_3 et de u_2 de la relation P_A-u_A . Par contre de la relation u_B-u_A , on déduit u_2 et donc k'_3 de u_{max} et u_1 .

4.2.c. Détermination des paramètres de la loi de frottement

D'après l'analyse théorique décrivant la première phase de la loi de fonçage, pour $u_A < u_1$, la longueur de transfert $\frac{1}{\beta_1}$ peut être déduite de la pente initiale k_1 de la relation P_A-u_A ou de la pente initiale k'_1 de la relation u_B-u_A (Tableau VI.7). Dans le premier cas il suffit de résoudre la relation $x.thx = \frac{k_1}{E.S/L}$, avec $x = \beta_1.L$, alors que dans le

deuxième cas β_1 est donné par $\beta_1 = \frac{1}{L}.ach(k'_1)$. Ces deux démarches sont complémentaires et conduisent logiquement au même résultat. Toutefois les valeurs de k'_1 sont très faibles et n'entrent plus dans le domaine de validité de la fonction 'ach'. Les résultats k'_1 ne seront donc pas pris en compte pour la recherche de k . On détermine alors la pente initiale k de la loi de frottement $f-u$ par : $k = \frac{\beta_1^2.E.S}{p}$ d'après k_1 (Tableau

VI.7). La connaissance du couple de données (k, u_1) permet de préciser la pente initiale de la loi de frottement $f-u$.

La 3^{ème} phase de la loi trilineaire dépend des paramètres u_{max} , u_2 et k'_3 relevés essentiellement sur les courbes u_B-u_A . Or dans la majorité des courbes étudiées, u_2 est inférieur ou égal à u_1 . La 3^{ème} phase linéaire n'apparaît donc pas et la loi est en fait plus simplement bilinéaire.

La dernière phase de la loi, décrite par un palier, est précisée par la connaissance de

$$f_{palier} = \frac{P_{palier}}{p.L}.$$

4.2.d. Evolution des paramètres de la loi bilinéaire avec la hauteur équivalente

D'après le Tableau VI.7 et les conclusions précédentes indiquant une loi bilinéaire, la loi de frottement local pour chaque poussée de chaque tuyau peut être tracée. Les figures suivantes présentent ces courbes $f-u$ classées suivant la hauteur équivalente correspondant.

Tuyau n° poussée	L m	γ kN/m ³	hé m	P _A -U _A					U _B -U _A							
				k, kPa/mm	k ₁ kN/mm	u ₁ mm	u _{max} mm	f _{palier} kPa	k' ₁ (-)	u ₁ mm	u _{max} mm	u ₂ mm	k' ₃ (-)	ΔL mm		
D1	2	0,101	15,5	2,5	65,5	20,4	0,14	0,48	9,6	0,27	0,11	0,6	0,48	0,96	0,12	
	3	0,152	15,5	2,5	61,5	19,3	0,15	0,15	9,1	0,09	0,11	0,27	*	*	0,1	
	6	0,302	15,5	2,5	84,5	25,4	0,09	0,07	8,3	0,14	0,07	0,2	*	*	0,08	
	7	0,352	15,5	2,5	40,3	13,2	0,18	0,18	8,2	0,14	0,14	0,25	*	*	0,15	
	9	0,607	15,5	2,5	54,7	17,4	0,15	0,21	8,7	0,15	0,13	0,35	0,21	*	0,2	
	11	0,707	15,5	2,5	72,5	22,3	0,1	0,11	9,6	0,11	0,09	0,21	0,11	*	0,11	
	12	0,758	15,5	2,5	80,6	24,4	0,09	0,11	9	0,18	0,11	0,21	0,11	*	0,12	
	13	0,809	15,5	2,5	85,7	25,7	0,08	0,11	8,8	0,2	0,1	0,21	0,11	*	0,1	
	68147,8 kmoy															
	G1	4	0,198	15,5	3,8	90,0	26,8	0,19	0,19	15,4	0	0,12	0,17	*	*	0,15
		5	0,248	15,5	3,8	130,3	36,2	0,13	0,13	14,3	0,18	0,11	0,19	*	*	0,1
		6	0,298	15,5	3,8	121,7	34,3	0,13	0,13	13,8	0,17	0,12	0,22	0,12	*	0,1
		7	0,349	15,5	3,8	41,0	13,4	0,32	0,32	13,2	0,07	0,3	0,47	*	*	0,31
D4	6	0,505	15,68	2,4	62,2	19,5	0,07	0,07	4,3	0	0,07	0,07	*	*	0,07	
	9	0,849	15,68	2,5	37,6	12,4	0,12	0,12	4,8	0,1	0,1	0,4	*	*	0,08	
	10	0,901	15,68	2,5	39,0	12,8	0,12	0,12	5	0,25	0,08	0,15	*	*	0,06	
	11	0,952	15,68	2,5	68,8	21,3	0,07	0,07	4,5	0,57	0,07	0,28	*	*	0,05	
	18	2,033	15,68	2,5	29,5	9,9	0,16	0,16	5,1	0,08	0,12	0,95	*	*	0,13	
	5	2,125	15,68	3,7	92,9	27,5	0,1	0,11	8,9	0,27	0,11	0,2	0,11	*	0,09	
	1	2,167	15,68	6,3	55,4	17,6	0,29	0,36	19,7	0,03	0,36	0,77	0,36	*	0,4	
	47424,0 kmoy															
	G4	7	0,5543	15,68	3,7	117,8	33,4	0,1	0,65	11,5	0,14	0,07	0,75	0,65	1	0,1
		15	1,463	15,68	3,8	38,0	12,5	0,15	0,36	6,5	0,29	0,14	0,49	0,36	*	0,13
19		1,967	15,68	5	11,6	4,0	0,28	0,36	13,6	0,08	0,26	0,64	0,36	*	0,28	
21		2,049	15,68	6,3	150,1	40,4	0,11	0,62	19,7	0,14	0,21	0,83	0,62	0,95	0,21	

Tableau VI.7 : Données brutes des paramètres d'après les courbes P_A-u_A et u_B-u_A
Valeurs calculées des paramètres de la loi de comportement d'après les données de la courbe P_A-u_A

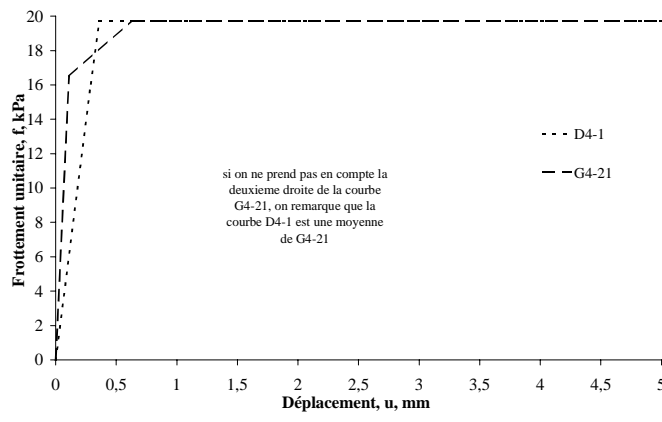
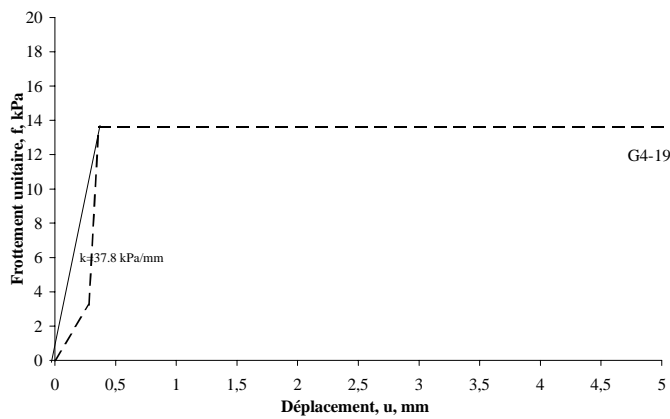
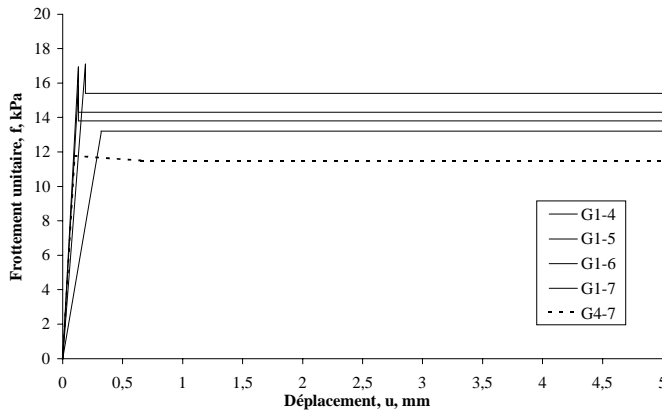
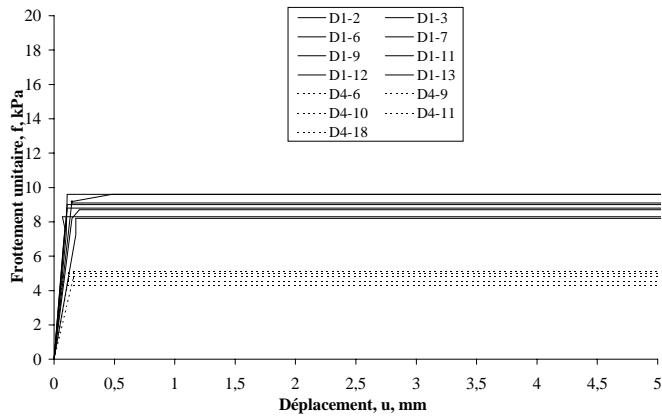


Figure VI.39 : Lois de comportement d'après les données du Tableau VI.7

D'après la Figure VI.39, la pente de la 1^{ère} partie linéaire, k , est pratiquement constante pour chaque hauteur équivalente. Les résultats sont relativement homogènes, on remarque juste la différence entre la valeur de palier des tuyaux D1 et D4 à $h_é=2.5m$.

Les moyennes de ces courbes en fonction de la hauteur équivalente sont représentées dans la Figure VI.40 suivante :

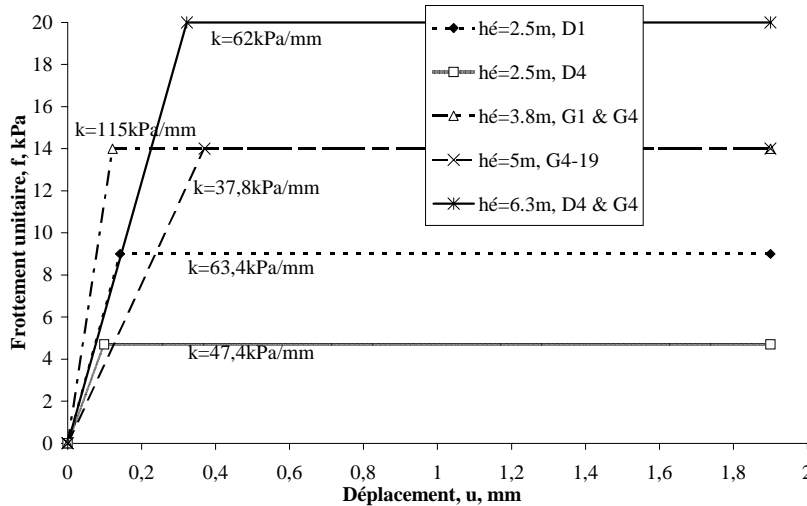


Figure VI.40 : Courbes moyennes en fonction de la hauteur équivalente

D'après la Figure VI.40, le coefficient k est proche de la valeur moyenne **65kPa/mm**.

En ce qui concerne la relation entre la valeur de déplacement u_1 et la hauteur équivalente, la Figure VI.41 indique une relation linéaire telle que :

$$u_1 \text{ (mm)} = 0,026 \text{ à } 0,073 \cdot h_é \text{ (m)} \text{ pour } h_é < 6.5m.$$

$$u_{1\text{-moy}} \text{ (mm)} = 0,042 \cdot h_é \text{ (m)} \text{ pour } h_é < 6.5m.$$

Cette équation est obtenue d'après les courbes P_A-u_A mais aussi u_B-u_A .

D'après la Figure VI.26, la relation entre le frottement unitaire f et la hauteur équivalente est la suivante : $f \text{ (kPa)} = 1,7 \cdot h_é \text{ à } 5 \cdot h_é \text{ (m)}$, pour $h_é < 6.5m$. L'hypothèse d'une loi bilinéaire, avec $k=65kPa/mm$ et $u_1 \text{ (mm)}=0,026 \text{ à } 0,073 \cdot h_é \text{ (m)}$, donne un frottement unitaire au palier $k \cdot u_1$ de 1,7 à $4.8 \cdot h_é \text{ (m)}$ en kPa, validant, par là même, les deux études en loi locale et globale.

4.2.e. Proposition d'une loi de frottement pour les tuyaux acier 57mm et le sable d'Hostun RF

L'influence de la contrainte verticale σ_v ou de la hauteur équivalente $h_é$ permet d'envisager les trois tendances possibles d'évolution de la loi $f-u$ (Figure VI.42) :

- Le cas A correspond à une pente k constante et à un déplacement u_1 croissant avec σ_v ,
- Le cas B correspond à u_1 constant et k croissant avec σ_v ,
- Le cas C, intermédiaire entre les solutions A et B, consiste à envisager une évolution croissante de k et de u_1 avec σ_v .

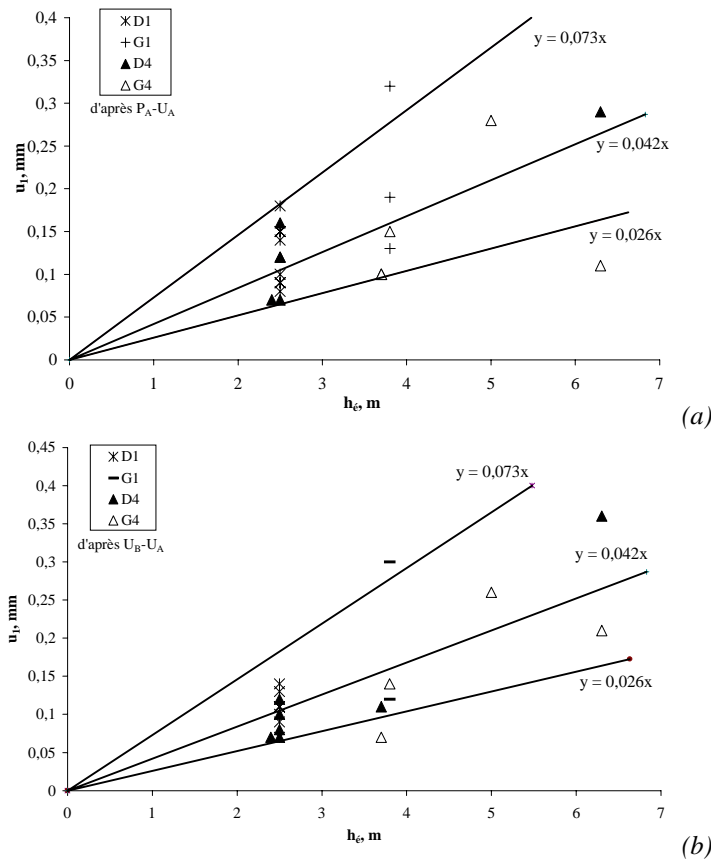


Figure VI.41 : Relation entre u_1 et la profondeur équivalente d'après P_A-u_A (a) et U_B-u_A (b)

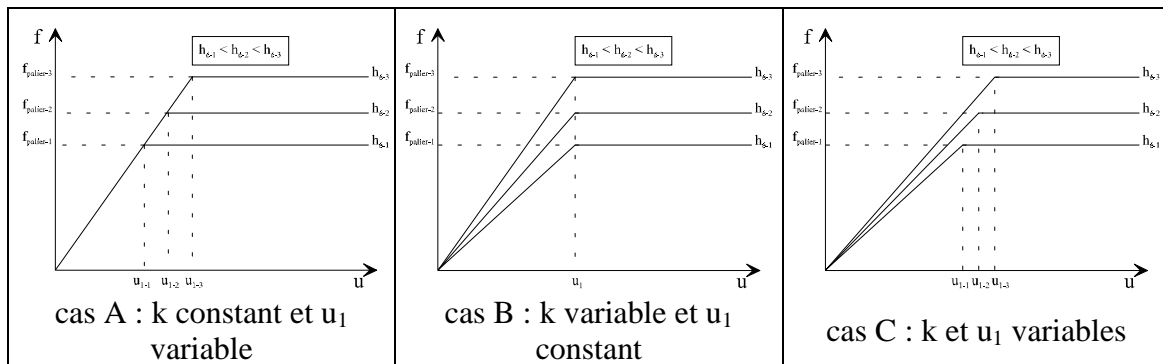


Figure VI.42 : Possibilités de l'évolution des paramètres de la 1^{ère} partie de la loi de frottement

D'après les conclusions précédentes, il apparaît que le comportement de ces tuyaux est conforme à la solution A susmentionnée.

Les hypothèses retenues pour chacun des paramètres de la loi de frottement de type bilinéaire permet de proposer le schéma suivant (Figure VI.43) pour une hauteur équivalente de sol n'excédant pas 6,5m.

Ce schéma suppose que le frottement limite f_s et le déplacement limite u_2 varient respectivement entre 4kPa et 25kPa et entre 0.07mm et 0.36mm pour $0 \leq h_{\epsilon} \leq 6.5m$.

Pour $h_\xi > 6.5m$, il est probable que le frottement limite et le déplacement limite soient rapidement bornés à des valeurs excédant peu 25kPa et 0.036mm.

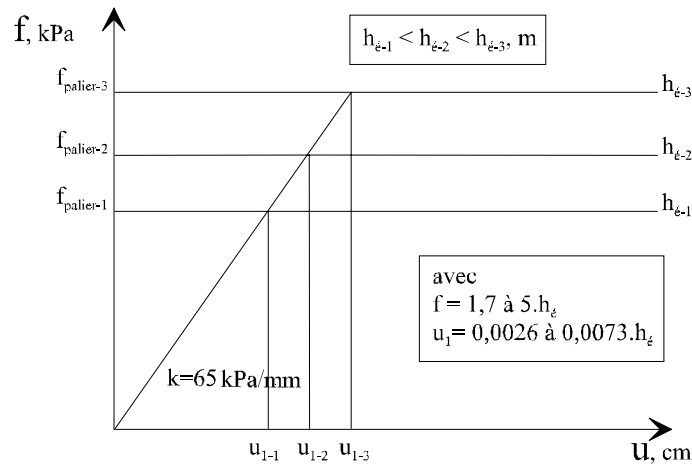


Figure VI.43 : loi $f-u$ de D4-6 pour $h_\xi \leq 6.5m$ et $\sigma_v=38$ à $100kPa$

4.2.f. Comparaison avec la 2nd méthode développée par Bourdeau Y. [BOUR, 94]

Cette deuxième méthode consiste à utiliser la relation générale établie par Bourdeau & al. [BOUR, 94] suivante :

$$f_A(u_A) = \frac{1}{p} \cdot \frac{P_A}{E.S} \left(\frac{dP_A}{du_A} \right) + f_B \left(\frac{du_B}{du_A} \right)$$

avec $\left(\frac{dP_A}{du_A} \right)$ et $\left(\frac{du_B}{du_A} \right)$ les tangentes respectives des courbes (P_A-u_A) et (u_B-u_A) , et avec f_A et f_B les frottements unitaires respectivement en A (en tête) et en B (à l'extrémité) du tuyau.

Dias & Bourdeau ont utilisé cette méthode avec succès pour la détermination de la loi de comportement en ancrage de boulons scellés à partir d'essais de traction [DIAS, 98].

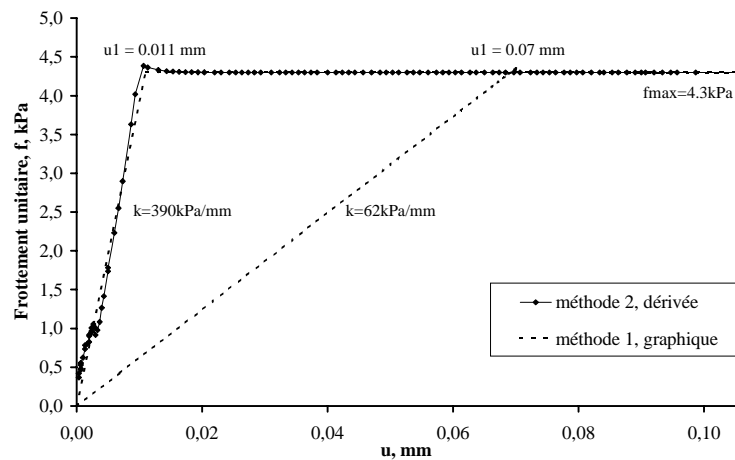


Figure VI.44 : Résultats de la méthode 2 et comparaison avec la méthode 1

Cette méthode longue et complexe a été utilisée sur la poussée 6 du tuyau D de l'essai 4 avec $\sigma_v=38\text{kPa}$. La complexité de cette étude réside dans le lissage judicieux des courbes P_A-u_A et u_B-u_A . La loi de frottement local résultant de cette méthode 'dérivée' sur la poussée D4-6 est représentée sur la Figure VI.44. Ce résultat valide la précédente conclusion d'une loi de type bilinéaire, et de la valeur palier. Par contre la 1^{ère} phase linéaire a une pente nettement plus forte qu'avec la méthode 'graphique'.

4.2.g. Validation des deux méthodes

En reprenant les formules $P_A=f(u_A)$ et $u_B=f(u_A)$ déterminées dans le paragraphe 5.1 pour les différentes phases de mobilisation du frottement le long du tuyau, les relations P_A-u_A et u_B-u_A peuvent être retrouvées pour les deux méthodes 'graphique' et 'dérivée'. La Figure VI.45(a) compare ces relations à l'évolution expérimentale de P_A-u_A pour la poussée D4-6 et la Figure VI.45(b) l'évolution de u_B-u_A .

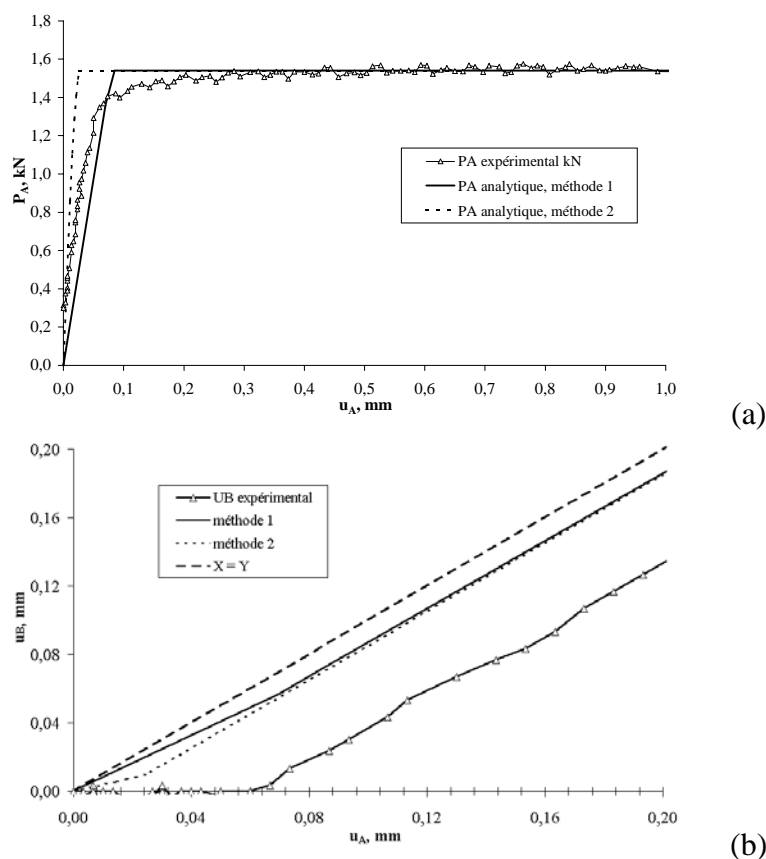


Figure VI.45 : Comparaison des lois de comportement d'après les méthodes 1 et 2 aux résultats expérimentaux – poussée 6 du tuyau D – essai 4 – $\sigma_v=38\text{kPa}$

La courbe expérimentale de la poussée est bien encadrée par les 2 lois de comportement local précédemment déterminées. La méthode graphique n°1 donne, avant le palier, une valeur de l'effort par défaut alors que la méthode dérivée n°2 par excès.

Par contre, dans le cas de l'allongement du tuyau, la différence entre les valeurs mesurée et calculée est probablement due à la conception en articulation des tuyaux et/ou aux

défauts d'alignement lors de leur mise en place. Toutefois, la méthode dérivée n°2 indique mieux le mécanisme de compression retardée que la 1^{ère} méthode.

la méthode dérivée n°2 montre mieux le mécanisme de compression retardée que la 1^{ère} méthode.

5. SIMULATION NUMERIQUE 2D DE L'INTERACTION SOL-TUYAU AVEC SURCOUPE

Ces analyses expérimentales ayant clairement montré l'incidence de la surcoupe sur les niveaux de frottement et de déplacement, des simulations numériques ont été entreprises afin de rechercher un processus de modélisation permettant de décrire correctement, en terme de frottement et de déplacement, nos observations sur modèle.

5.1. PRESENTATION DE LA SIMULATION

La simulation numérique bidimensionnelle est réalisée à partir du code de calcul FLAC-2D utilisant une approche en différences finies et un schéma de résolution explicite.

5.1.a. *Les conditions aux limites*

Elles sont imposées à tous les types de calcul :

- ✓ aucun déplacement vertical en fond de cuve,
- ✓ aucun déplacement horizontal sur les bords verticaux de la cuve,
- ✓ une surcharge q_s de 30kPa est appliquée pour l'étude du tuyau D et de 50kPa pour le tuyau G.

5.1.b. *Les conditions initiales*

Pour tous les calculs, elles sont les suivantes :

- ✓ la contrainte verticale dans le sol est égale au produit $\gamma \cdot h$, et la contrainte horizontale à $(1 - \sin \phi) \sigma_v$,
- ✓ le modèle élastique parfaitement plastique basé sur le critère de Mohr-Coulomb et une règle d'écoulement non-associée sont utilisés pour modéliser le comportement du sable. Ce critère est souvent utilisé par les ingénieurs, entre autre pour sa simplicité, pour l'analyse du comportement des ouvrages en géotechnique [SHAH, 95],
- ✓ Les paramètres du sable d'Hostun RF, utilisés comme paramètres du modèle de comportement, doivent être validés dans le domaine de contraintes où le modèle est utilisé [LANC, 96]. Conformément à cette recommandation nous utiliserons les résultats de Gay [GAY, 00] relevant d'essais triaxiaux à très faible confinement (5 à 20kPa), puisque l'on se situe initialement autour des

40kPa autour du tuyau D, de plus lorsque l'on crée l'espace annulaire les contraintes normales deviennent encore plus faibles (Tableau VI.8) :

caractéristiques	sable dense	sable lâche
I_d , densité relative, %	80-90	30
E, module d'Young, kPa	$40000 \cdot \left(\frac{\sigma_v}{100}\right)^{0.86}$	$14000 \cdot \left(\frac{\sigma_v}{100}\right)^{0.97}$
ν , coefficient de Poisson	0.33	0.38
ϕ , angle de frottement au palier, (°)	36	35
Ψ , angle de dilatance, (°)	8	8.6
γ , poids volumique, kN/m ³	15.6	13.47
$K_h = 1 - \sin \phi$, coefficient de poussée des terres	0.4	

Tableau VI.8 : Caractéristiques du sol utilisées pour la simulation numérique

- ✓ Les caractéristiques des tuyaux sont les suivantes :

$$E = 206000\text{MPa}, \nu = 0.2$$

$$\gamma = 80,7\text{kN/m}^3$$

$$\text{Diamètre des tuyaux sans surcoupe} = D_e = 0,057\text{m}$$

$$\text{Diamètre des tuyaux avec surcoupe} = D_{\text{ext}} = 0,054\text{m}$$

$$\text{Epaisseur des tuyaux avec surcoupe} = 0,0026\text{m}$$

- ✓ l'interface entre le sol et le tuyau est de type rigide-plastique dont les caractéristiques sont : $c = 0\text{kPa}$ et $\delta = 19^\circ$.

5.1.c. Le maillage du massif de sable

Il correspond géométriquement en tout point à une coupe transversale de la chambre d'étalonnage, soit à un carré de côté 1.1m. Les tuyaux sont disposés comme sur la cuve : leur centre est à 28cm des parois et sur le même plan horizontal à 55cm de profondeur (Figure VI.46). Un maillage radial affiné est mis en place autour du tuyau afin de permettre une simulation correcte du gradient de contraintes qui peut être important dans cette zone.

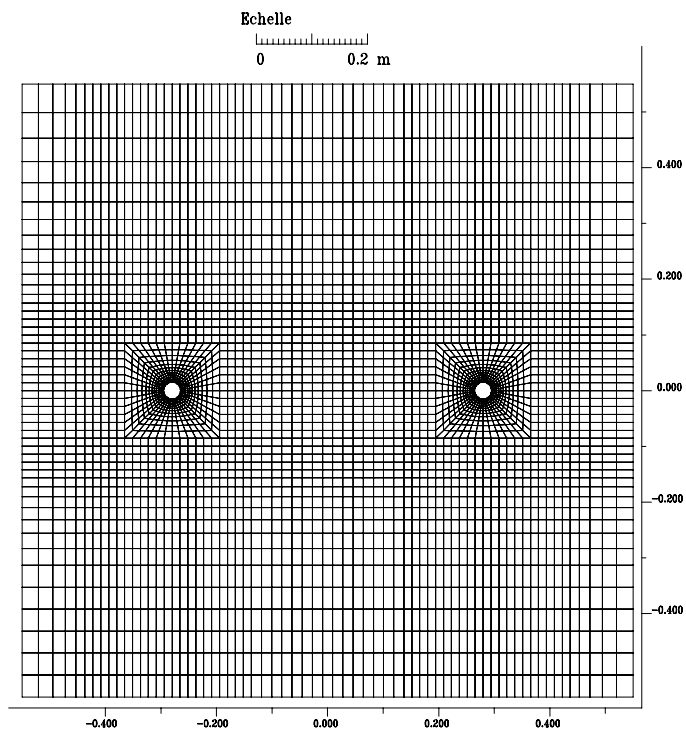


Figure VI.46 : Maillage utilisé

5.2. MODELISATION DE L'APPARITION DE LA SUREXCAVATION : DEUX METHODES

5.2.a. 1^{ère} méthode : déconfinement en déplacement

Elle considère le tuyau fixe dont le poids n'est pas pris en compte et de diamètre extérieur 0.057m. Ce tuyau est au milieu du massif de sable dense. L'espace annulaire est créé par diminution du diamètre. Deux analyses sont menées : soit une diminution par rapport au centre du tuyau (en centre fixe, CF), soit par rapport au radier du tuyau (en fond fixe, FF). Le maillage utilisé pour simuler le tuyau et le sol environnant est représenté Figure VI.47. Le tuyau est simulé par les trois premières couronnes.

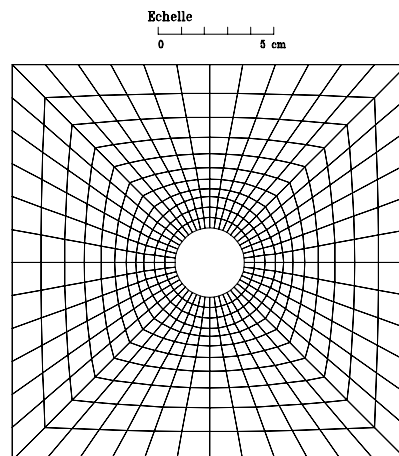


Figure VI.47 : Maillage autour du tuyau 1^{ère} méthode

La diminution du diamètre du tuyau est réalisée en plusieurs phases intermédiaires. La valeur finale du diamètre est imposée et est égale à la valeur de la surcoupe obtenue par l'ordonnée du point de la droite expérimentale $\frac{S_h}{R} = f\left(\frac{R}{x}\right)$ en $R/x=1$ (Figure VI.15).

5.2.b. 2^{ème} méthode : déconfinement par diminution de la densité d'une couronne de sable

Le tuyau de diamètre extérieur 0.054m est libre de se mouvoir dans le massif, son poids est donc pris en compte. L'action de la surexcavation sur le sol environnant est modélisée par une couronne de sable qui passe de l'état dense à l'état lâche autour du tuyau, et par une mise à zéro des contraintes dans cette zone de sol. Ainsi, lorsque les contraintes autour du tuyau seront équilibrées, le sol dense aura recomprimé la couronne de sable lâche (Figure VI.49).

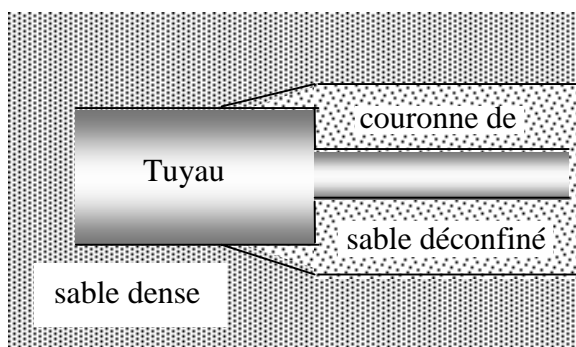


Figure VI.49 : Schéma explicatif de la méthode 2

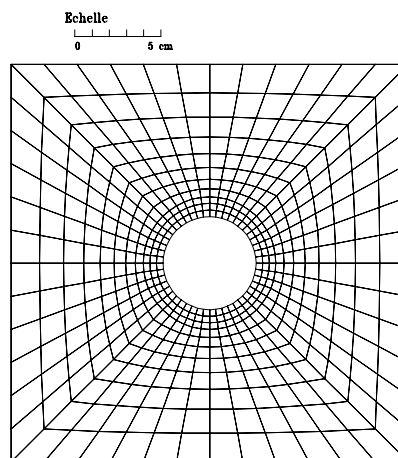


Figure VI.48 : Maillage utilisé 2^{ème} méthode

Cette méthode est basée sur les observations expérimentales révélant l'apparition d'une zone de sable en foisonnement autour du tuyau surcoupé. D'après la valeur de la surcoupe effective et en se fixant une densité relative du sable lâche, on peut facilement calculer l'épaisseur de la couronne de sable lâche entourant le tuyau pour un espace annulaire final nul.

Le maillage utilisé est donc légèrement différent de la première méthode (Figure VI.48). Le tuyau est modélisé par une coque et représenté par le premier cercle. Ensuite la couronne de sable lâche est représentée par les trois premières couronnes.

5.3. CONFRONTATION ENTRE LA SIMULATION ET L'EXPERIMENTATION

5.3.a. Le frottement sable/tuyaux

Les premiers calculs effectués concernent la 1^{ère} méthode en déplacement en faisant l'hypothèse que le centre du tuyau est fixe. Les contraintes normales sont concentrées sur les reins, et sont pratiquement nulles en radier (Figure VI.50, cas du tuyau D3). Une augmentation du coefficient de pression des terres entraîne une meilleure répartition des contraintes autour du tuyau. Mais les valeurs correspondantes de frottement unitaire sont très faibles par rapport à celles déterminées sur les essais avec surcoupe. Par exemple pour le tuyau D3, les valeurs sont de 0.40kPa pour $K_h=0.4$, au lieu de 1.1 à 1.35kPa pour les essais expérimentaux.

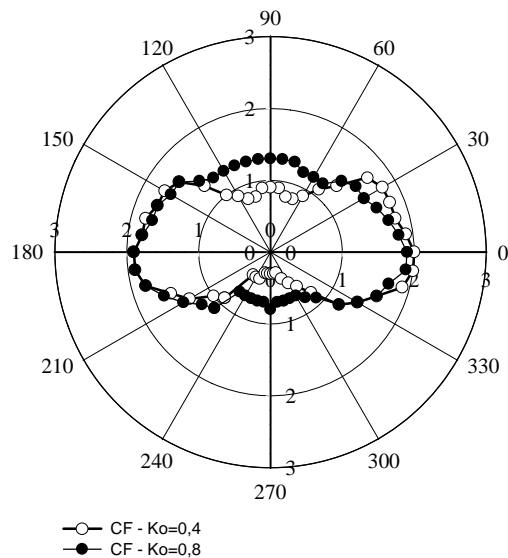


Figure VI.50 : Contraintes normales en kPa 1^{ère} méthode – CF – tuyau D3

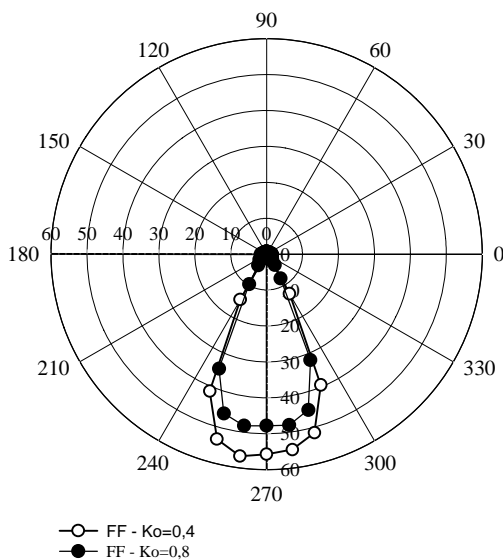


Figure VI.51 : Contraintes normales en kPa 1^{ère} méthode – FF – D3

Aussi la deuxième analyse en fond fixe est lancée, en se basant sur le fait que le tuyau est articulé, il peut donc se déplacer dans l'espace annulaire et reposer sur le fond de la surexcavation. Cette analyse permettra ainsi d'augmenter les contraintes en radier.

Avec cette approche, les contraintes sont certes plus fortes mais uniquement localisées en radier (Figure VI.51). Les valeurs maximales relevées sont de 57kPa au radier alors qu'en clef les valeurs sont de 0.6kPa. Ce résultat n'est pas vraisemblable. La valeur de frottement unitaire moyenne calculée sur l'ensemble de la surface (3kPa

pour $K_h=0.4$) est plus importante que les valeurs expérimentales, de plus elle n'est pas vraiment représentative vu la répartition des contraintes.

Les résultats de cette 1^{ère} méthode en déplacement sont fortement influencés par la valeur de la diminution du diamètre du tuyau ainsi que par la valeur du coefficient de poussée des terres initial K_h . Une augmentation de K_h permet une meilleure répartition des contraintes autour du tuyau pour les deux analyses entraînant un rapprochement de la valeur de frottement unitaire vers le résultat expérimental (Tableau VI.9).

	1 ^{ère} - CF		1 ^{ère} - FF		2 ^{nde} - couronne		Expérimental f kPa
	f, kPa	f/f _{exp}	f, kPa	f/f _{exp}	f, kPa	f/f _{exp}	
$K_h=0.4$	0.4	0.3-0.36	3.0	2.2-2.7	0.95	0.7-0.85	1.1 à 1.35
$K_h=0.8$	0.45	0.33-0.41	2.6	1.9-2.4	1.1	0.8-1	

Tableau VI.9 : Comparaison des frottements unitaires calculés et expérimentaux

Les résultats de la méthode en déplacement ne donnent pas les valeurs de frottement ou la répartition des contraintes observées. Ces différents cas ont conduit à mettre au point la 2^{nde} méthode avec une couronne de sol décomprimé qui nous a semblé plus proche de la réalité phénoménologique de notre modèle expérimental.

Les calculs présentés correspondent au cas du tuyau D de l'essai 3. L'épaisseur de la couronne de sable lâche considérée dépend de la densité relative du sol. On se fixe une valeur de I_d , de 25% ; elle correspond à une épaisseur de 11,5mm. Durant les premiers calculs, le module d'Young du sable lâche a été pris égal à celui formulé par Gay au Tableau VI.8. Cependant les résultats étaient loin des valeurs expérimentales obtenues, aussi une valeur plus faible du module d'Young a été testée : $E/100$, avec E le module formulé par Gay. L'effondrement du sol dans l'espace annulaire peut expliquer raisonnablement l'hypothèse prise du module d'Young plus faible.

Les contraintes normales sont bien réparties autour du tuyau (Figure VI.52). Elles sont environ de 3kPa au rein et en clef, et de 2.5kPa au radier. Cette légère différence s'explique par des déplacements verticaux légèrement plus grands en clef qu'en radier, dus à l'affaissement du sol dans l'espace annulaire (Figure VI.53).

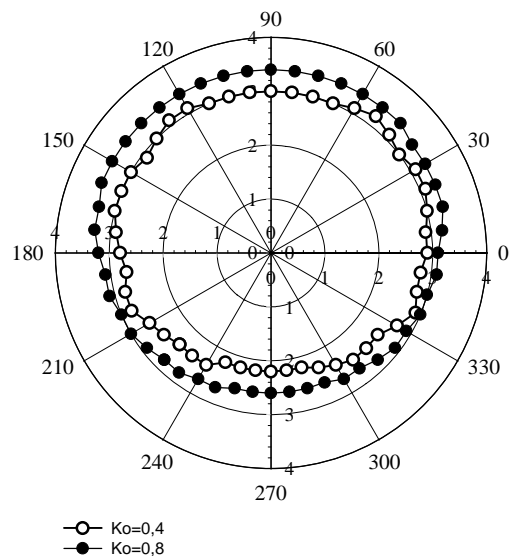


Figure VI.52 : Contraintes normales en kPa - 2^{ème} méthode – tuyau D3

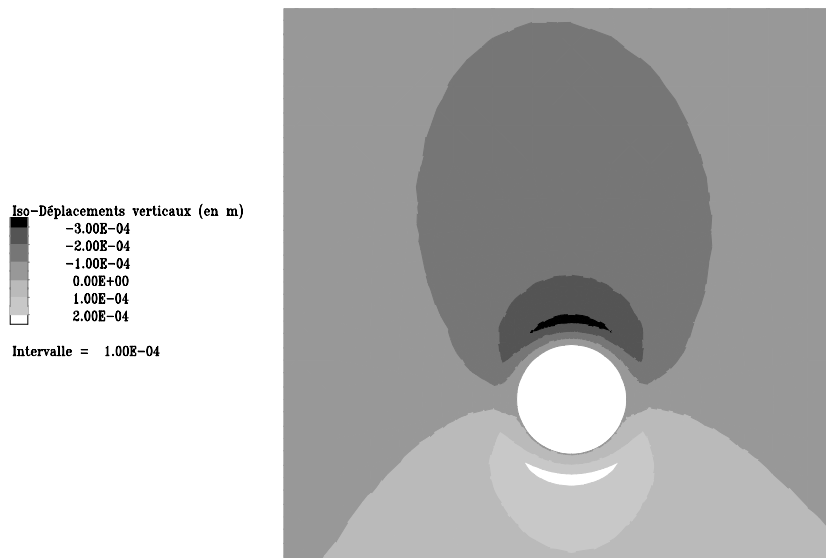


Figure VI.53: Répartition des déplacements verticaux autour du tuyau D3 - 2^{ème} méthode - $I_d=25\%$, $K_o=0.8$ et module du sable lâche de $E/100$

Le frottement unitaire induit est de 0.95kPa pour $K_h=0.4$, soit très proche de la valeur déterminée expérimentalement (Tableau VI.9). La valeur du frottement unitaire (1.1kPa) pour $K_h=0.8$ est tout à fait dans la fourchette des valeurs expérimentales, validant ainsi la méthode.

5.3.b. Les mouvements du sol

Après avoir étudié les résultats en frottement de la simulation numérique, les mouvements du sol engendrés selon les deux méthodes dans le cas du tuyau D3 sont présentés dans ce chapitre et comparés aux valeurs expérimentales.

La Figure VI.54 représente l'évolution des mouvements horizontaux du sol autour du tuyau pour la méthode en déplacement en centre fixe, la Figure VI.55 pour la méthode en déplacement en fond fixe et la Figure VI.56 pour la méthode en couronne de sable lâche.

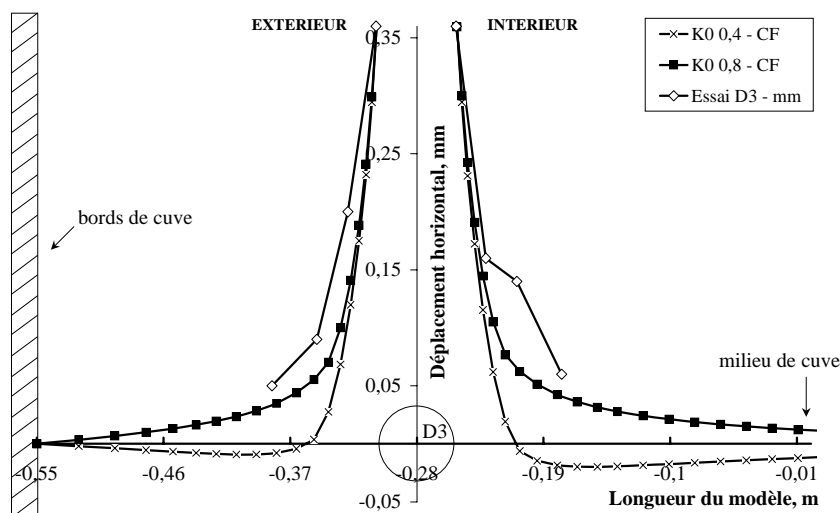


Figure VI.54 : Mouvements horizontaux du sol autour du tuyau D3 - 1^{ère} méthode CF

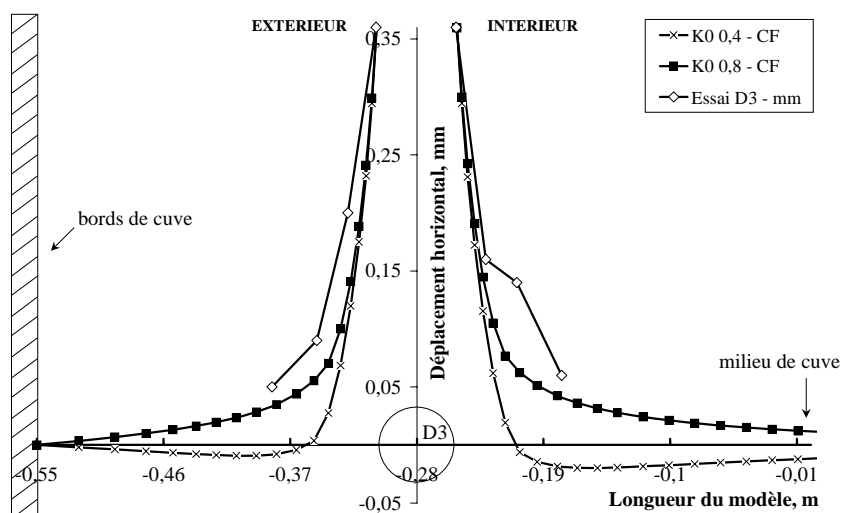


Figure VI.55 : Mouvements horizontaux du sol autour du tuyau D3 – 1^{ère} méthode FF

Les résultats fournis par la modélisation en déplacement sont sensiblement les mêmes pour les deux analyses en centre fixe et en fond fixe. Par contre, ils sont fortement influencés par le coefficient de pression des terres lorsque l'on s'éloigne à plus de 15mm du bord du tuyau.

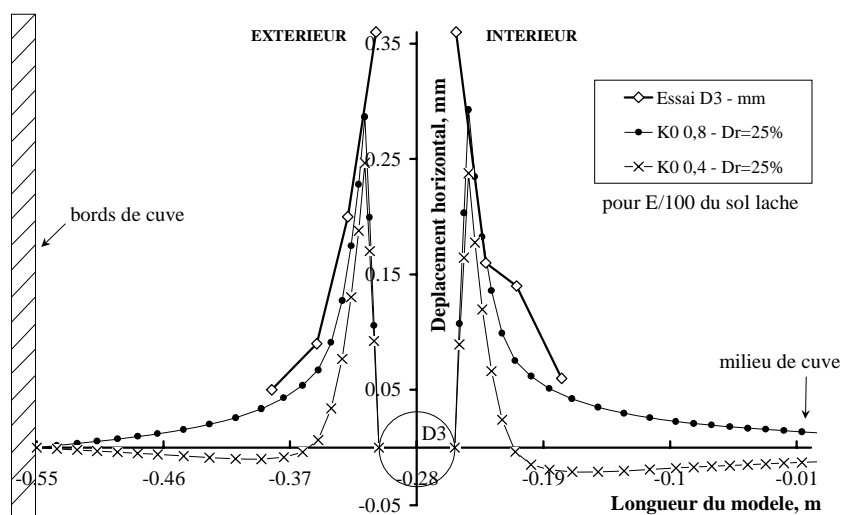


Figure VI.56 : Mouvements horizontaux du sol autour du tuyau D3 – 2^{ème} méthode

Avec la 2^{ème} méthode de la couronne de sable lâche autour du tuyau, les mouvements du sol sont là encore très proches des valeurs expérimentales pour $K_h=0.8$, et très éloignés pour $K_h=0.4$ (Figure VI.56).

Les mouvements induits calculés selon les trois analyses sont très éloignés de l'expérimentation pour $K_h=0.4$ alors que pour $K_h=0.8$, ils apparaissent bien modélisés. L'utilisation d'un coefficient de pression des terres deux fois supérieur à celui calculé par la formule de Jaky, peut s'expliquer. Avant l'apparition de la surcoupe au niveau des capteurs extensométriques, le tuyau non surcoupé a été foncé, et comme on a pu le voir, les capteurs ont mesuré une légère dilatance, qui est empêchée par le confinement dû aux bords de la cuve, mais aussi à la surcharge appliquée en surface. La dilatance

empêchée va modifier complètement les contraintes dans le sol entourant le tuyau, en augmentant fortement K_h . On peut aussi rappeler les travaux de Laréal & al. en 1995 montrant l'influence significative sur la valeur de K_o des déformations même minimales des parois verticales de la cuve [LARE, 95]. Ternet [TERN, 99] a travaillé au LCPC de Nantes sur les modifications du coefficient K_o dues à l'utilisation de la pluviation comme méthode de mise en place du sable dans la cuve d'essai, ainsi que l'effet de divers paramètres tels que la profondeur, le poids volumique, la géométrie du contenant et l'historique du chargement dans le cas d'un sable de Fontainebleau. Ces mesures précises de contraintes (dispersion de 5%) indiquent que le coefficient d'un sable mis en place par pluviation est bien approché par les formules du type de Jaky. Par contre, il a montré une augmentation de K_o avec la profondeur ainsi qu'avec la diminution de la distance entre le point de mesure et la paroi de la cuve. La valeur de K_o commence à être nettement influencée à partir de 15cm environ de la paroi. Or nos points de mesure se font à plus de 15cm. Il faut aussi indiquer que ces essais se font sans application d'une surcharge sur la surface.

5.3.c. Etude paramétrique

L'amplitude et la répartition des contraintes normales autour du tuyau ainsi que les valeurs et l'évolution des déplacements horizontaux du sol induits par le déconfinement permettent de conclure sur la bonne adéquation de la 2nde méthode avec les valeurs expérimentales. Aussi l'étude paramétrique portera uniquement sur cette 2nde méthode présentant le déconfinement comme une couronne de sable lâche.

Les paramètres étudiés sont le module d'Young ainsi que la densité relative du sable lâche de la couronne. Les résultats présentés concernent le tuyau D de l'essai 3, avec pour hypothèse de départ un coefficient de pression des terres de 0.8.

On remarque que la contrainte normale et les mouvements calculés sont peu influencés par la densité relative initiale imposée du sable lâche de la couronne (Figure VI.57 et Figure VI.58), le module étant imposé et fixé à $E/100$, E désignant la valeur pour le sable lâche du Tableau VI.8.

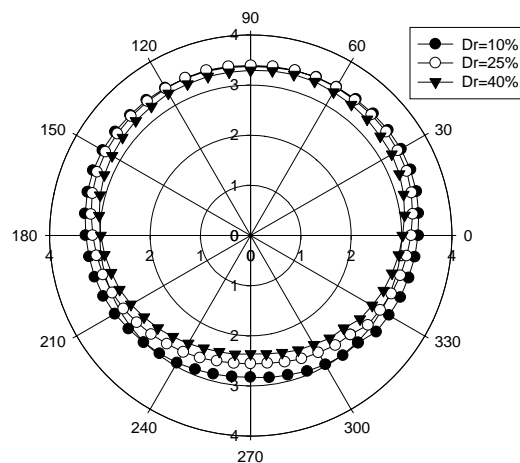


Figure VI.57 : Influence de I_a sur la répartition des contraintes normales

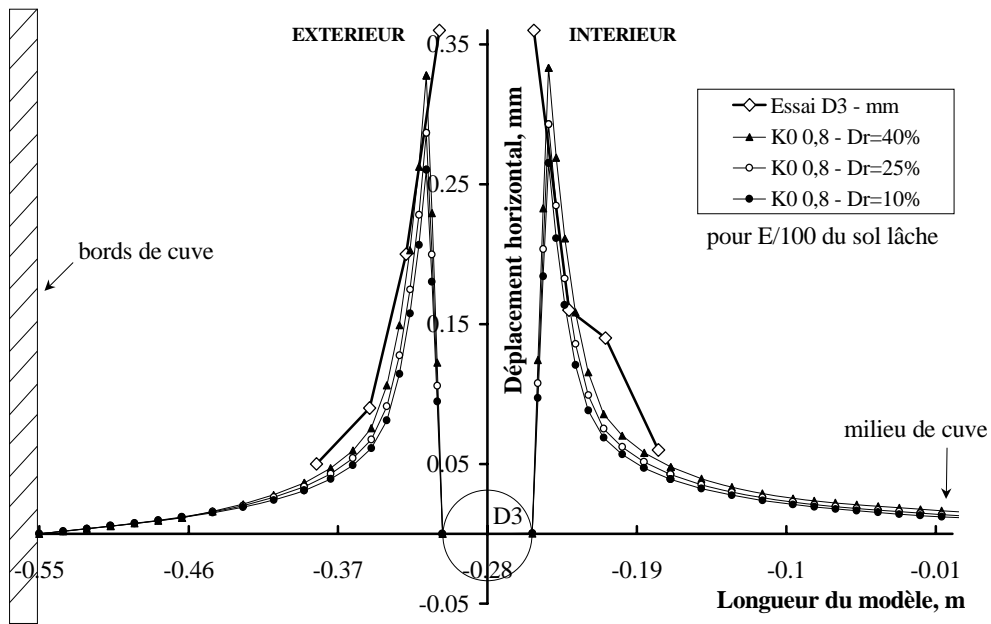


Figure VI.58 : Mouvements horizontaux du sol autour du tuyau D3 – 2^{nde} méthode - $K_0=0.8$

L'étude de l'influence du paramètre E est présentée Figure VI.60 et Figure VI.59, pour une densité relative du sable lâche de la couronne de 25%. On remarque très nettement que la diminution du module d'Young entraîne l'augmentation des valeurs du mouvement et la diminution des contraintes normales. Par contre elle ne modifie pas la forme de la courbe déplacement ni la répartition des contraintes. Pour un module de E/100, la valeur du frottement unitaire déduite de la répartition des contraintes normales est proche des valeurs expérimentales du Tableau VI.9. Ce module semble être bien adapté au cas étudié, d'autant plus qu'il induit une courbe de mouvements horizontaux en bonne adéquation avec les mesures relevées.

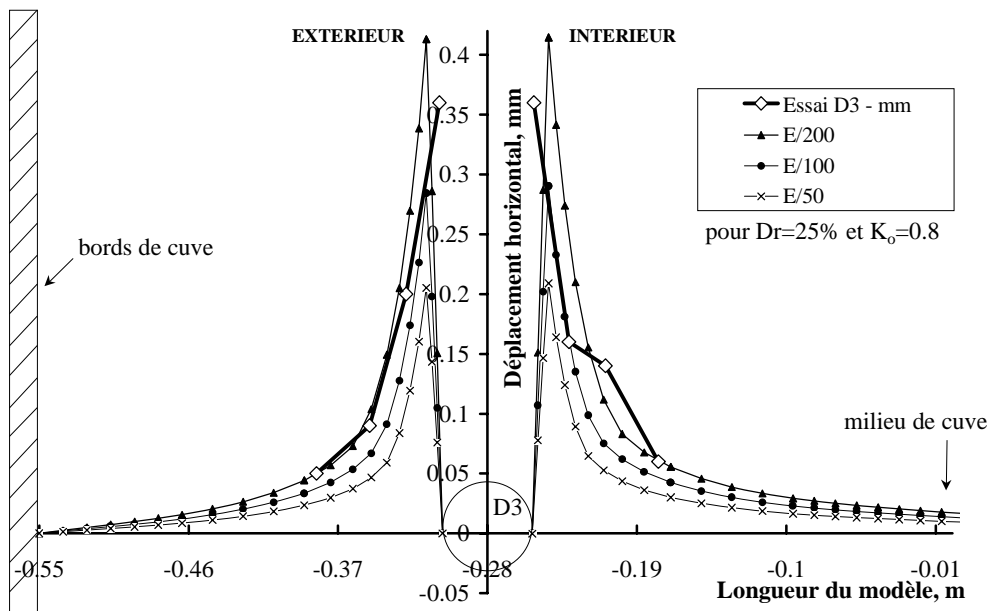


Figure VI.59 : Influence du module du sable lâche sur les mouvements horizontaux du sol autour du tuyau D2 – 2^{nde} méthode - $K_0=0.8$

L'utilisation d'un module d'Young plus faible que celui proposé par Gay pour la couronne de sable lâche de la 2nde méthode, peut s'expliquer. En effet, la couronne de sable est dans notre cas générée par un phénomène d'effondrement des grains dans l'espace annulaire, ce qui ne peut se comparer à la confection d'une éprouvette par pluviation. De plus, Il n'apparaît pas invraisemblable que ce processus de déconfinement conduise à des modules de sol très faibles.

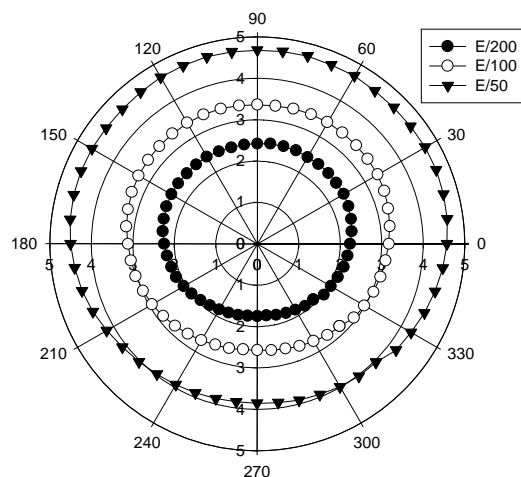


Figure VI.60 : Influence du module sur la répartition des contraintes normales

5.4. CONCLUSIONS

Durant la campagne de simulations numériques bidimensionnelles, deux méthodes ont été développées afin de modéliser le déconfinement du sol autour du tuyau dans l'espace annulaire créé par la surexcavation :

1. la méthode en déplacement comprend deux analyses considérant soit le centre du tuyau fixe soit son radier.
2. la seconde méthode considère la présence d'une couronne de sable lâche entre la paroi du tuyau et le massif de sol dense.

Les calculs effectués portaient essentiellement sur les contraintes normales appliquées par le sol autour du tuyau et sur les mouvements horizontaux au niveau de l'axe de la canalisation, induits par le déconfinement. Au vu des résultats, la 2nde méthode est apparue la plus adaptée à notre étude, tant au niveau de la répartition des contraintes, de la valeur du frottement unitaire induite que des mouvements horizontaux. Cette méthode est très peu influencée par la densité relative initiale du sable lâche. Par contre les paramètres module d'Young du sable dans la couronne et coefficient de pression des terres sont très influents. Le passage à une modélisation tridimensionnelle pourrait palier ce problème, en prenant en compte la complexité induite par l'effondrement des grains dans l'espace annulaire et le cisaillement du sol.

6. BILAN

Pour finir ce chapitre concernant l'interprétation des résultats des essais de fonçage en chambre d'étalonnage, un bilan va être fait reprenant les grandes conclusions en terme de mouvements horizontaux du sol induits par le fonçage et en terme de frottement à l'interface sol-canalisation.

6.1. MOUVEMENTS ET DISTANCES DE SECURITE

D'une manière générale, les mouvements horizontaux mesurés indiquent une légère dilatance lorsqu'il n'y a pas de surcoupe. Ensuite dès que la surcoupe avance et approche à 0,30m des capteurs, un affaissement est mesuré qui augmente avec l'approche de la surcoupe pour tendre vers une valeur palier lorsqu'elle s'éloigne du capteur. Cet affaissement est, comme on pouvait l'espérer, d'autant plus grand que le point de mesure est près du tuyau.

Dans le cas d'une injection de lubrification, lorsqu'il n'y a pas de surcoupe, elle induit de manière normale un refoulement du sol. Par contre dans le cas d'un essai avec surcoupe, un affaissement est mesuré. Il est toutefois plus faible que dans le cas d'un fonçage avec surcoupe à sec.

L'estimation des distances de sécurité est réalisée à partir des courbes $\frac{S_h}{R} = f\left(\frac{R}{x}\right)$.

Ainsi dans le cas des essais avec surcoupe à sec, la distance à l'axe du tuyau où aucun mouvement n'est perçu est estimée entre $4,6.D_{ext}$ et $5,9.D_{ext}$. Elle est ramenée à $3,3.D_{ext}$ environ lorsqu'un lubrifiant est injecté dans l'espace annulaire. La zone d'influence est alors plus faible, du fait du rôle « support » de la surexcavation par le lubrifiant. Ces valeurs sont proches de la zone d'influence proposée par Dyer & al. correspondant à une distance de sécurité de $3.D_{ext}$ au-dessus et en-dessous du tunnel [DYER, 96]. Nos résultats sont donc moins optimistes. Toutefois il faut prendre quelques précautions quant à la dispersion de nos mesures et donc de ses résultats. Il faut rappeler aussi qu'il existe d'autres sources de perturbations du sol et des réseaux environnants telles qu'un marinage et/ou une pression en tête inadaptée, des mésalignements de la canalisation, une pression d'injection de lubrifiant trop élevée...

Nous n'avons pu utiliser, en vue d'une comparaison, les méthodes de prévision présentées au chapitre 4 et proposées par Sagaseta et Chapman puisque les paramètres de nos essais en laboratoire sortent du champ d'application des formules proposées. La méthode de Peck ne peut non plus être appliquée car elle ne s'applique pas aux mouvements horizontaux au niveau de l'axe du tuyau.

6.2. FROTTEMENT A L'INTERFACE SOL-STRUCTURE

Avec des tuyaux sans surcoupe, le frottement unitaire varie linéairement avec la profondeur équivalente. Par contre une faible surcoupe modifie fortement le comportement : le frottement unitaire est quasi nul pour de faibles profondeurs équivalentes, puis augmente linéairement avec la profondeur, les valeurs de frottement unitaire étant réduites de plus de 50%. Ce résultat montre que la surcoupe est l'un des paramètres de contrôle des efforts de poussée lors d'opérations de microtunnelage à travers les sols non-cohérents ; contrairement à la remarque de Stein & al. [STEI, 89] indiquant que la surcoupe dans ce type de sol sert plus à faciliter les corrections de guidage qu'à diminuer le frottement.

Il apparaît aussi que le coefficient de frottement apparent μ^* est plus influencé par la présence d'une surcoupe adaptée que par l'injection d'un lubrifiant dans l'espace annulaire créé par la surcoupe. Ceci est contraire à ce que l'on peut trouver sur les chantiers où l'utilisation de la boue bentonitique a démontré ses capacités à assurer un confinement et une stabilisation de l'excavation, à diminuer le coefficient de frottement à l'interface sol/canalisation de 45 à 90% [PELL, 00]. Il serait envisageable d'effectuer de nouveaux essais avec surcoupe et avec injection d'un produit associant les caractéristiques de la bentonite (cake imperméable et stabilisateur) et du polymère (super lubrifiant).

En moyenne, les valeurs de frottement unitaire dans le cas d'essais avec surcoupe sont de l'ordre de 1.1 à 1.35kPa sans injection et de l'ordre de 2.8 à 4.2kPa avec injection. Or les valeurs moyennes relevées in situ correspondant à la classe 6 des sols granulaires compacts (cas de notre étude), sont de 1,5 à 3kPa et avec lubrification de 4.7kPa, soit une bonne corrélation avec nos valeurs. Il faut toutefois noter qu'il y a augmentation du frottement unitaire in situ lorsqu'il y a lubrification uniquement pour cette classe de sol et que ces valeurs in situ se basent sur peu de données ; aussi sont-elles à prendre avec précaution.

L'étude de la loi locale de frottement permet de valider des méthodes, déjà utilisées avec succès pour les inclusions souples sollicitées en traction (type: géosynthétique), dans le cas des inclusions très rigides sollicitées en compression.

La loi de comportement locale en frottement déterminée analytiquement valide l'étude du frottement global. Ainsi il apparaît que le frottement unitaire est relié à la profondeur d'enfouissement selon une relation affine dont le coefficient directeur est compris entre 1.7 et 5 kPa/m. Cette loi de frottement local servira pour la simulation numérique tridimensionnelle prévue d'après les essais de fonçage avec surcoupe réalisés dans la chambre d'étalonnage et présentés dans ce mémoire.

6.3. SIMULATION NUMERIQUE DU DECONFINEMENT DU SOL, DU A LA SURCOUPE

La campagne de calculs numériques bidimensionnels a débouché sur la validation d'une méthode de simulation du déconfinement. Cette méthode, basée sur les observations expérimentales, considère une couronne de sable passant de l'état dense à l'état lâche autour du tuyau. Cette méthode, peu influencée par la donnée initiale de densité relative du sable lâche, est très dépendante du module d'Young affecté à la couronne déconfinée ainsi que du coefficient de pression des terres.

Cette étude pourra être complétée par le passage du 2D au 3D, permettant ainsi de prendre en compte les phénomènes tridimensionnels complexes liés au fonçage et au déconfinement.

Les calculs ainsi développés pourront être utilisés pour un calcul plus direct du frottement unitaire, sans prendre en compte les approches habituelles de calcul de type Terzaghi bien adaptées aux techniques en tranchée mais pas au microtunnelage.

Conclusions et Perspectives

L'amélioration des performances du microtunnelage passe par une bonne conception du projet ainsi qu'un dimensionnement adapté du système de fonçage. Les paramètres nécessaires à une telle réalisation concernent entre autres la résistance au frottement le long du train de tuyaux et la pression au front de taille, ces valeurs constituant la poussée totale à développer lors du fonçage. Une bonne prévision de ces données éviterait de plus d'engendrer des mouvements dans le massif de sol environnant. Or le sous-sol urbain est de plus en plus encombré, la connaissance des distances de sécurité à appliquer entre canalisations est devenue nécessaire.

Afin de pouvoir répondre à ces problèmes, un projet de recherche expérimental a été mis en œuvre. Il repose essentiellement sur des campagnes expérimentales réalisées dans un premier temps, en conditions réelles sur chantiers et dans un second temps, en conditions mieux maîtrisées en laboratoire.

La campagne d'observations sur chantiers de microtunnelage

Sept tronçons répartis sur trois chantiers ont ainsi fait l'objet d'un suivi expérimental. Ils viennent ainsi enrichir la base de données déjà existante. En effet, de par leurs caractéristiques, ils permettent d'élargir les domaines de connaissances balayées : la nature du sol (roche tendre, terrains argileux), la nature des tuyaux (grès vitrifié), la machine (Soltau), les diamètres foncés (jusqu'à 1275mm), les profondeurs du tracé (0,8 à 33m).

Les données recueillies font l'objet d'une analyse détaillée de la phénoménologie du procédé de fonçage, en particulier en terme de frottement à l'interface sol-canalisation et en terme de pression au front de taille.

A partir de la méthode graphique développée par Pellet [PELL, 97], les valeurs expérimentales de frottement dynamique unitaire, f , sont déterminées pour chaque chantier. Elles sont relativement faibles dans les sols raides à dominance argileuse (Barr, Genève), allant de 1,35 à 2,3kPa. Au contraire dans les sols à dominance sableuse et humide (Limoges) les valeurs augmentent fortement : de 1,8 à 17,2kPa, révélant notamment des phénomènes de resserrement du sable autour de la canalisation.

Une démarche de calcul du frottement dynamique unitaire est proposée dans ce mémoire. Elle se base sur les résultats présents dans la littérature. Le calcul suit une méthodologie simple considérant soit un sol cohérent soit non-cohérent, une excavation stable ou instable. Dans le cas d'une excavation stable elle prend en compte le déchargement du sol autour du tuyau entraînant, ou non, un contact sol/canalisation. Elle permet aussi de prendre en compte la présence d'une nappe phréatique ou

l'injection d'un lubrifiant dans l'espace annulaire. Cette démarche est alors confrontée à l'expérimentation in situ avec des résultats relativement probants, il reste toutefois à la valider avec d'autres données de chantiers de microtunnelage.

Une étude complémentaire vise à étudier la part induite par le désalignement du microtunnel ainsi que l'augmentation du frottement due aux interruptions du fonçage. Ces valeurs sont déterminées à partir des données expérimentales. Elles permettent aussi de valider les méthodes simples, de coefficients multiplicateurs, proposées dans la littérature. Cette analyse révèle l'importance d'un guidage contrôlé du microtunnelier respectant une déviation angulaire inférieure à $0,5^\circ$ entre les tuyaux.

La pression de contact au front de taille est déterminée à partir de la mesure de la poussée totale appliquée par les vérins sur les tuyaux et à partir de la valeur déterminée expérimentalement du frottement unitaire le long du microtunnel. L'interprétation des trois chantiers donne des valeurs de la pression au front de taille p_c de 0 à 500kPa environ pour les chantiers de Barr et de Genève et de 0 à 2000kPa pour le site de Limoges. Ce dernier cas montre la limite de cette interprétation. Ces fortes amplitudes ne relèvent pas seulement de la poussée en tête, mais de phénomènes parasites liés au microtunnelage et difficilement identifiables.

Les deux tronçons de Barr ont été le lieu de désordres dus au fonçage du microtunnel : soulèvement en surface et dégâts aux réseaux existants enterrés proches du tracé. Ce suivi expérimental permet d'identifier pour chaque problème rencontré une valeur limite critique de p_c . Les méthodes de détermination de la valeur de travail moyenne ou des valeurs limites de la pression au front de taille à appliquer ont alors été testées. Il ressort de cette confrontation que les estimations de la valeur moyenne de travail selon Iseki et la JSA sont validées par les données expérimentales. Pour les valeurs limites, la méthode en équilibre limite apparaît nettement plus adaptée que les méthodes selon l'analyse limite. Ces conclusions doivent bien sûr être validées par d'autres résultats expérimentaux. Toutefois une comparaison a été menée pour les valeurs de travail sur les deux autres chantiers, où aucun désordre n'a été observé. Elle conduit aux mêmes conclusions sur les méthodes de Iseki et JSA.

La campagne expérimentale de modélisation du fonçage en laboratoire

Les enseignements issus de l'étude phénoménologique en conditions réelles de chantiers de microtunnelage, conduisent au développement de la campagne expérimentale de modélisation du fonçage en laboratoire. Les objectifs de cette étude complémentaire sont d'étudier le frottement à l'interface sol/tuyau et les mouvements induits dans le massif de sol par le fonçage. Le sol utilisé est un sable fin sec de référence : le sable d'Hostun RF.

Une chambre de calibration de grandes dimensions intérieures ($1,1*1,1*2m^3$) a été équipée d'un bâti de poussée muni d'un vérin mécanique dont la vitesse est contrôlée, d'un système de pluviation pour une mise en place homogène et à densité prédéterminée du sable, d'un système d'injection de lubrifiant et d'un dispositif instrumental

conséquent. Le programme des essais réalisés permet d'étudier l'influence de la présence ou non de la surcoupe et de l'injection ou non d'un lubrifiant (boue bentonitique ou boue polymère) sur le frottement et les mouvements du sol.

L'influence de la présence d'une surcoupe sur la diminution du frottement et sur l'apparition de mouvements horizontaux en direction de la surexcavation créée, a bien été mise en évidence par les essais. Le frottement unitaire est réduit de plus de 50% avec un taux de surcoupe R^* de 0,055. Dans les conditions de nos essais (sable fin sec), l'injection de lubrifiant, quelque soit sa nature (boue bentonitique ou boue polymère), n'a pas entraîné de réduction notable sur la valeur du frottement contrairement aux observations sur chantiers. Néanmoins les produits injectés dans l'espace annulaire ont joué un rôle important de soutien de la surexcavation. Ils ont ainsi réduit les mouvements induits au massif de sol par le fonçage. Les distances de sécurité obtenues sont de l'ordre de 5 à $6.D_{ext}$ en présence de surcoupe non lubrifiée et de $3.D_{ext}$ en présence de surcoupe lubrifiée. Des essais complémentaires pourraient être réalisés afin d'étudier l'influence sur le frottement et les mouvements du taux de surcoupe R^* utilisé. De même, l'injection d'une boue mixte associant les caractéristiques de la bentonite (cake imperméable et stabilisateur) et du polymère (super lubrifiant) serait envisageable afin de tester les trois types de boues existantes.

La loi de comportement local déterminée à partir des essais sans surcoupe valide l'étude en frottement globale. Il apparaît ainsi que le frottement unitaire est relié à la hauteur de couverture selon une relation affine de coefficient directeur compris entre 1,7 et 5kPa/m. Cette étude a permis aussi de valider, dans le cas d'inclusions rigides à semi-rigides sollicitées en compression, des méthodes utilisées pour des inclusions souples sollicitées en traction,

Les simulations numériques bidimensionnelles entreprises en vue de modéliser le déconfinement induit par la surexcavation ont permis de développer deux méthodes. Une première en déplacement considère le resserrement d'une surexcavation autour d'un tuyau dont le centre ou le radier est fixé. La seconde méthode met en jeu une couronne de sable passant de l'état dense à l'état lâche autour du tuyau. La confrontation de ces calculs en frottement et en déplacements horizontaux aux résultats expérimentaux des essais avec surcoupe permet de valider uniquement la seconde méthode. Elle apparaît, néanmoins, dépendante du module d'Young affecté à la couronne déconfinée et du coefficient de pression des terres au repos. Une extension de cette étude 2D au 3D permettrait de prendre en compte l'aspect tridimensionnel et complexe du phénomène de déconfinement.

Références Bibliographiques

- [AFNO, 95] **AFNOR** *Prélèvement des sols et des roches*. Norme XP P 94-202.
- [AFTE, 82] **AFTES** *Texte des réflexions sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains*. Tunnels et Ouvrages Souterrains, juillet 1982. pp. 98-105.
- [AFTE, 98] **AFTES GT14** *Recommandations relatives à l'emploi des injections pour la réhabilitation d'ouvrages souterrains visitables*. Tunnels et Ouvrages Souterrains, mars/avril 1998, n°146, pp. 103-476.
- [ALAB, 98a] **AL ABRAM, I.** *Etude sur modèle réduit bidimensionnel du champ de déplacement induit par le creusement d'un tunnel à faible profondeur – Interaction avec les ouvrages existants*. Thèse, INSA de Lyon, URGC Géotechnique, septembre 1996, n°98ISAL0063, 268p.
- [ALAB, 98b] **AL ABRAM, I., MATHIEU, Ph. & KASTNER, R.** *Déplacements dans un modèle réduit bidimensionnel de creusement de tunnel, comparaison, mesures et calculs*. XVIème Rencontres de l'AUGC à Reims, « Les ouvrages dans leur environnement », 28–29 avril 1998, vol 2, pp.410-417.
- [AMAR, 91] **AMAR, S., CLARKE, B.G.F., GAMBIN, M.P. & ORR, T.L.L.** *Utilisation des résultats des essais pressiométriques pour le dimensionnement des fondations en Europe. 1^{ère} partie : Pressiomètre Ménard/Pressiomètre Autoforeur*, rapport du Comité Technique Régional Européen n°4 Pressiomètres, Comité Français de la Mécanique des Sols et des Fondations (eds), Rotterdam : Balkema, 1991, 37p, ISBN 9054101164.
- [ANAG, 94] **ANAGNOSTOU, G. & KOVARI, K.** *The face stability of slurry-shield-driven-tunnels*. Tunnelling and underground space technology, 1994, Vol. 9 n°2, pp. 165-174, ISBN 0886-7798/94.
- [ANAG, 96] **ANAGNOSTOU, G. & KOVARI, K.** *Face stability in slurry and EPB shield tunnelling in Geotechnical aspects of underground construction in soft ground*. Mair R.J. & Taylor R.N. (eds), Rotterdam : Balkema, 1996, pp.453-458, ISBN : 90-5410-856-8
- [ANHE, 92] **ANHEUSER, L.** *Elargissement du champ d'application des fonçages téléguidés en Allemagne*. Journées d'études sur les travaux sans tranchée du CEIFICI, Paris, 18-19 mars 1992. pp. 1-11.
- [API, 91] **API.** *Norme API specification 13A : Specification for drilling-fluid materials*. 4^{ème} édition, Washington : API, 1^{er} août 1991. pp. 20-21.

- [ASAN, 98] **ASANO, T. & TANAKA M.** *Technology for driving over long distances and curved routes using a slurry pressure balanced microtunneling system that can be used under severe work conditions and is environmentally friendly* in Proceedings International NO-DIG'98, Lausanne, 8-11 juin 1998, pp.93-105.
- [ATAL, 94] **ATALAH, A.L., BENNET, D. & ISELEY, T.** *Estimating the required jacking force.* Proceedings of North American NO-DIG'84. Dallas, avril 1994, Article D2. 24p.
- [ATKI, 77] **ATKINSON, J.H. & POTTS, D.M.** *Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil.* Géotechnique, 1977, 27, n°2, pp. 203-215.
- [ATKI, 81] **ATKINSON, J.H. & MAIR, R.J.** *Soil mechanics aspects of soft ground tunnelling.* Ground Engineering, 1981, Vol. 14, n°5, juillet, pp.20-26 & 38.
- [BAHL, 90] **BAHLOUL, F.** *Etude expérimentale de l'interaction sable-structure et comportement en extraction d'inclusions métalliques.* Thèse, INSA de Lyon, URGC Géotechnique, septembre 1990, n°90ISAL0067, 199p.
- [BELH, 99] **BEL HADJ ALI, N.** *Etude du comportement d'interface sol-structure en présence de lubrifiant.* mémoire de DEA, INSA de Lyon, URGC Géotechnique, juillet 1999, 76p.
- [BENN, 93a] **BENNET, D. & ISELEY, T.** *Microtunneling Tests at WES* in Proceedings NASTT No-Dig'93, San José, USA, 2-5 mai, 1993. pp. A2:1–A2:15.
- [BENN, 93b] **BENNET, D., NORRIS C. & ISELEY D.T.** *Microtunneling : preliminary results from testing performed under the CPAR Program.* in Proceedings Rapid Excavation and Tunneling Conference, Boston, Massachusetts, 13-17 juin, 1993, pp. 109-127.
- [BENN, 94] **BENNET, D., CORDING, E.J. & ISELEY T.** *Auger and slurry microtunnelling tests under controlled ground conditions : Trenchless technology.* Transportation research record, 1994, n°1431, pp 75-82.
- [BENN, 95] **BENNETT, R.D., GUICE, L.K., KHAN, S. & STAHELI, K.** *Guidelines for trenchless Technology : Cured-in-place pipe (CIPP), fold-and-formed pipe (FFP), mini-horizontal direction drilling (mini-HDD), and microtunneling.* Final Report CPAR-GL-95-2. U.S. Army Corps of Engineers, Washington, sept. 1995. 173p.
- [BESQ, 00] **BESQ, A., PHELIPOT, A., MONNET, P. & PANTET, A.** *Rhéologie des fluides de marinage lors d'opérations de microtunnelage.* Revue Française de Génie Civil, 2000, Vol.4, n°2/3, pp. 273-284.
- [BOLT, 86] **BOLTON, M.D.** *The strength and dilatancy of sands.* Géotechnique, 1986, Vol.36, n°1, pp. 65-78.

- [BOUR, 91] **BOURDEAU, Y., KASTNER, R., BOLLO-KAMARA, N. & BAHLOUL, F.** *Comportement en ancrage d'un géosynthétique enfoui dans un matériau bidimensionnel.* Archive of Hydrotechnics, 1991, Vol. XXXVIII, n°1/2, pp.117-130.
- [BOUR, 94] **BOURDEAU, Y. OGUNRO, V., LAREAL, P. & RIONDY, G.** *Use of strain gages for prediction of the soil-geotextile interaction during large-scale pullout tests.* Proc. 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Produces, sept. 1994, Singapore, pp. 451-456.
- [BOUR, 00] **BOURDEAU, Y.** *Influence de la lubrification dans le comportement d'interface sol-tuyaux.* Rapport Technique n°, Etude n°, Projet National « Microtunnels », Montreuil, France : F.S.T.T. 2000, (en cours d'impression).
- [BRIS, 92] **BRISTOW, N.A.** A variable diameter microtunneling system. *No Trenches in Town.* Henry J.P. & Mermet M. (eds), Rotterdam : A.A. Balkema, 1992. pp. 3-6. ISBN 9054100850
- [BROE, 98] **BROERE, W.** Face stability calculation for a slurry shield in heterogeneous soft soils. *Tunnels and metropolises.* Negro A. & Ferreira A. (eds), Rotterdam : A.A. Balkema, 1998, Vol. 1, pp.215-218, ISBN 905410936X.
- [BROM, 67] **BROMS, B.B. & BENNERMARK, H.** *Stability of clay at vertical openings.* Journal Soil Mechanics Foundations Div. ASCE, 1967, 93, n°SM1, pp.71-94.
- [BUST, 81] **BUSTAMANTE, M. & GIANESELLI, L.** *Portance réelle et portance calculée des pieux isolés sollicités verticalement.* Règles pressiométriques RFG n°16, Paris : Presses de l'ENPC, 1991.
- [BUST, 91] **BUSTAMANTE, T., FRANCK, . & CHRISTOULAS, S.** *Evaluation de quelques méthodes de calcul des pieux forés.* RFG n°54, Paris : Presses de l'ENPC, 1991.
- [CANO, 94] **CANO, J., DUPLA, J.C., FRANCIS, R., De LAURE E. & BELMONT, G.** *Mise au point du dispositif d'essai en chambre d'étalonnage.* ENPC-CERMES, La courtine Noisy-le-Grand, Rapport interne n° FO/93/13, décembre 1994. 24p.
- [CART, 83] **CARTIER, G. & GIGAN, J.P.** *Experiments and observations on soil nailing structures.* Proc. 8th ECSMFE, Helsinki, 1983, Vol.2, pp. 473-476.
- [CHAM, 89] **CHAMBON, P. & CORTE, J.F.** Stabilité du front de taille d'un tunnel faiblement enterré : modélisation en centrifugeuse. *Tunnels et micro-tunnels en terrain meuble : du chantier à la théorie.* Presses des Ponts et Chaussées, Paris, 1989, actes du colloques à Paris du 7 au 10/02/89, pp. 307-315, ISBN 2859781234

- [CHAP, 91] **CHAPEAU, C.** *Auscultation du sol pendant le creusement.* Tunnels et Ouvrages Souterrains, 1991, n°107, sept-oct., pp.235-245.
- [CHAP, 92] **CHAPMAN, D.N.** *Ground movements associated with trenchless pipelaying operations.* Thèse à Loughborough University of Technology (GB), sept. 1992, 238p.
- [CHAP, 96a] **CHAPMAN, D.N.** Ground movements associated with pipejacking operations in *Geotechnical aspects of underground construction in soft ground.* Mair R.J. & Taylor R.N. (eds), Rotterdam : A.A. Balkema, 1996, pp.665-670, ISBN : 9054108568
- [CHAP, 96b] **CHAPMAN, D. & ROGERS, C.** *Understanding and predicting ground behaviour associated with trenchless operations.* Proc. of 14th Int. ISTT No-Dig'96, New Orleans, avril 1996, pp.502-518.
- [CHAP, 99] **CHAPMAN, D.N.** *A graphical method for predicting ground movements from pipe-jacking.* Proc. Instn. Civ. Engrs. Geotech. Engng., 1999, Vol.137, avril, pp.87-96.
- [CLOU, 91] **Clouterre.** Paris : Presses Ponts & chaussées, 1991, 268p, ISBN 2859781706.
- [COLL, 96] **COLLER, P., STAHELI, K., BENNETT, D. & POST, R.** *A review of jacking forces by both theoretical and empirical methods as compared with 20 years of practical experience.* Proceedings International ISTT NO-DIG'96, Nouvelle-Orléans, avril 1996, pp.126-150.
- [DAVI, 80] **DAVIS, E.H., GUNN, M.J., MAIR, R.J. & SENEVIRATNE, H.N.** *The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material* Géotechnique, 1980, 30, n°4, pp.397-416.
- [DELA, 89] **DELAGE, P. PETIT, G. & De LAURE, E.** *Interaction sol-clou : étude à la boîte de cisaillement.* Rapport du CERMES-ENPC, décembre 1989. 90p.
- [DELO, 96] **DELORME, P.** *Analyse et améliorations de la technique du forage dirigé pour la pose de canalisations en polyéthylène.* Thèse Génie Civil et Minier : Institut National Polytechnique de Lorraine, 1996. 162p.
- [DEMO, 91] **DE MOOR, E.K. & TAYLOR, R.N.** *Ground response to construction of a sewer tunnel in very soft ground.* 10th Proceedings : 1991 rapid excavation and tunneling conference, Seattle, Washington, 16-20 juin 1991, pp.43-54, ISBN 0873351010
- [DIAS, 98] **DIAS, D. & BOURDEAU, Y.** *Etude phénoménologique du comportement en ancrage de boulons scellés au coulis.* Proc. 8th Congrès de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement, septembre 1998, Vancouver, pp. 3693-3700, ISBN 9054109904.

- [DIAS, 99] **DIAS, D.** *Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage – Etude numérique et application à un cas réel en site urbain.* Thèse, INSA de Lyon, URGC Géotechnique, décembre 1999, n°99ISAL0097, 320p.
- [DTU, 83] **DTU 13.2** *Calcul des fondations profondes soumises à charge axiale.* Paris: CSTB, chapitre 11, septembre 1983, cahier n°1877, 7^{ème} édition avril 1987, 110p.
- [DYER, 96] **DYER, M.R., HUTCHINSON, M.T. & EVANS, N.** Sudden valley sewer : a case history in *Geotechnical aspects of underground construction in soft ground.* Mair R.J. & Taylor R.N. (eds), Rotterdam : A.A. Balkema, 1996, pp.671-676, ISBN : 9054108568
- [ESFE, 99] **ESFEHANI, M.** *Etude de la stabilité et du tassement engendré lors du creusement d'un tunnel sans pressurisation. Approches expérimentale et numérique.* Thèse Génie Civil, ENTPE, déc 1999, n°99ISAL0106, 286p.
- [FLAV, 90] **FLAVIGNY, E., DESRUES, J. & PALAYER, B.** *Note technique : le sable d'Hostun « RF ».* Revue française géotechnique, 1990, n°53, octobre, pp. 67-70.
- [FRAN, 82] **FRANCK & ZHAO.** *Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans les sols fins.* Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, 1982, n°119, réf. 2 712, pp.17-24
- [FRET, 95] **FRETTI, C., PEDRONI, S. & Lo PRESTI, D.C.F.** *A pluvial deposition method to reconstitute well-graded sands specimens.* Geotechnical testing journal, 1995, Vol. 18, n°2, juin, pp. 292-298.
- [FSTT, 93] **French Society for Trenchless Technology (Eds)** *Le Projet National MICROTUNNELS – Document de présentation.* France, Janvier 1993. 47p.
- [GAY, 00] **GAY, O.** *Modélisation physique et numérique de l'action d'un glissement lent sur des fondations d'ouvrages d'art.* Thèse mécanique, Univ. Joseph Fourier, Laboratoire 3S, Grenoble, 29 juin 2000, 291p.
- [GUIL, 92] **GUILLOUX, A. & LEGAZ, C.** *Synthesis of microtunnelling projects in the « Val de Marne ». No Trenches in Town.* Henry J.P. & Mermet M. (eds), Rotterdam : A.A. Balkema, 1992, pp. 151-157, ISBN 9054100850.
- [HAID, 98] **HAIDER, S.** *Interaction sol-structure par essais de frottement.* DEA :INSA de Lyon, URGC géotechnique, septembre 1998. 80p.
- [HASL, 86] **HASLEM, R.F.** *Pipe-jacking forces :from practice to theory.* Infrastructure Renovation and Waste Control : International Centenary Conference, avril 1986, Manchester.

- [KIMU, 81] **KIMURA, T. & MAIR, R.J.** *Centrifugal testing of model tunnels in soft clay.* 10th Int. Conf. on soil mechanics and foundation, 1981, Vol.1, pp.319-322.
- [KRAM, 92] **KRAMER, S.R., McDONALD, W.J. & THOMSON, J.C.** *An introduction to trenchless technology.* New-York : Chapman & Hall, 1992, 223p, ISBN 0-442-00232-7.
- [LANC,96] **LANCELOT, L., SHAROUR, I. & AI MAHMOUD, M.** *Comportement du sable d'Hostun sous faibles contraintes.* Revue française de géotechnique, 1996, n° 74, 1^{er} trim., pp. 63-74.
- [LARE, 95] **LAREAL, P., BOULEBNANE, A. & GARNIER, J.** *Détermination expérimentale du coefficient K_o – Méthode d'essai en laboratoire.* 11^{ème} Conférence Européenne ECSMFE, Copenhague, 1995, pp.143-148.
- [LAUR, 94] **LAURITZEN, R., SANDE, O., SLATTEN, A.** *Europipe landfall tunnel.* Proceedings of International ISTT NO-DIG'94, Copenhague, avril 1994, Article G2. 10p.
- [LEBL, 95] **LEBLAIS, Y., ANDRE, D., CHAPEAU, C. & al.** *Tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain - AFTES – GT n°16.* Tunnels et Ouvrages Souterrains, 1995, n°132, nov-déc., pp.373-395.
- [LECA, 88] **LECA, E. & PANET, M.** *Application du calcul à la rupture à la stabilité du front de taille d'un tunnel.* Revue française de géotechnique, 1998, n°43, avril, pp.5-19.
- [LECA, 90] **LECA, E. & DORMIEUX, L.** *Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material.* Géotechnique, 1990, Vol. 40 n°4, pp.581-606.
- [LEON, 68] **LEONARDS, G.A.** *Les Fondations.* Paris : Dunod. 1107p.
- [LERO, 83] **LEROUEIL, S., TAVENAS, F. & Le BIHAN J.-P.** *Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada.* Canadian Geotechnical Journal, 1983, Vol.20, pp.681-705.
- [LEVA, 94] **LEVACHER, D., GARNIER, J. & CHAMBON, P.** *Reconstitution d'éprouvettes de sable – Appareils de pluviation.* Revue Française de Géotechnique, 1994, n°68, 3^{ème} trim., pp.49-56.
- [MANA, 98] **MANABE, T., SATO, M., AWATA, T. & MATSUMOTO M.** *Automatic direction control technique for press-in type small diameter tunneling machine.* Proceedings International NO-DIG'98, Lausanne, 8-11 juin 1998, pp.83-92.
- [MAIR, 93a] **MAIR, R.J. & TAYLOR, R.N.** Prediction of clay behaviour around tunnels using plasticity solutions in *Predictive soil mechanics*, Wroth P., Houslby, G.T. ... (eds), London : Thomas Telford, 1993, pp.449-463, ISBN 0727719165.

- [MAIR, 93b] **MAIR, R.J., TAYLOR, R.N. & BRACEGIRDLE, A.** *Subsurface settlement profiles above tunnels in clays*. Geotechnique, 1993, Vol.43 n°2, pp.315-320.
- [MAIR, 96] **MAIR, R.J., TAYLOR, R.N. & BURLAND, J.B.** Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling in *Geotechnical aspects of underground construction in soft ground*. Mair R.J. & Taylor R.N. (eds), Rotterdam : A.A. Balkema, 1996, pp.713-718, ISBN : 9054108568.
- [MAIR, 98] **MAIR, R.J.** Geotechnical aspects of design criteria for bored tunnelling in soft ground *Tunnels and metropolises*. Negro A. & Ferreira A. (eds), Rotterdam : A.A. Balkema, 1998, Vol. 1, pp.183-199, ISBN 905410936X.
- [MARS, 96a] **MARSHALL, M. & MILLIGAN, G.** *A case study of an instrumented microtunnel in fine sand*. 14th International Conference I.S.T.T. NO-DIG'96, Nouvelle-Orléans, 1996, pp.151-169.
- [MARS, 96b] **MARSHALL, M.A., MILLIGAN, G.W.E. & MAIR, R.J.** Movements and stress changes in London clay due to the construction of a pipe jack in *Geotechnical aspects of underground construction in soft ground*. Mair R.J. & Taylor R.N. (eds), Rotterdam : A.A. Balkema, 1996, pp.719-724, ISBN : 9054108568.
- [MILL, 89] **MILLIGAN, G.W.E. & RIPLEY, K.J.** *Packing material in jacked pipe joints*. 4th International ISTT No-Dig'89, Londres, 1989, avril, pp.39-48, ISBN 0727715674.
- [MILL, 95] **MILLIGAN, G.W.E. & NORRIS, P.** *Pipe jacking research results and recommendations*. London : Pipe Jacking Association, 1995. 18p.
- [MILL, 96] **MILLIGAN, G.W.E. & NORRIS, P.** *Site-based research in pipe jacking-objectives, procedures and a case history*. Trenchless Technology Research, 1996, Vol. 11, n°1, pp.3-24.
- [MILL, 98] **MILLIGAN, G.W.E. & MARSHALL M.** *The influence of lubrication on jacking loads from six monitored pipe jacks*. Proceedings 16th International ISTT NO-DIG'98, Lausanne, juin 1998. pp. 117-126.
- [MILL, 99] **MILLIGAN, G.W.E. & NORRIS, P.** *Pipe soil interaction during pipe jacking*. Proc. Instn Civ. Engrs Geotech. Engng, 1999, n°137, janv., pp.27-44.
- [MONF, 94] **MONFRONT, L., DUTRUEL, F., GAILLY, D., HENRI, P. & JOUSSIN, J.-M.** *Etat de l'art et recommandations pour le dimensionnement des tuyaux pour microtunnelage*. Cahiers Techniques n°2, Projet National « Microtunnels », Montreuil, France : FSTT, Paris, sept. 1994, 18p.

- [NAD, 87] **NAD, N.S. & TUMAY, M.T.** *Factors affecting sand specimen preparation by raining.* Geotechnical testing journal. GTJODJ, 1987, Vol. 10, n°1, mars, pp. 31-37.
- [NORR, 92] **NORRIS, P.** *The behaviour of jacked concrete pipes during site installation.* Thèse, University of Oxford, 1992, p.
- [NICO, 93] **NICOLAS, L.** *Les boues et fluides de forage utilisés en tunnelier et autres techniques sans tranchées,* PFE, URGC Géotechnique de l'INSA de Lyon, 1993, 112 p.
- [O'REI, 87] **O'REILLY, M.P. & ROGERS, C.D.F.** *Pipe jacking forces.* Proceedings of International Conference on Foundations and Tunnels (Forde M.C.(ed.)), Edingurgh, 1987, Vol. 2, pp.201.208.
- [OUVR, 94a] **OUVRY, J.F., COLAS, B. & KASTNER, R.** *Estimates of lateral soil-pipe friction following geotechnical tests and comparison of results with a monitored microtunnel operation in fine-grained sand.* Proceedings of North American NO-DIG'94, Dallas, avril 1994, Article G3. 13p.
- [OUVR, 94b] **OUVRY, J.F.** *Frottement entre sol et tubes poussés à l'arrière des microtunneliers ; Etude bibliographique et expérimentation sur chantier.* Rapport Technique n°3, Projet National « Microtunnels », Montreuil, France : F.S.T.T., mai 1994. 66p.
- [OUVR, 95] **OUVRY, J.F. & GAILLARD, C.** *Suivi léger des chantiers de microtunnelier au Projet National.* Rapport Technique n°9, Projet National « Microtunnels », Montreuil, France : F.S.T.T., sept. 1995, 78p.
- [OUVR, 98] **OUVRY, J.F. & NAVA, S.** *Suivi léger des chantiers de microtunneliers.* Rapport Technique n°20, Etude n°101, Projet National « Microtunnels », Montreuil, France : F.S.T.T., juin 1998, 127p.
- [PANT, 91] **PANTET, A.** *Creusement de galeries à faible profondeur à l'aide d'un tunnelier à pression de boue. Mesures « in-situ » et étude théorique du champ de déplacements.* Thèse Génie Civil : INSA Institut National des Sciences Appliquées, URGC Géotechnique, Lyon, déc. 1991, n°91ISAL0088. 376p.
- [PANT, 99] **PANTET, A., MONNET, P. & DUDOIGNON** *De l'intérêt de caractériser les boues de bentonite.* Tunnels et ouvrages souterrains, 1999, n°151, jan/fév, pp. 33-38.
- [PARK, 97] **PARK, H.-S.** *Mise en place de canalisation par microtunnelage Interaction en frottement sol-canalisation.* Thèse Génie Civil : INSA Institut National des Sciences Appliquées, URGC Géotechnique, Lyon, sept. 1997, n°97ISAL0078. 227p.

- [PASS, 91] **PASSALACQUA, R.** *A sans-spreader used for the reconstitution of granular soil models.* Soils and Foundations, 1991, Vol. 31, n°2, juin, pp. 175-180.
- [PECK, 69] **PECK, R.** *Deep excavations and tunneling in soft ground.* Proceedings of 7th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico city, Rotterdam : A.A. Balkema, State of the art volume, 1969, pp.225-290.
- [PELL, 94] **PELLET, A.-L. & KASTNER, R.** *Expérimentation de la Vallée aux Loups in Projet National Microtunnel.* Rapport de Synthèse n°1, Projet National « Microtunnels », Montreuil, France : F.S.T.T., avril 1994, 17p.
- [PELL, 96] **PELLET, A.-L. & KASTNER, R.** *Chantier de Montmorency : suivi expérimental de deux tronçons.* Rapport de Synthèse n°14, Projet National « Microtunnels », Montreuil, France : F.S.T.T., octobre 1996, 39p.
- [PELL, 97] **PELLET, A.-L.** *Analyse des interactions sol-canalisation et sol-machine pour la pose de conduites par microtunnelage.* Thèse Génie Civil : INSA Institut National des Sciences Appliquées, URGC Géotechnique, Lyon, déc. 1997, n° 97ISAL0128. 250p.
- [PELL, 00] **PELLET-BEAUCOUR, A.-L., PHELIPOT, A. & KASTNER, R.** *Experimental study of the influence of lubricant slurry, bentonic clay or polymer, on the soil-pipe interaction during the laying of pipes by a trenchless tecnology : the microtunneling.* 9th International Conference Mecanics and Technology of Composite Materials, Sofia, Bulgarie, 11-14 sept. 2000, 6p.
- [PHEL, 98a] **PHELIPOT, A. & KASTNER, R.** *Microtunneling site in clay :slurry problems, effect on existing work.* 16th International ISTT NO-DIG'98, Lausanne, Suisse, 8-11 juin 1998, p 393-402.
- [PHEL, 98b] **PHELIPOT, A. & KASTNER, R.** *Opérations de microtunnelage dans le centre d'une ville médiévale.* XVIème Rencontres de l'AUGC à Reims, « Les ouvrages dans leur environnement », 28-29 avril 1998, vol 2, pp.418-425.
- [PHEL, 99a] **PHELIPOT, A. & KASTNER, R.** *Specific monitorings and analyse in friction term on two job-sites : Limoges (France) and Geneva (Switzerland).* 17th International ISTT NO-DIG'99, Budapest, Hongrie, 11-13 oct. 1999, pp. 59-68.
- [PHEL, 99b] **PHELIPOT, A. & KASTNER, R.** *Etude en chambre de calibration, Interaction sol-canalisation lors d'opérations de microtunnelage.* XVII^{ème} Rencontres de l'AUGC à Poitiers, « Des matériaux à l'ouvrage », 6-7 mai 1999, vol II, p 317-324.

- [PHEL, 00a] **PHELIPOT, A., KASTNER, R. & BOURDEAU, Y.** *Interprétation des essais de traction sur des tuyaux en Polyéthylène dans une chambre de calibration de grande dimensions.* Rapport Technique n°22, Etude n°23, Projet National « Microtunnels », Montreuil, France : F.S.T.T., 31p (en cours d'impression, 1999)
- [PHEL, 00b] **PHELIPOT, A. & KASTNER, R.** *Suivi expérimental du chantier de microtunnelage à Barr en Alsace.* Rapport de Synthèse n°22, Etude n°108, Projet National « Microtunnels », Montreuil, France : F.S.T.T., 21p. (en cours d'impression, 1999)
- [PHEL, 00c] **PHELIPOT, A. & KASTNER, R.** *Suivi expérimental du chantier de microtunnelage à Limoges.* Rapport de Synthèse n°24, Etude n°109, Projet National « Microtunnels », Montreuil, France : F.S.T.T., 47p. (en cours d'impression, 2000)
- [PHEL, 00d] **PHELIPOT, A. & KASTNER, R.** *Suivi expérimental du chantier de microtunnelage à Genève.* Rapport de Synthèse n°26, Etude n°118, Projet National « Microtunnels », Montreuil, France : F.S.T.T., 30p. (en cours d'impression, 2000)
- [PHEL, 00e] **PHELIPOT, A. & KASTNER, R.** *Interaction sol-canalisation lors d'opérations de microtunnelage - Etude en chambre de calibration.* Revue Française de Génie Civil, 2000, Vol. 4 n°2/3, pp.339-352.
- [PHIL, 97] **PHILIPPONNAT, G. & HUBERT, B.** *Fondations et ouvrages en terre.* Paris : Eyrolles, 1997, 548p, ISBN 221207218X.
- [QUEB, 96] **QUEBAUD, S.** *Contribution à l'étude du percement de galeries par boucliers à pression de terre : amélioration du creusement par l'utilisation des produits moussants.* Thèse Génie Civil : Université des Sciences et Technologies de Lille, Laboratoire de mécanique, Lille, 1996. 134p.
- [RAIN, 96] **RAINES, G.L.** *Nimitz highway relief sewer : a value engineered microtunnel alternative – Honolulu, Hawaiï.* Proc. of 14th Int. ISTT No-Dig'96, New Orleans, avril 1996, pp.349-360.
- [REGE, 99] **REGENASS, P.** *Approche cinématique de l'analyse limite au calcul de la butée tridimensionnelle et de la charge limite de plaque d'ancrage superficielle.* Thèse Génie Civil : LERGEC Université Strasbourg & ENSAIS, 1999, 263p.
- [RING, 98] **RINGEN, A.R. & RAINES, G.L.** *Ground improvement for microtunneling – pipe jacking applications.* NASTT, No-Dig'98, Albuquerque, 5-8 avril 1998, pp.274-293.

- [RIPP, 90] **RIPPLEY, K. & NORRIS, P.** *Pipejacking*. Proceedings of Soft ground Tunneling, Comett Seminar, 10-12 juillet 1990, ICE/BTS.
- [ROGE, 89] **ROGERS, C.D.F., O'Reilly, M.P. & ATKIN, R.** *Pipe jacking beneath Burnham-on-sea : a case history*. Proc. of the 2nd Int. Conf. on Foundations and Tunnels'89, Londres, 1989, septembre, pp.51-56, ISBN 0947644093.
- [ROGE, 91] **ROGERS, C.D.F. & O'Reilly M.P.** *Ground movements associated with pipe installation and tunnelling*. Proc. of 10th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, mai 1991, pp.907-910.
- [ROGE, 92] **ROGERS, C.D.F. & YONAN, S.J.S.** *Experimental study of a jacked pipeline in sand*. Tunnels & Tunnelling, 1992, juin, pp.35-38.
- [ROGE, 98] **ROGERS, C.D.F. & CHAPMAN, D.N.** *Analytical modelling of ground movements associated with trenchless pipelaying operations*. Proc. Instn. Civ. Engrs. Geotech. Engng., 1998, n°131, octobre, pp.210-222.
- [SCHL, 81] **SCHLOSSER, F. & GUILLOUX, A.** *Le frottement dans le renforcement des sols*. Revue Française de Géotechnique, 1981, n°16, août, pp. 65-77.
- [SHAH, 95] **SHAHROUR, I., KASDI, A. & ABRIAK, N.** *Utilisation de l'essai pressiométrique pour la détermination des propriétés mécaniques des sables obéissant au critère de Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement associée*. Revue Française de Géotechnique, 1995, n°73, 4^{ème} trim., pp. 27-33.
- [SHIM, 98a] **SHIMADA, H., KUBOTA, S. & MATSUI, K.** *A new method for the construction of small-diameter tunnels using pipe-jacking*. Proceedings of Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering, Taipei, Taiwan, 1998, 20-22 novembre, pp. 337-342.
- [SHIM, 98b] **SHIMADA, H., KUBOTA, S. & MATSUI, K.** *Shallow tunnel drivage using pipe-jacking - Seepage behavior of mud slurry around pipes*. International Conference on Geomechanics/Ground Control in Mining and Underground Construction, Wollongong, Australia, 1998, 14-17 juillet, Vol. 2, pp. 803-811.

- [STAH, 92] **STAHALI, K., YOUNG, D.J. & KLEIN, S.J.** *Microtunneling Using an Innovative Oversized Shield*. Proceedings of North America NO-DIG'95, Toronto, mai 1995, Article 1A-2. 13p.
- [STEI, 89] **STEIN, D., MÖLLERS, K. & BIELECKI, R.** *Microtunneling :Installation and Renewal of nonman-size supply and sewage lines by the trenchless construction method*. Berlin : Ernst, 1989, 352p, ISBN 3433012016.
- [SWEE, 90] **SWEENEY, B.P. & CLOUGH G.W.** *Design of a large calibration chamber*. Geotechnical testing journal, 1990, vol. 13, n°1, mars, pp.36-44.
- [TAKA, 92] **TAKATSU, T., TAKEDA, H. & SUGIYAMA, A.** Une contribution pour un système de contrôle flou pour micro-tunnelier Introduction sur machine, d'un contrôle asservi. *No Trenches in Town*. Henry J.P. & Mermet M. (eds), Rotterdam : A.A. Balkema, 1992, pp. 39-46, ISBN 9054100850.
- [TERN, 99] **TERNET, O.** *Reconstitution et caractérisation des massifs de sable : application aux essais en centrifugeuse et en chambre de calibration*. Thèse Génie Civil, Univ. de Caen/Basse Normandie, 17 déc. 1999.
- [TERZ, 51] **TERZAGHI, K.** *Mécanique des sols*. Paris : Dunod, 1951, pp.188-474.
- [THOM, 93] **THOMSON, J.** *Pipejacking and microtunnelling*, Thomson J.C. (ed), London : Blackie Academic & Professional (1st ed), 1993, 273p, ISBN 0751401021.
- [van K, 92] **van KESTEREN, W.G.M. & BISSCHOP, F.** The excavation behaviour of soils in trenchless tunnelling techniques. *No trenches in town*. Henry & Mermet (eds). A.A. Balkema, Rotterdam, 1992, pp.7-10, ISBN 9054100850.
- [VARR, 96] **VARRIER, E.** *Du pro « grès » allemand*. Réseaux, 1996, n°37, p35.
- [WORK, 94] **Working Group n°3** *Microtunneling jacking force*. Japan : Japan Society of Trenchless Technology, mai 1994, 96p.

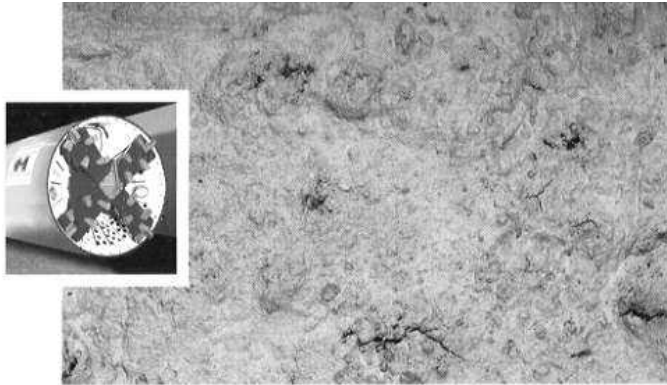
Brochures commerciales : Iseki, Bonna, Steinzeug, Decon, Markham, Herrenknecht, SFBD, JF-Tech, Hobas.

Sommaire des Annexes

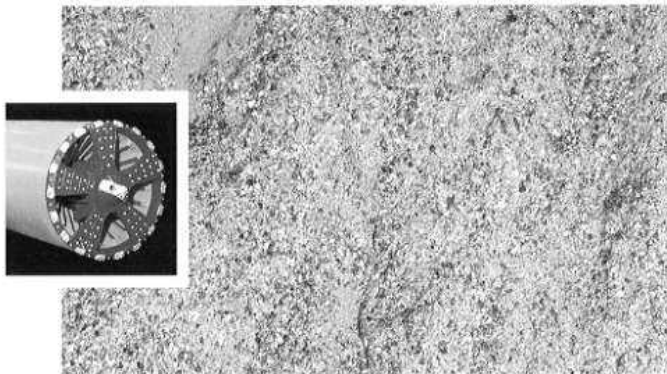
1- Adaptabilité des roues de coupe à la nature du sol	271
2- Outil d'aide à la décision en vue du guidage du microtunnelier	273
3- Classification du sol	275
4- Approche théorique du frottement unitaire	277
5- Diminution du frottement grâce à la lubrification	279
6- Calcul simple du frottement supplémentaire induit par le mésalignement des tuyaux foncés	281
7- Synthèse des suivis instrumentés de la PJA	283
8- Description du site expérimental du programme CPAR	285
9- Synthèse des suivis par enquête - F.S.T.T.	287
10- Quelques photos présentant les éléments du dispositif expérimental	291
11- Le pluviateur	293
12- Fiches techniques des lubrifiants utilisés : Tunlub et bentonite C Forage-V	297
13- Protocole de l'essai au filtre presse	299
14- Système d'injection du lubrifiant	301
15- Historique des essais à la chambre de calibration	303
16- Instrumentation de la chambre de calibration	321
17- Protocoles de pluviation - fonçage – lubrification	323

ANNEXE 1

ADAPTABILITE DES ROUES DE COUPE A LA NATURE DU SOL



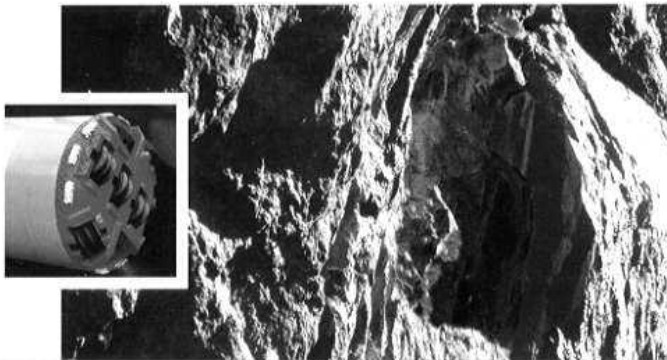
Sol argileux



Sol sableux



Sol mixte, argilo graveleux

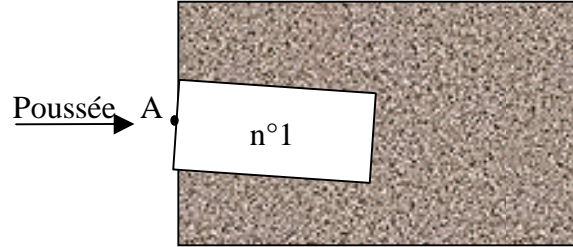


Roche

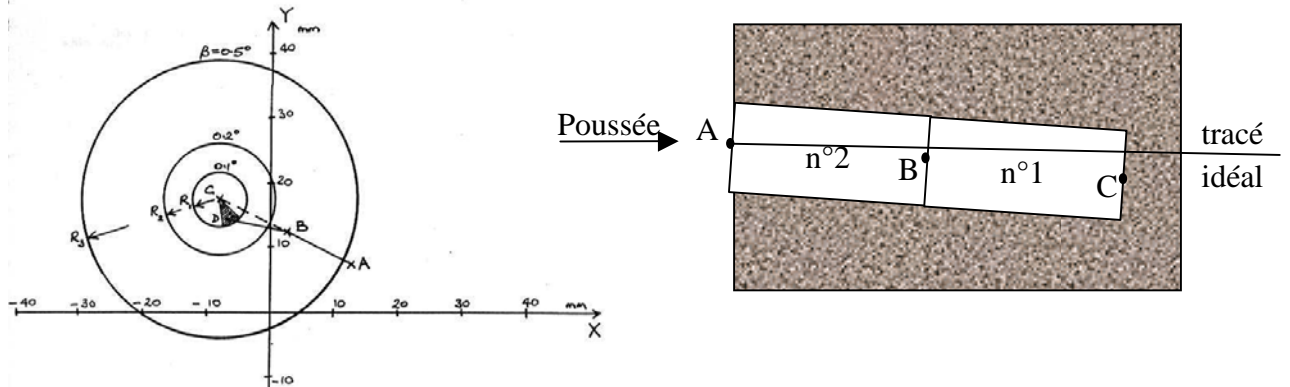
ANNEXE 2
OUTIL D'AIDE A LA DECISION EN VUE DU GUIDAGE DU MICROTUNNELIER

selon milligan & norris [MILL, 95]

On est dans la configuration suivante : la machine est foncée et présente des écarts de trajectoire de V_A en vertical et H_A en horizontal. A est le point situé au début du microtunnel.

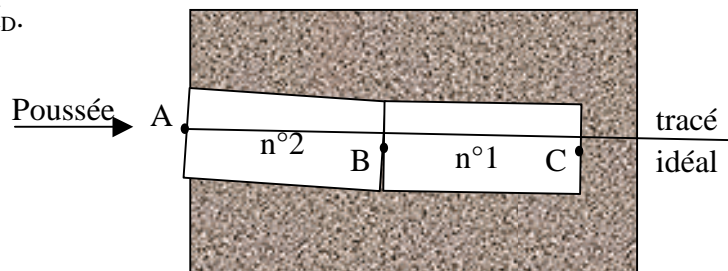


Ensuite on va venir fonder un deuxième élément. La mire est maintenant au point B, et les écarts sont de V_B et H_B . L'élément n°2 est à la place du n°1, avec pour limite les points A et B. Si le pilote ne fait pas de correction, l'élément n°1 continuera selon le même alignement avec un angle de déviation $\beta=0^\circ$ avec l'élément n°2. On aura alors en C, point situé au bout du n°2, des écarts de trajectoire tels que : $H_C-H_B=H_B-H_A$ et $V_C-V_B=V_B-V_A$, selon les deux figures suivantes :



Or le pilote ne doit pas laisser l'écart de trajectoire évoluer. Il va donc corriger les erreurs avant de pousser le tuyau n°2, de manière à revenir vers des écarts H et V nuls, tout en s'imposant un angle de déviation β inférieur à 0.1° . C'est à dire qu'il devra faire en sorte que le point C soit à l'intérieur du cercle de centre C et de rayon $R=1.\beta$, avec β en radians et l la longueur du tuyau en m, (soit $R=43.6.\beta$ avec β en degré et $l=2.5m$) ; et plus précisément que C soit dans la zone hachurée, par exemple en D. Les corrections à apporter sont en vertical de V_C-V_D et en horizontal de H_C-H_D .

Et ainsi de suite.



ANNEXE 3
CLASSIFICATION DES SOLS

1. Classification des sols et valeurs moyennes indicatives [OUVR, 94a]

Classe n°	1	2	3	4	5	6
γ_h kN/m ³	17	18	19	19	20	20
q_c MPa	1	3	3	10	8	18
p_l MPa	0.3	0.6	1	1.5	2.5	3
c_u MPa	20	0	40	0	75	0
ϕ_u (°)	0	30	5	34	10	38
c' kPa	10	0	20	0	25	0
ϕ' (°)	17	30	20	34	25	38
μ (-)	0.20	0.29	0.25	0.34	0.29	0.39
δ (°)	11	16	14	19	16	22

- Classe 1 : Sol cohérent tendre (argile et limon tendres) et craie altérée
 Classe 2 : Sol granulaire lâche
 Classe 3 : Sol cohérent légèrement raide et craie tendre
 Classe 4 : Sol granulaire légèrement compact
 Classe 5 : Sol cohérent raide à très raide (marne et argile dure)
 Classe 6 : Sol granulaire compact

- γ_h : Poids volumique humide
 q_c : Résistance au pic au pénétromètre statique
 p_l : Pression limite au pressiomètre
 c_u : Cohésion non-drainée (caractéristique à court terme)
 ϕ_u : Angle de frottement à court terme
 c' : Cohésion à long terme
 ϕ' : Angle de frottement à long terme
 μ : Coefficient de frottement sol/structure
 δ : Angle de frottement sol/structure

2. La cohésion non-drainée, c_u

Pour déterminer la valeur de N des sols cohérents, TERZAGHI et PECK (en 1948 et 1968) proposent des corrélations entre la cohésion non-drainée et le nombre de coups, N au SPT.

N	consistance	C_u , kN/m ²
< 2	très tendre	< 27
2 à 4	tendre	27 à 55
4 à 8	moyen	55 à 110
8 à 15	raide	110 à 220
15 à 30	très raide	220 à 440
> 30	dur	> 440

$p_l^* < 300$ kPa

$$C_u = \frac{p_l^*}{5.5}$$

$p_l^* > 300$ kPa

$$C_u = \frac{p_l^*}{10} + 25$$

La cohésion non drainée c_u est calculée d'après les caractéristiques pressiométriques du sol cohérent et selon les formules suivantes établies par AMAR & JEZEQUEL, cités par AMAR & al.[AMAR, 91].

ANNEXE 4
APPROCHE THEORIQUE DU FROTTEMENT UNITAIRE

De nombreux auteurs proposent des relations calculant le frottement unitaire f en fonction des caractéristiques du sol et des caractéristiques du projet de microtunnelage (ou du projet de pose en tranchée) [STEI, 89], [PARK, 97].

Auteur	Formule et description des paramètres
Helm (1964)	$f = \mu \cdot \gamma \cdot h \cdot \frac{K_a + 1}{2}$
Paul (1974)	$F = \mu \cdot L \cdot [2 \cdot \gamma \cdot D_{\text{ext}} \cdot h \cdot (1 + K_a) + W]$ kN avec W le poids des tuyaux kN/ml
Hahn (1977)	$f = 10$ kPa
Walensky/Möcke (1979)	$f = \gamma \cdot h \cdot \sqrt{\frac{K_0^2 + 1}{2}} \cdot \tan\left(\frac{\varphi}{2}\right)$ kPa
Salomo (1979)	$f = \gamma \cdot h \cdot \sqrt{\frac{1}{2} \left[(1 - \sin \varphi) + \tan^2 \left(45^\circ + \frac{0,45 \cdot \varphi}{2} \right) \right]}$ kPa si le sol est en contact avec les tuyaux alors $\delta = 1/3 \cdot \varphi$ ou φ si il y a injection de lubrifiant alors $\tan \delta = 0.05$ à 0.2
Sentandrase/Scherle (1981)	$F = \mu \cdot \left[\gamma \cdot \left(h_w + \frac{D_{\text{ext}}}{2} \right) \left(\frac{K_{\text{sch}} + K_s + 2 \cdot K_k}{4} \right) + \frac{W - P_{\text{Archimède}}}{4 \cdot D_{\text{ext}}} \right]$ kPa K_{sch} : coefficient de pression du sol au sommet du tuyau K_s : coefficient de pression du sol au bas du tuyau K_k : coefficient de pression du sol sur les côtés du tuyau si le microtunnel est bien aligné alors $K_{\text{sch}} = K_s = K_k$ si le microtunnel est en courbe alors $K_{\text{sch}} = 1$ et $K_s \leq K_p$ ou $K_s = 1$ et $K_{\text{sch}} \leq K_p$ si l'injection de bentonite rend le tuyau flottant alors $W - P_{\text{Archimède}} = 0$
Weber (1981)	$f = \mu \cdot \sqrt{\sigma_v \cdot \sigma_h}$ kPa avec $\sigma_v = \frac{D_{\text{ext}} \cdot \gamma \cdot \left[1 + \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \right]}{\tan \varphi} \cdot \left(1 - e^{-\frac{H + \frac{D_{\text{ext}}}{2} \cdot \tan \varphi}{D_{\text{ext}} \cdot \left[1 + \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \right]}} \right)$ kPa et $\sigma_h = \gamma \cdot \left(H + \frac{D_{\text{ext}}}{2} \right) (1 - \sin \varphi)$ kPa
Iseki (1990)	$f = \mu \cdot \left[\left(\gamma - \frac{2 \cdot c}{B} \right) k \cdot H + \frac{W}{\pi \cdot D_{\text{ext}}} \right] + c_a$ kPa avec $\mu = \tan \varphi$, W : poids des tuyaux en leur centre kN/ml c_a : l'adhérence du sol kPa $B = (D_{\text{ext}} + 0.1) \cdot \left(\frac{1 + \sin\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)} \right)$

Japan Sewerage Association (1990)	f = τ_c = résistance au cisaillement du sol	
	$\tau_c = c + \mu \cdot \sigma_n$	
	avec $\sigma_n = \Psi \cdot \sigma_{EV} + \frac{2 \cdot W}{\pi^2 \cdot (D_{ext} - e)}$	
	e : épaisseur du tuyau m	
	Ψ : facteur fonction du sol	
	nature du sol	Ψ
	argile	0.50 à 0.80
	argile dense	0.80 à 1.50
gravier	0.75	
sable	0.75 à 1.10	
sable dense	1.50 à 2.70	
gravier dense	1.50 à 2.70	

ANNEXE 5
DIMINUTION DU FROTTEMENT GRACE A LA LUBRIFICATION

Mesure de la diminution du frottement sur les chantiers suivis par Milligan et Marshall [MILL, 98] :

n° chantier	chantier4	chantier5	chantier6	chantier7	chantier8	chantier9
sol	sable fin limoneux dense et limon sableux	sable et gravier	argile de Londres raide très plastique	sable limoneux dense	argile raide peu plastique	argile et tourbe très tendre
tuyau	béton		ARC	béton	buchan	
lubrifiant	bentonite et polymères	bentonite				
f kPa	4.2	2.2		11	7.1	4.4
f_{lub} kPa	1.7 (partiel)	2.2	1.2 (partiel)	0.7	2.2	2.4
réduction de f, %	59	90		94	69	44
remarque	excavation stable	sous la nappe excavation instable	excavation stable problème au redémarrage	sous la nappe excavation instable	excavation stable mais comportement frottant problème au redémarrage	fonçage en continu pour éviter le resserrement

Mesure de la diminution du frottement sur les chantiers suivis par Pellet [PELL, 97]

chantier	Montmorency2	Montmorency3	Champigny4	Bordeaux
Sol	sable fin peu argileux	marne limoneuse très peu sableuse	marne et marne gravelo-sableuse	sable propre très perméable
lubrifiant	bentonite			bentonite + polymère + microbille
cadence d'injection l/m	107	95	26	165
taux d'injection	1.55	1.4	0.7	5.5
f kPa	5.2	5.8	5.3	4.7
f_{lub} kPa	1.9	3.3	2.8	0.5
réduction de f, %	64	43	47	90
max f_{stat} kPa	3.1	4.6	5.2	

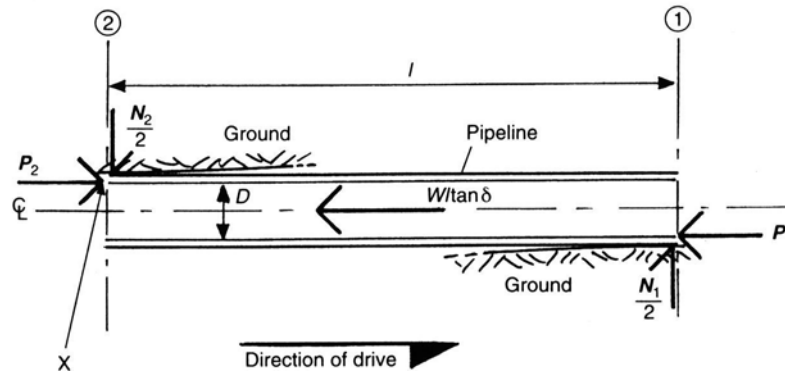
taux d'injection = (volume de coulis de bentonite injecté)/(volume de la surcoupe)

réduction de frottement = $(f - f_{lub})/f$

ANNEXE 6
CALCUL SIMPLE DU FROTTEMENT SUPPLEMENTAIRE INDUIT PAR LE
DESALIGNEMENT DES TUYAUX FONCES

[MILL, 99]

Milligan et Norris proposent un calcul simple du frottement supplémentaire. Il est basé sur l'idée que le microtunnel ondule dans le vide annulaire, avec l la demi-longueur d'onde (figure).



W : poids propre des tuyaux par unité de longueur, kN/ml

δ : l'angle de frottement sol/tuyau, ($^{\circ}$)

P_i : la force de poussée axiale, kN

N_i : force supplémentaire due aux contraintes latérales, kN

L'équilibre des forces donne : $N_1=N_2=N$

L'équilibre des moments en X donne : $P_1 \cdot D + W \cdot l \cdot \tan \delta \cdot \frac{D}{2} = \frac{N \cdot l}{2} - \frac{N}{2} \cdot \tan \delta \cdot D$

avec P_1 la première résistance au front de taille, kN

$$\text{d'où } N = \frac{D \cdot (2 \cdot P_1 + W \cdot l \cdot \tan \delta)}{l - D \cdot \tan \delta} \text{ et } P_2 = \frac{P_1 \cdot (l + D \cdot \tan \delta)}{l - D \cdot \tan \delta} + \frac{W \cdot l^2 \cdot \tan \delta}{l - D \cdot \tan \delta}$$

et ainsi de suite on calcule $P_3, P_4 \dots$

distance forée, m	0	25	50	75	100
P_{tot} pour un microtunnel droit, kN	500	830	1160	1490	1820
P_{tot} pour un microtunnel avec des ondulations dont la longueur d'onde $2 \cdot l=50\text{m}$, kN	500	875 (5.4%)	1276 (10%)	1704 (14.4%)	2161 (18.7%)
P_{tot} pour un microtunnel avec des ondulations dont la longueur d'onde $2 \cdot l=25\text{m}$, kN	500	1030 (24%)	1719 (48%)	2617 (76%)	3788 (108%)

ANNEXE 7
SYNTHESE DES SUIVIS INSTRUMENTES DE LA PJA

[MILL, 1999]

chantier	1-bolton	2-gateshead	3-honor oak	4-chorley	5-cheltenham	6-leyton	7-southport	8-seaham	9-thurro
date	août 90	janvier 91	mars 91	juillet 91	déc. 91	nov. 93	février 94	juillet 94	janvier 95
tuyau	buchan	ARC	buchan	spun concrete	spun concrete	ARC	spun concrete	buchan	buchan
DN mm	1200	1350	1800	1500	1200	1500	1000	1800	1500
hauteur de couverture m	1.3 à 1.5	7 à 11	11 à 21	7 à 10	4 à 7	5 à 8	5 à 8	6	5.5 à 6
longueur foncée m	60	110	78	158	384	75	160	310	260
n° tuyau équipé	3	10	15	16	à 85 m	11	2	74	19
méthode d'excavation	manuelle	manuelle	manuelle	manuelle	marinage hydraulique	manuelle	marinage hydraulique	bouclier ouvert	marinage hydraulique
lubrification	non	non	non	non/oui	oui	oui	oui	non/oui	oui
mesure du tassement	non	non	non	non	oui	oui	oui	oui	oui
nature du sol	argile glaciaire raide	argile altérée (mdstone)	argile de Londres	sable argileux dense	sable et gravier	argile de Londres	sable limoneux dense	argile glaciaire raide	argile/tourbe très tendre

Tableau 1 : Caractéristiques de chaque chantier suivi

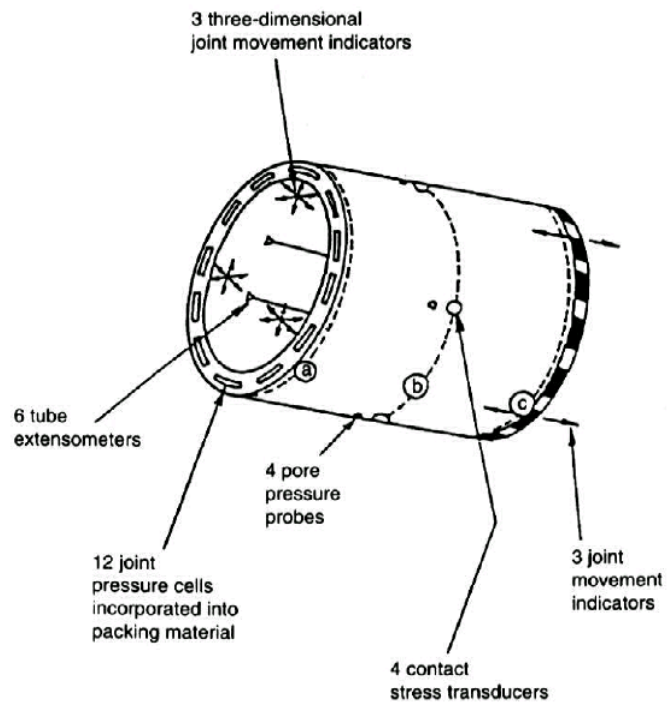


Figure 1 : Schématisation de l'instrumentation du tuyau équipé

ANNEXE 8
DESCRIPTION DU SITE EXPERIMENTAL DU PROGRAMME CPAR

[BENN, 93a] et [BENN, 93b]

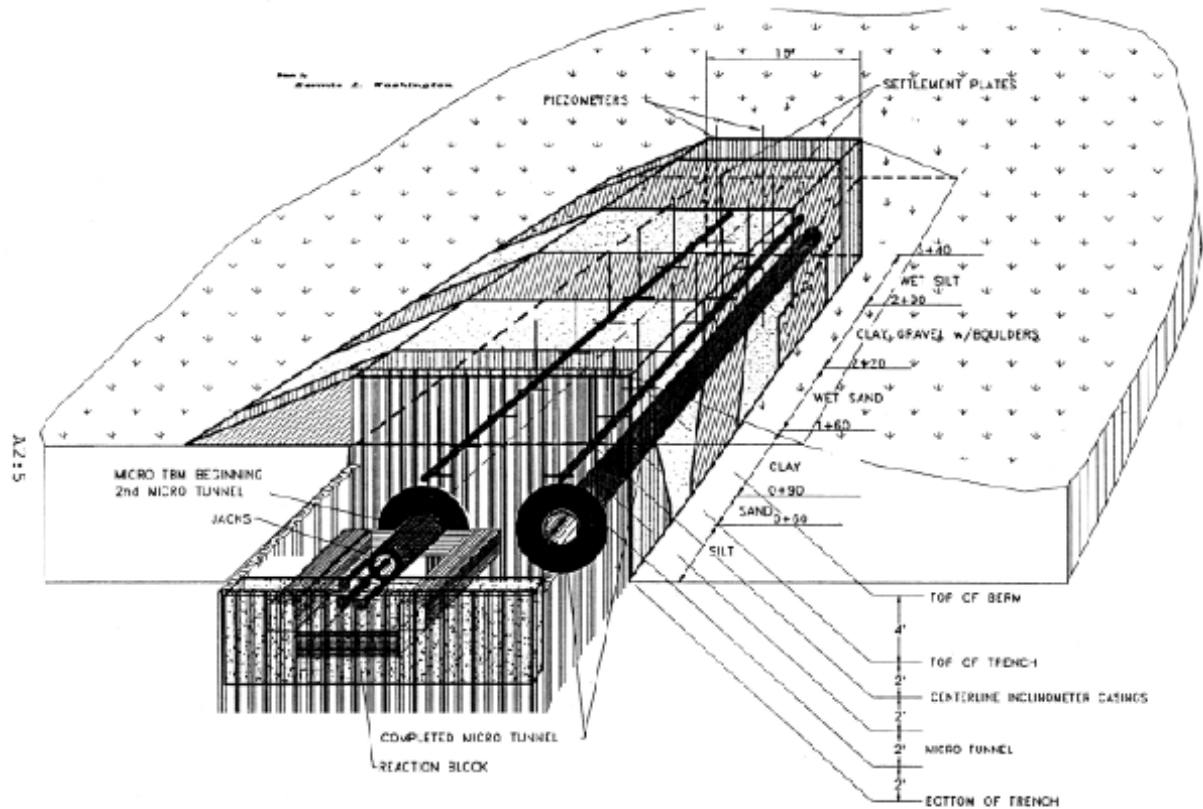


Figure 1. Micro TBM Test Bed Perspective View Showing Locations of Microtunnels, Instrumentation, and Various Zones of Select Backfill

Figure 1 : Vue en perspective du tracé des deux microtunnels, de l'instrumentation et des zones de sols différents

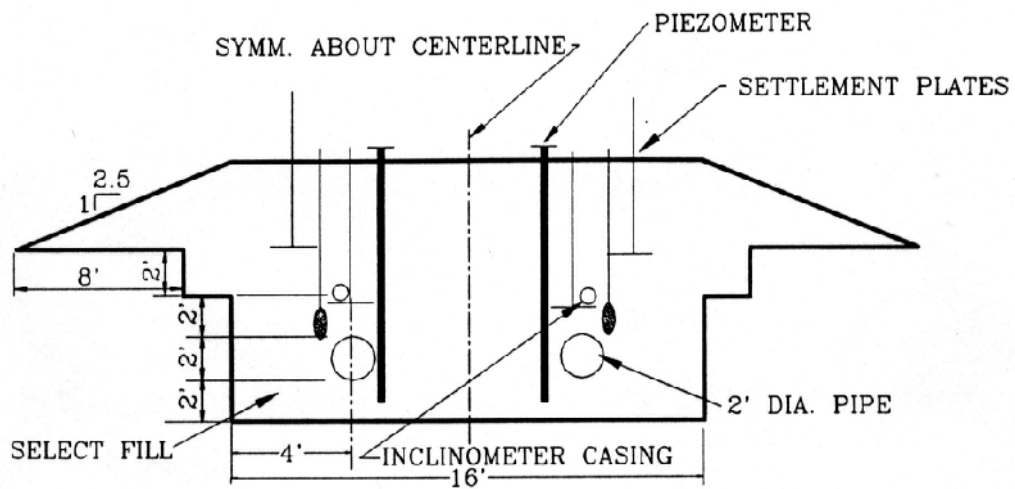


Figure 2 : Vue en coupe du site expérimental

n° de la couche	classification USCS du sol	γ kN/m ³	W _{opn} %	W _L %	W _P %	I _P %	N SPT	commentaire	
1	argile limoneuse	17	19.1	39	25	14			
2	sable, moyen à fin, pauvrement gradué	18.7 maxi 16 mini	-	-			54 à 58		
3	argile plastique	15	23.2	66	22	44	7 à 15	UC=160.8 à 175 kN/m ² S _{uvane} =1250 à 1530 psf S _{well} Press.=54.7 à 109.4 kN/m ² S _{well} Volume=7.9 %	
4	sable, pauvrement gradué	idem n° 2							
5	sable argilo-graveleux	20.5	9.2	20	12	8	28 à 56	présence de graviers rend l'interprétation de N du SPT problématique	
6	limon argileux	idem n° 1					9 à 17		

Tableau 1 : Propriétés des sols traversés

ANNEXE 9
SYNTHESE DES SUIVIS PAR ENQUETE - F.S.T.T.

[PELL, 1997]

chantier	objet	longueur m	profondeur m	microtunnelier	DN/D _{ext} tuyau mm	tuyau	Nature du sol
boissy st léger 1	eaux pluviales	26 - 70		ISEKI Uncle Mole 500	500/640	béton armé	sables limoneux et sables fins avec galets
boissy st léger 2	eaux pluviales	35 - 54	4 - 3	MARKHAM supermini 500	500/640	béton armé	sables limono-argileux avec galets
champigny	eaux usées	32 - 84 - 89 - 82 - 96	4 - 4.5 - 6 - 6.5 - 5.5	HERRENKNECHT AVN 500 B	600/750	béton armé H.P.	sables et graviers (tr. 1, 2 & 5) et marnes et caillasses (tr. 3 & 4)
champigny1	eaux usées	40	4	MARKHAM Supermini 500	450/640	béton armé	graviers et marnes argileuses vertes à cailloutis (pm 10 à 14)
champigny2	eaux usées	112	3	ISEKI Uncle Mole 500	450/640	béton armé	sable et graviers
créteil 1	eaux usées	40 - 26	2.5	HERRENKNECHT AVN 300	300/400	grès céramique	sables
chambourcy	eaux pluviales	54	4	HERRENKNECHT AVN 800	800/960	béton armé H.P.	limons sableux et sables argileux
choisy le roi	eaux usées	70	4	HERRENKNECHT AVN 500	500/640	béton armé H.P.	sables graveleux et marnes
montpellier	eaux usées	160 - 160	7	HERRENKNECHT AVN 800	900/1090	béton armé H.P.	sables graveleux légèrement argileux
nancy	eaux pluviales	95					graves et marnes
paris 17	lignes EDF	80	5.5	ISEKI Uncle Mole	500/640	béton armé H.P.	marnes blanches ou jaunes avec quelques silex
romainville	eaux usées	48 - 54 - 66	3.5	NLW 500	500/650	béton armé H.P.	argiles vertes très plastiques
neuilly/seine	câbles Télécom	113 - 97	4.5	NLW 500	500/640-660	béton armé H.P.	sables graveleux à galets
bordeaux	eaux usées	90 - 90 - 90	7	MARKHAM Supermini 500	500/650 600/750	béton armé H.P.	sables fins propres très perméables
chatenay-malabry	eaux pluviales	54 - 103 - 166 - 120	6	HERRENKNECHT AVN 800	800/960	béton armé H.P.	sables fins et propres

Tableau 1 : caractéristiques des 12 chantiers (31 tronçons) suivis par enquête de 1991 à 1995

chantier	objet	longueur m	profondeur m	microtunnelier	DN/D _{ext} tuyau mm	tuyau	Nature du sol
Athènes	pressoutènement	55, 35 et 35	9.6 à 20	Herrenknecht AVN 800	1219/1245	acier	roche : schistes peu altérés
Barr	eaux usées	65, 40, 60, 10, 40 et 35	5 à 3.6	Herrenknecht AVN 800B et 1000	805/970 et 1000/1178	grès vitrifié	argile et marne grise + grès rose des Vosges
Bordeaux, Bouliac	eaux usées	90, 90 et 90	6.5, 8.5	Markham Super Mini 500	600/750	béton haute-performance	alluvions de la Garonne (sable propre)
Thionville	eaux usées	84	8.9	Herrenknecht AVN 1000 B	1250/1490	béton haute-performance	alluvions de la Moselle (sable et gravier) + marnes grises
Hombleux	gaz	76	10	Herrenknecht AVN 600	700/850	béton haute-performance	calcaire fracturé à silex et tourbes
Limoges	eaux usées	98 et 96	3.6 à 14, 0.8 à 8.8	Herrenknecht AVN 800B	800/960	béton haute-performance	gneiss altéré, arènes gneissique argileuse et remblai anthropique
Pont à Mousson	eaux usées	92	6 à 9	Herrenknecht AVN 700	750/960	béton haute-performance	alluvions de la Moselle (sable et gravier)
Carrière sur Seine	électricité	70	6.7 à 7	Iseki Unclemole 780/600	600/750	béton haute-performance	calcaire et sable/gravier
Montmorency	eau potable	170 et 120	3 à 9	Herrenknecht AVN 800B	800/1080	béton à Ame Tôle	éboulis + sable de Fontainebleau + calcaire de Brie
Montmagny	eaux usées	86.5, 82.5, 108.5 et 84	1.3 à 7.2	Herrenknecht AVN 500	500/640	béton haute-performance	sable vert de Monceau + calcaire de Saint-Ouen

Tableau 2 : Caractéristiques des 10 chantiers (24 tronçons) suivis par enquête de 1995 à 1998 [OUVR, 98]

DESCRIPTION DU CHANTIER FRANÇAIS INSTRUMENTE DE LA VALLEE AUX LOUPS [PELL, 1997]

Description du projet :

Lieu	Chatenay Malabry
Objet	assainissement
Longueur foncée	166m
Hauteur de couverture	6m
Pente	-1%
Microtunnelier	AVN 800 Herrenknecht
Diamètre extérieur de la machine	975 mm
Coefficient d'ouverture de la roue de coupe	45%
Outils de coupe	pics
Tuyau	en béton armé H.P. Bonna
DN/Dext du tuyau	800/960 mm
Nature du terrain traversé	sable de fontainebleau
Description géotechnique	sable fin et propre

Propriétés géotechniques :

granulométrie : passant à 2mm=99.9% à 200µm=99.1% à 80µm=12.1%

teneur en eau : 5.2%

pois volumique humide : 15.8 kN/m³

pois volumique sec : 15 kN/m³

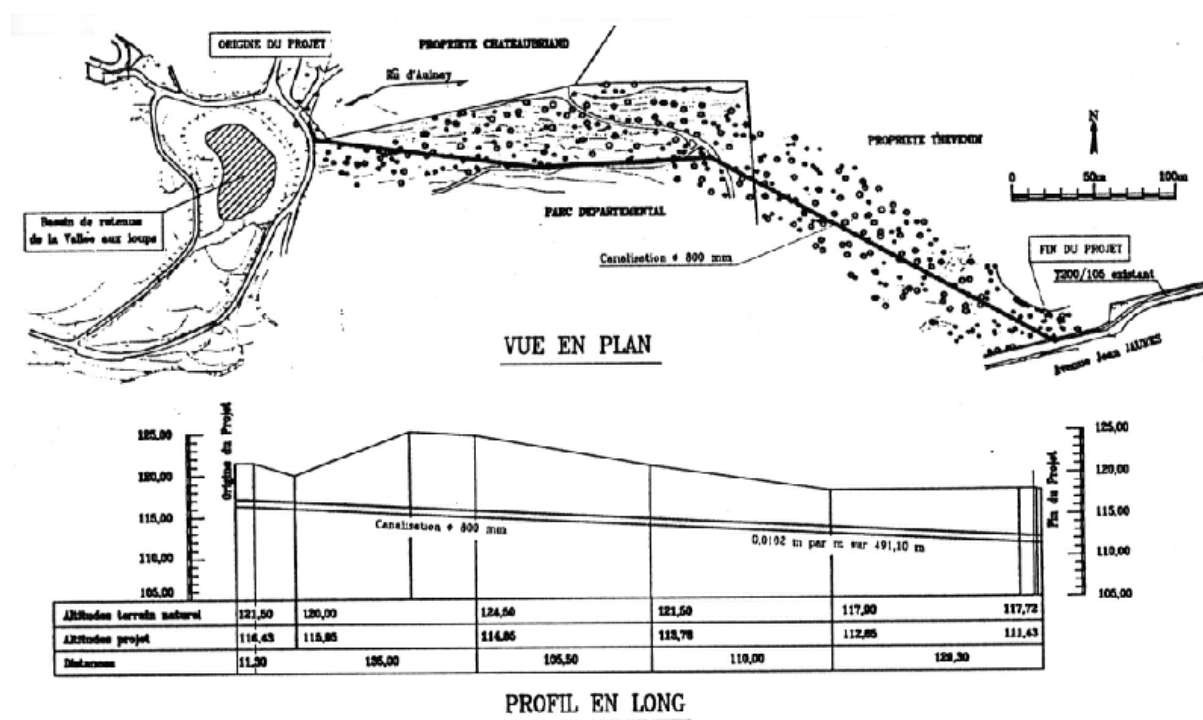


Figure 1 : Vue en plan et de profil du projet du microtunnel

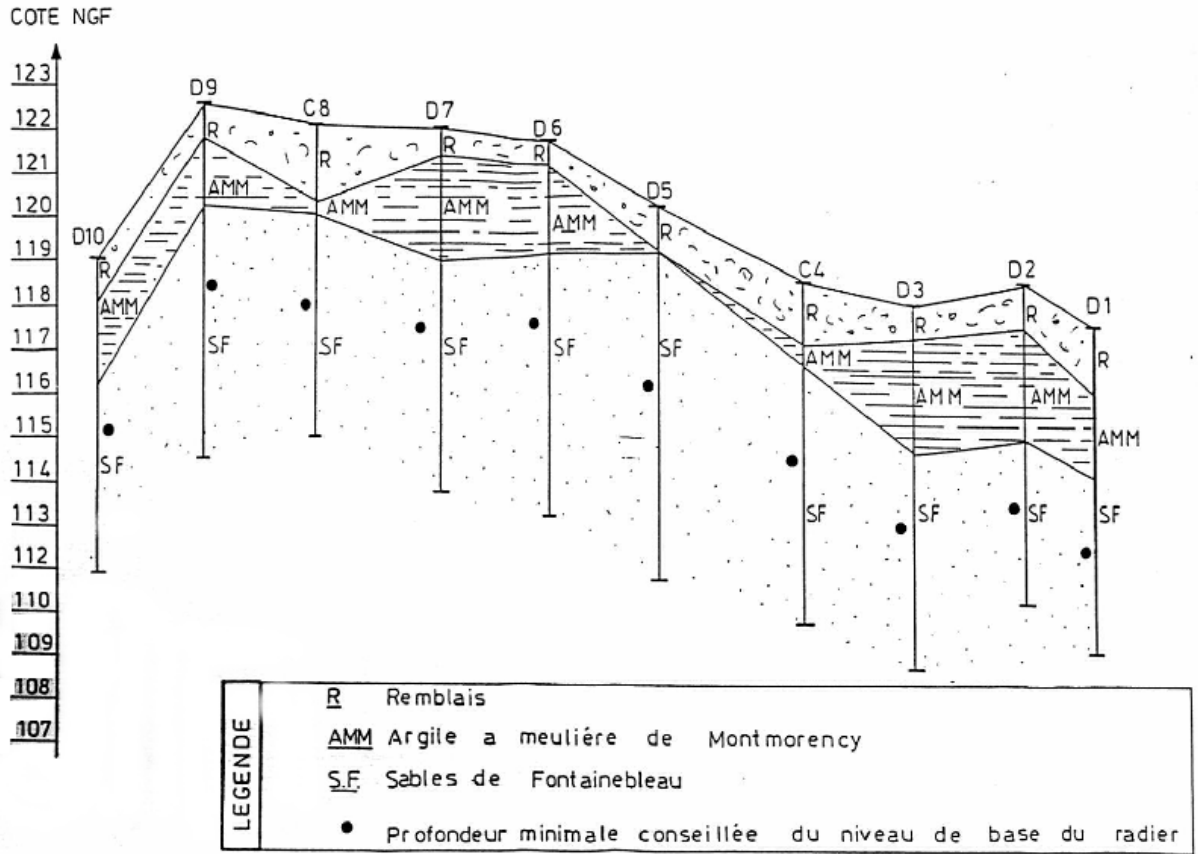


Figure 2 : Vue en coupe de la géologie et situation des sondages réalisés

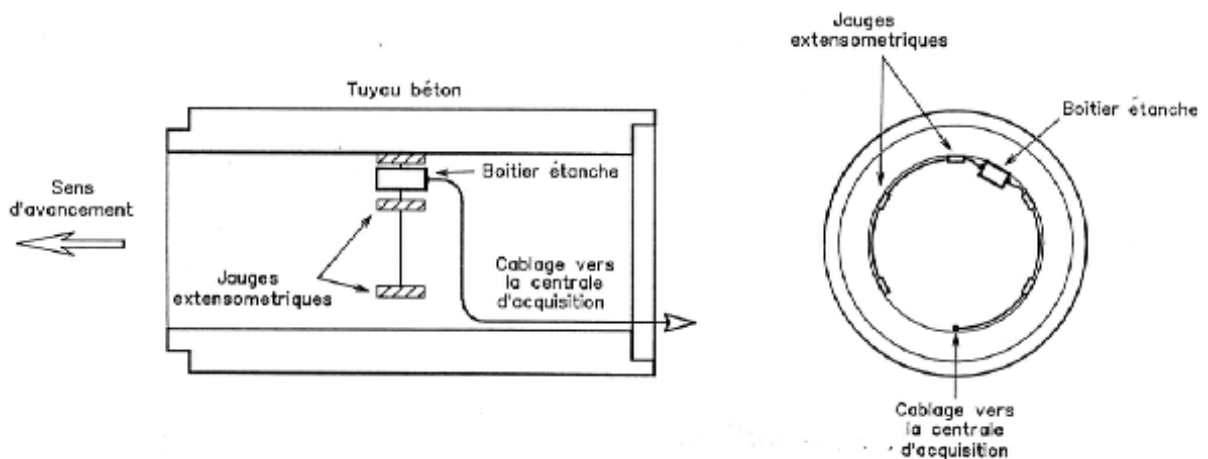


Figure 3 : Schéma du tuyau instrumenté

ANNEXE 10
QUELQUES PHOTOS PRESENTANT LES ELEMENTS DU DISPOSITIF
EXPERIMENTAL



Figure 1 : Couche de glissement installée sur un côté de la chambre de calibration



Figure 2 : Vue du matelas gonflable disposé au dessus du massif de sable



Figure 3 : Vue d'ensemble du dispositif expérimental

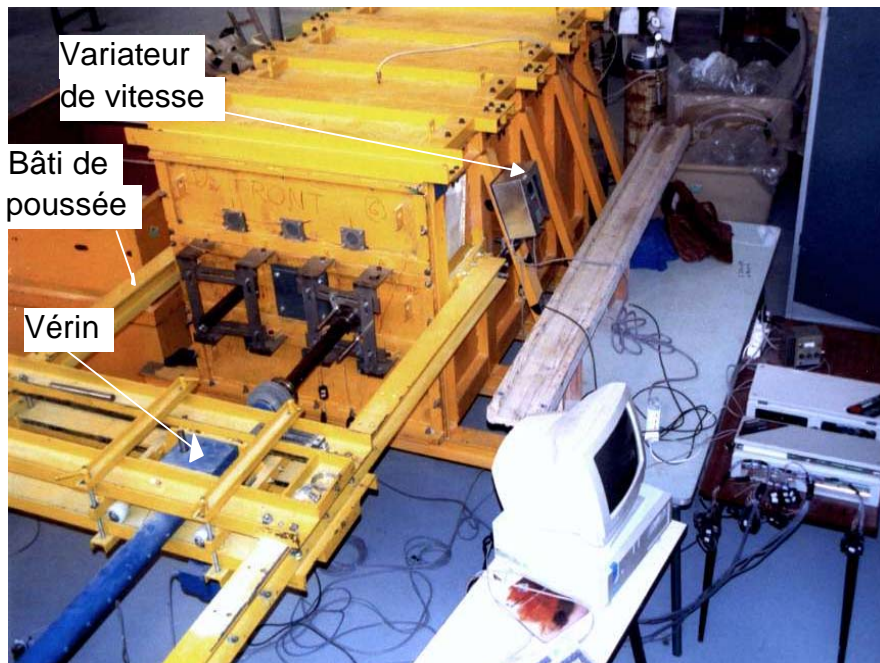


Figure 4 : Vue du vérin (en bleu) et du bâti de poussée (en jaune)

ANNEXE 11 LE PLUVIATEUR

Le pluviateur comporte :

- ✓ une trémie d'environ 180l,
- ✓ trois bagues démontables de 20, 25 et 30mm de diamètre servant à obtenir des débits différents en sortie de cuve,
- ✓ un tuyau flexible de 65mm intérieur,
- ✓ un tuyau en zinc de 60mm de diamètre,
- ✓ un tuyau en PVC de 69mm intérieur dans lequel vient glisser le tuyau en zinc,
- ✓ un chariot monté sur quatre roulettes et tracté par un moteur électrique qui lui transmet le mouvement par un câble,
- ✓ des rails transversaux (eux mêmes montés sur roulettes) sur lesquels roule le chariot,
- ✓ des rails longitudinaux sur lesquels se déplacent les rails transversaux, le déplacement se fait cran par cran, espacés de 4cm,
- ✓ le matériel de commande du moteur : deux boîtiers reliés à un ordinateur, comprenant le système de mise en route du moteur et un variateur de vitesse,
- ✓ le matériel de mesure : une balance, cinq cristallisoirs, un mètre ruban, une mire télescopique à niveau pour placer la trémie à hauteur H_c , un chronomètre.

Quelques photos du pluviateur :

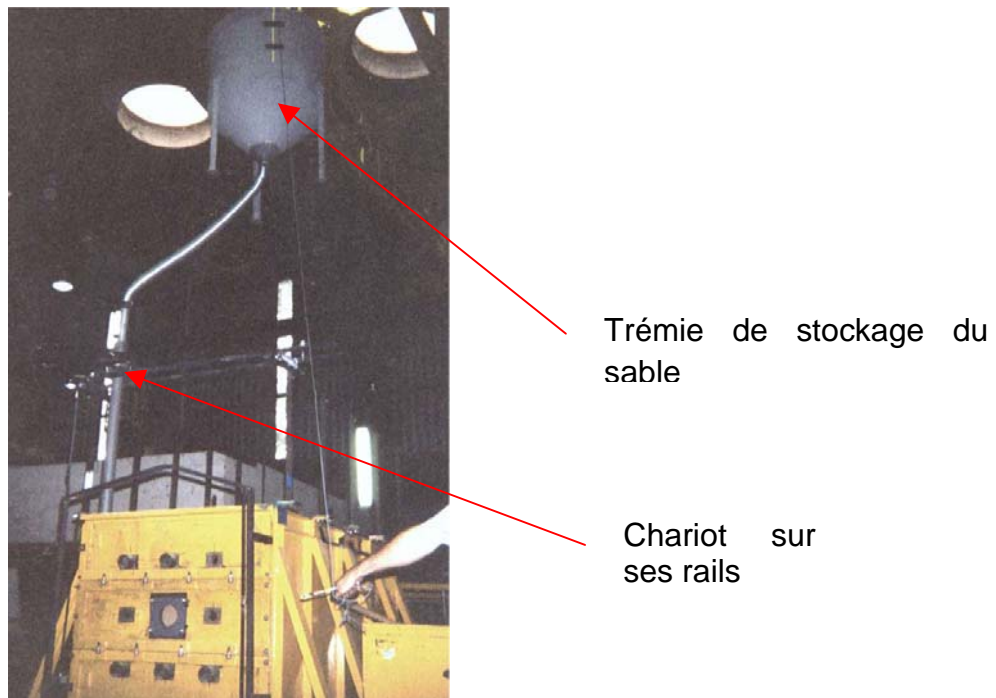


Figure 1 : Vue d'ensemble du système de pluviation

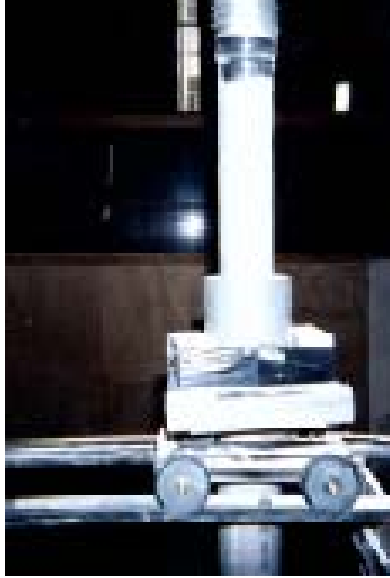


Figure 2 : Vue du chariot



Figure 3 : Vue du jet de sable à la sortie du pluviateur

Résultats de l'étalonnage du pluviateur :

d, diamètre de la bague, mm	v, vitesse du chariot, cm/s	γ_d , poids volumique moyen, kN/m^3	e, indice des vides	I_d , densité relative, %	I_d , intensité de déposition, $\text{g/m}^2/\text{s}$
30	5	13.93	0.86	28.7	199
	9	14.11	0.84	35.9	111
	13	14.48	0.79	49.6	77
	17	14.54	0.79	51.9	59
25	5	14.23	0.82	40.5	66
	9	14.81	0.75	61.4	37
	13	14.90	0.74	64.7	26
	17	15.00	0.73	68.0	20
20	5	15.22	0.71	75.5	22
	9	15.30	0.70	78.2	12
	13	15.51	0.67	85.2	9
	17	15.56	0.67	86.6	7

Tableau 1 : Résultats moyens sur l'ensemble des cristallisoirs en densité relative et en intensité de déposition

vitesse cm/s	5	9	13	17
d=30mm	15	9.5	6.2	4.8
d=25mm	10.5	5.5	3.6	2.6
d=20mm	***	2.9	1.9	1.3

Tableau 2 : Epaisseurs des couches (en cm) selon le diamètre des bagues utilisées et la vitesse du chariot

Le mini-pluviateur :



Figure 4 : Vue du mini pluviateur

ANNEXE 12
FICHES TECHNIQUES DES LUBRIFIANTS UTILISES :
TUNLUB ET C-FORAGE V



JFTECH

POLYMERES POUR TRAVAUX PUBLICS

TUNLUB L **VISCOSIFIANT LIQUIDE**

PROVISOIRE

Date de création : 18.02.00

Edition n° : 01 du 18.02.00

Page 1/1

DESCRIPTION

TUNLUB L est un puissant viscosifiant à base de polymères hydrosolubles non toxiques. Proposé sous la forme d'un liquide concentré, TUNLUB L se mélange facilement à l'eau pour donner des fluides visqueux hautement lubrifiants.

APPLICATIONS & AVANTAGES

TUNLUB L est particulièrement recommandé pour les chantiers de fonçage et microtunnelage qui nécessitent une boue de lubrification performante et plus généralement dans tous les cas où l'emploi d'une boue bentonitique s'avère inadaptée aux conditions de sol.

Les propriétés liantes et plastifiantes du TUNLUB L en font également un produit de choix pour la formulation de fluides conditionneurs utilisés en bouclier à pression de terre. Ils participent ainsi efficacement au confinement du front de taille tout en facilitant l'opération de marinage.

Les boues TUNLUB L présentent par ailleurs des pouvoirs encapsulant et inhibiteur du gonflement des argiles qui améliorent très nettement les performances d'un tunnelier à pression de boue en terrain collant.

CARACTERISTIQUES GENERALES

Aspect	Liquide opaque
Densité apparente	1.05
Viscosité du produit tel quel	1200 cp
pH d'une solution à 2g/l	7 - 8

CARACTERISTIQUES VISCOSIMETRIQUES

Performances moyennes obtenues en laboratoire sur eau de robinet (-30°TH) après 5 minutes de malaxage à l'Hamilton beach petite vitesse.

Concentration	Viscosité MARSH (sec/946 ml) à 1 heure
1 l/m ³	35 - 36
2 l/m ³	48 - 50
3 l/m ³	51 - 52
4 l/m ³	53 - 55

PROVENANCE & CONDITIONNEMENT

Usine de Portes les Valence.

TUNLUB L est conditionné en bonbonnes de 25 kg et cubitainer de 1050 kg.

STABILITE AU STOCKAGE

Conserver le produit dans son emballage d'origine hors gel et pendant 6 mois maximum.

Une baisse de rendement peut résulter d'un mauvais stockage

Les indications ci-dessus se basent sur l'état actuel de nos connaissances et ne peuvent en aucun cas engager notre responsabilité dans l'exploitation qui pourrait en être faite.



BENTOFRANCE

Z.I. et Portuaire - Rue Louis Saillant - 26800 PORTES LES VALENCE - Tél. : 04 75 57 30 22

BENTONITES POUR TRAVAUX PUBLICS

BENTONIL C FORAGES V

5.A.2./1/06.12.96.B/FT 026

Date de création : 08.08.95

Edition n° : 05 du :25.06.1999

Page 1/1

Le BENTONIL C FORAGES V est une bentonite sodique à **moyen rendement** (*) qui permet de fabriquer, par dispersion dans l'eau, des suspensions présentant des caractéristiques particulières, telles que viscosité, rigidité, thixotropie, pouvoir colmatant, rétention d'eau. Ces propriétés en font une qualité principalement adaptée aux techniques suivantes:

Boues d'excavation pour fondation profonde et tunnelier, Fluide de lubrification, Coulis à base de ciment.

(*) environ 15 m³ de boue par tonne de bentonite pour une viscosité Marsh = 40 "

CARACTERISTIQUES GENERALES

Aspect		Poudre verdâtre
Teneur en eau	%	14 maximum
Refus au tamis de 75µm	%	4 maximum (voie humide)
Gonflement	ml/g	11 minimum (test CTIF, recommandation 403)
Densité apparente non tassée		0.8 (valeur moyenne)
Densité apparente tassée		1.0 " " " "
Poids spécifique	g/cm ³	2.2 " " " "
pH d'un gel à 5 %		10 " " " "

CARACTERISTIQUES VISCOSIMETRIQUE ET DE FILTRATION

Les valeurs présentées ci dessous sont indicatives. Elles sont obtenues sur une suspension à l'eau du réseau, dispersée 3mn au malaxeur RAYNERI.

Eau (ml) + Bentonite (g)	Valeurs obtenues 1h après fabrication		Valeurs obtenues 24h après fabrication	
	Visco. Marsh API ^(*)	Filtrat ISO 13500 ^(**)	Visco. Marsh API ^(*)	Filtrat ISO 13500 ^(**)
1000 + 40	33 à 36 sec.	< ou = 30 ml	34 à 38 sec.	< ou = 30 ml
1000 + 50	36 à 40 sec.	< ou = 25 ml	36 à 45 sec.	< ou = 25 ml
1000 + 80	40 à 55 sec.	< ou = 22 ml	42 à 60 sec.	< ou = 22 ml

(*) Temps d'écoulement de 946 ml

(**) Le Filtrat est égal à 2 fois le volume collecté entre 7,5 et 30 minutes

PROVENANCE & CONDITIONNEMENT

Usine de PORTES LES VALENCE (26)

- Sacs sur palettes, (50kg ou 25 kg, papier ou plastique)
- Big Bags de 1000 kg ou 1200 kg
- Vrac (Citerne de 25 t)

STABILITE AU STOCKAGE

Stocker le produit à l'abri de l'humidité dans l'emballage d'origine, fermé.

Il peut résulter d'un stockage prolongé dans de mauvaises conditions (emballage mal fermé, humidité) une diminution des performances rhéologiques et de filtration.

Les indications ci-dessus se basent sur l'état actuel de nos connaissances et ne peuvent en aucun cas engager notre responsabilité dans l'exploitation qui pourrait en être faite.

ANNEXE 13
PROTOCOLE DE L'ESSAI AU FILTRE-PRESSE

- ✓ Installer le filtre de papier Whatman dans le fond du cylindre
- ✓ Poser le joint en caoutchouc par dessus
- ✓ Pendant ce temps, mixer à grande vitesse la boue bentonitique ayant mûri pendant au moins 16H.
- ✓ Avec le pluviateur manuel et à hauteur adéquate (environ 20cm) mettre en place le sable d'Hostun sur les 2/3 du cylindre
- ✓ Mesurer le poids de sable déposé, et la hauteur du dépôt
- ✓ Verser la boue bentonitique dans une éprouvette graduée, puis sur le sable en prenant soin de mesurer le volume versé, et de laisser environ 1cm de vide entre le niveau de la boue et le dessus du cylindre
- ✓ Très rapidement installer le deuxième joint en caoutchouc, le couvercle du cylindre, étancher le système en serrant la vis du dessus, et mettre en pression
- ✓ En même temps que la mise en pression, enclencher le chronomètre,
- ✓ Mesurer les pertes en filtrat toutes les minutes si nécessaire, sinon à 7mn30 et ensuite à 30mn
- ✓ A la fin de l'essai, mesurer les différentes épaisseurs de sable infiltré par la boue ou par le filtrat, ainsi que l'épaisseur du cake formé à la surface du sable

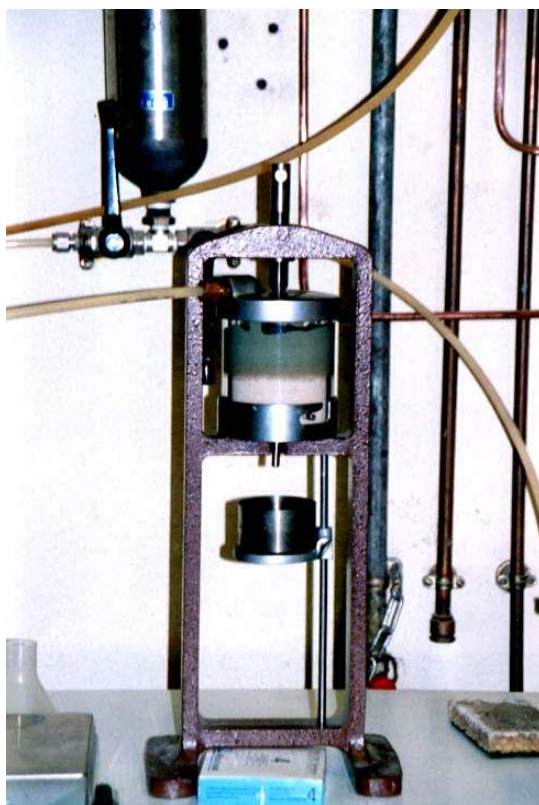
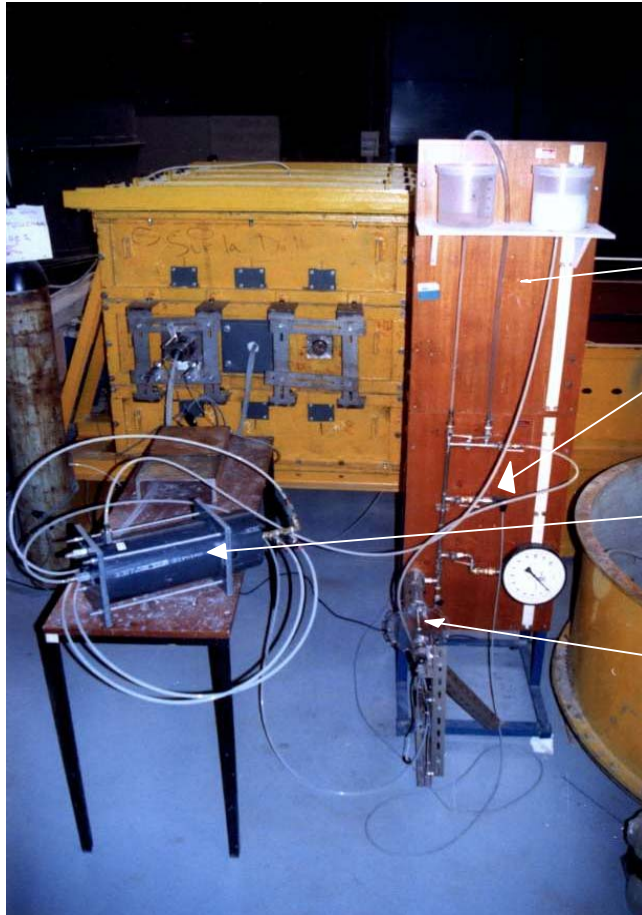


Figure 1 : Vue du filtre presse

ANNEXE 14

LE SYSTEME D'INJECTION DU LUBRIFIANT



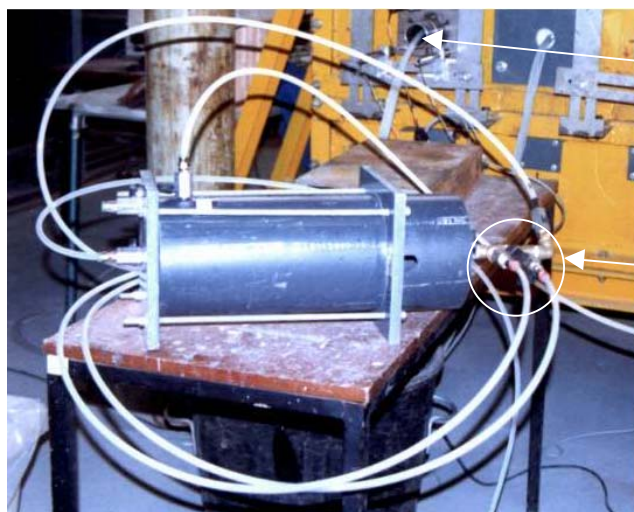
Panneau de
commande

Capteur de pression
relié au Datalogger

'Vase d'expansion'

Pompe motorisée

Figure 1 : Vue d'ensemble du dispositif d'injection



Alimentation vers
les tuyaux

Système de répartition
vers les 3 orifices

Figure 2 : Vue du vase d'expansion

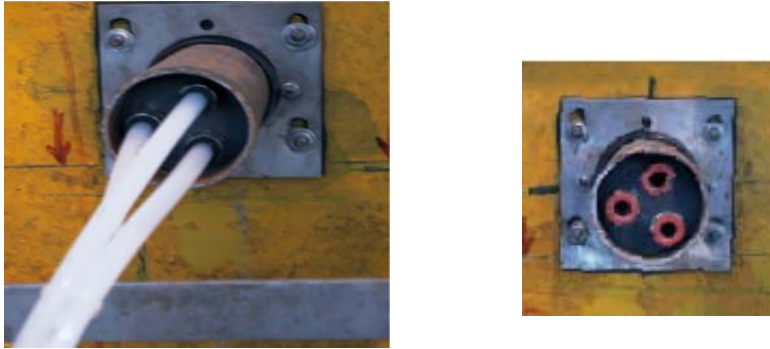
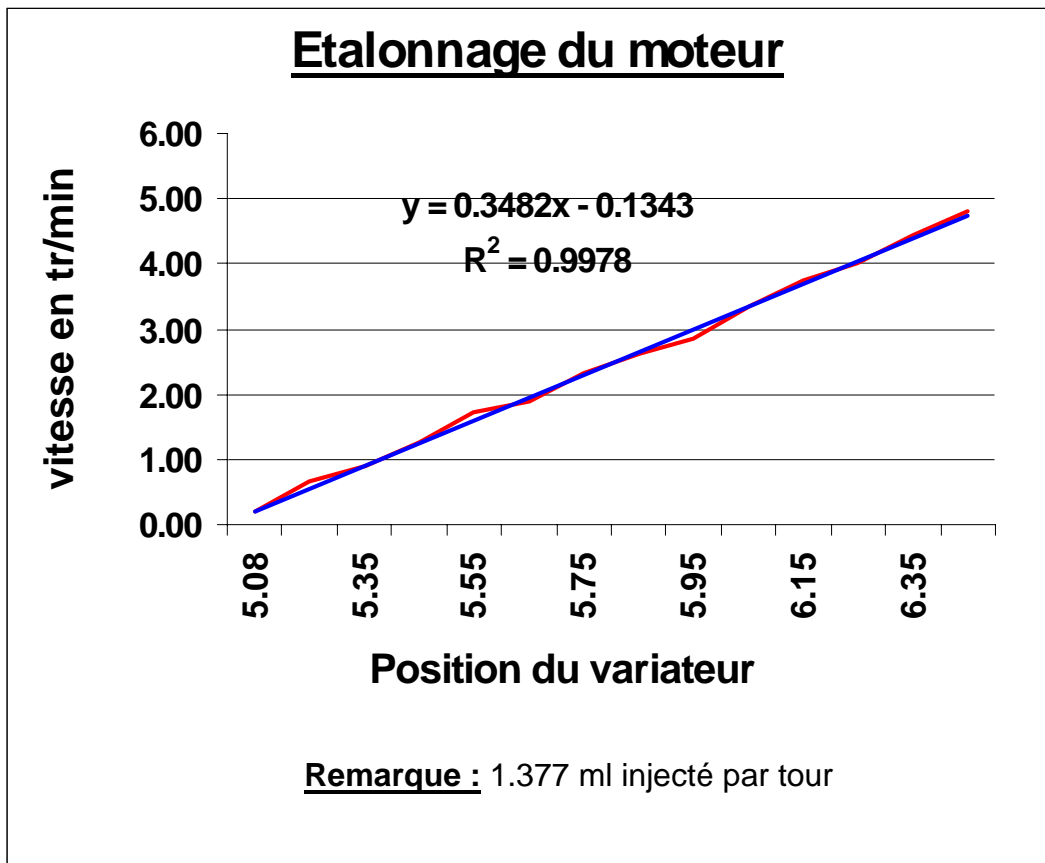


Figure 1 : Vue des trois points d'injection au niveau du tuyau

Étalonnage du variateur de vitesse de la pompe



ESSAI 2

AVEC SURCOUPE

SANS LUBRIFICATION

Pluviation : du 13/01 au 18/01/99

Mise en place des coupelles en verre pour la mesure de la densité

n° 1, 2 & 3 au fond de la cuve (le n°1 est cassé lors de la vidange)

n° 4 à 780mm de profondeur (le n°4 est cassé lors de la vidange)

n° 5 à 210mm de profondeur

Pose des LVDT (distance à l'axe des tuyaux) : D1 :105mm D2 :70mm D3 :46mm

G1 :105mm G2 :76mm G3 :38mm

D					G					
perte de sable : 13.37g mais le récipient recueillant les pertes est tombé, mais peu de différence car c'est arrivé avant que les pertes ne soient trop grandes					perte de sable : 19.9g					
q _s kPa	date	n° essai	L mm	remarque	q _s kPa	date	n° essai	L mm	remarque	
30	19/01/99	1	50		50	22/01/99	1	50		
		2	50				2	50		
		3	50				3	50		
		4	50				4	50		
		5	199				5	250	avant : mise en place de G5b	
		6	50	avant : mise en place du tuyau D5b			6	50		
		7	302.5				7	250		
	20/01/99	8	50			25/01/99	8	50	difficulté pour mettre le tuyau, son axe passe sous celui du vérin	
		9	50				9	50		
		10	10	bout de course du vérin			10	50	le tuyau à l'arrière n'est pas dans l'axe, il tombe	
		11	50	avant : mise en place du tuyau D6b			11	50	perte de sable semble plus importante, peut être due à l'inclinaison du tuyau, avant : ajout de G6b,	
		12	300	sortie du 1 ^{er} tuyau D1, non enlevé, les pertes de sable sont tombées			26/01/99	12	300	sortie de G1 avec perte de sable importante au niveau de la jonction
		13	50					13	50	avant : retrait du tuyau G1
	21/01/99	14	300			27/01/99	14	301		
		15	50	mise en place d'un tuyau à l'avant, non équipé de jauges			15	50		
		16	300				16	300	incident à l'avant : la plaque portant les LVDT, est entrée en contact avec le cadre fixé sur la chambre d'où augmentation de P _a jusqu'à 1500N alors qu'il était à 650N	
		17	50				17	50		
		18	50				18	50		
		19	50	sortie de la surcoupe au temps 12360 sec, perte de sable plus importante			19	50		
22/01/99	20	50	perte toujours aussi importante	20	30	sortie de la surcoupe vers 9650 sec				
90	28/01/99	25	50		60	28/01/99	21	30	variation des LVDT droite lors du passage de 50 à 60kPa	
				70	22		30	idem		
				80	23		30	on recueille de la poussière très fine		
				90	24		30	idem		

ESSAI 3

AVEC SURCOUPE

SANS LUBRIFICATION

Pluviation : du 01/02 au 08/02

Mise en place des coupelles en verre pour la mesure de la densité

n° 5, 2 & 3 au fond de la cuve

n° 6 à 648.5cm de profondeur (nouveau $m_{6\grave{a}vide}=136.25g$)

n° 7 à ? de profondeur (nouveau $m_{7\grave{a}vide}=123.50g$)

Changement des joints d'étanchéité de plus faibles diamètres

Pose des LVDT (distance à l'axe des tuyaux) : D1 :103mm D2 :71mm D3 :49mm

(D3int la plaque était décollée lors de la vidange) G1 :108mm G2 :80mm G3 :42mm

D perte de sable : 20.94gr à 30kPa et 1.5gr de 60 à 90kPa					G perte de sable de 30 à 90kPa = 19.77g				
q _s kPa	date	n° essai	L mm	remarque	q _s kPa	date	n° essai	L mm	remarque
30	10/02 1999	1	50	inversion de ports des jauges D2 et D4b	50	15/02/99	1	50	perte de sable importante à l'avant (660g) car fuite du joint d'étanchéité
		2	50				avant : installation d'un nouveau joint sur le devant pour renforcer l'étanchéité		
		3	50						
		4	50						
		5	250	avant : mise en place de D5b, ports des jauges D2 et D4b OK, mais D4b donne des valeurs aberrantes		16/02/99	5	251.5	ajout du tuyau G5b, axe du vérin différent de l'axe du tuyau qui est dirigé vers le haut
		6	50				6	50	
		7	250				7	280	
	8	50	avant, les pertes de sable sont renversées		8	50			
	9	50	mise en place d'un système à l'arrière pour soutenir le tuyau sortant		9	50			
	10	50	avant : ajout du tuyau D6b		10	50			
	11	50	à partir de 84350sec perte de sable plus importante, sortie du tuyau D1 environ une minute après	17/02/99	11	50			
	12	255	après, retrait de D1		12	272	avant : mise en place de G6b et retrait à l'arrière de G1, incident : la plaque avant tenant les LVDT s'est coincée et déformée, P _a a donc augmenté		
	13	50			13	50			
	14	50			14	301			
	15	301			15	50			
	16	50	perte régulière formant une bande de 20mm en partie supérieure du tuyau sortant		16	350			
	17	356	perte continue, surcoupe à la limite de la sortie	18/02/99	17	50	sortie de la surcoupe vers 67240sec		
	18	50	sortie du tuyau D4b pendant l'essai, perte importante après la sortie de la surcoupe		90	19/02/99	22	50	perte significative
60	18	30		23			50	perte significative	
70	18/02/ 1999	19	320	avant les jauges des tuyaux articulés D3 D4 et D5 sont branchés puis débranchés					
80		20	30						
90	19/02/ 99	21	30	perte conséquente de sable à l'arrière					

ESSAI 4

SANS SURCOUPE

SANS LUBRIFICATION

Pluviation : du 23/02 au 25/02, problème de système de fermeture de la trémie

Mise en place des coupelles en inox pour la mesure de la densité

n° 1, 2 & 3 au fond de la cuve

n° 4 à 795mm de profondeur

n° 5 à 238mm de profondeur

Changement des joints d'étanchéité de plus faibles diamètres

Pose des LVDT (distance à l'axe des tuyaux) : D1 :104mm D2 :72mm D3 :46mm
G1 :111mm G2 :78mm G3 :35.5mm

D					G perte de sable totale = 11.46g				
q _s kPa	date	n° essai	L mm	remarque	q _s kPa	date	n° essai	L mm	remarque
30	1/3/99	1	50		50	4/3/99	1	50	
		2	50				2	50	
		3	50				3	50	
		4	50	après cet essai : mise en place de D4			4	50	
		5	251.5				5	40	vérin presque en bout de course
		6	50				6	250.5	avant : mise en place de G4
		7	242.5				7	50	la jauge du tuyau articulé G2 est déconnectée de la centrale d'acquisition
	2/3/99	8	50	avant, les pertes de sable sont renversées		5/3/99	7b	252.5	
		9	50				8	50	
		10	50				9	50	
		11	50				10	50	
		12	198.5	après : retrait de D1			11	50	sortie du tuyau G1
		13	200				12	200.5	avant : mise en place de G5b
		14	195				13	200	
	3/3/99	15	200			8/3/99	14	203.5	
		16	50				15	50	après : mise en place de G6b
		17	219.5	après : retrait de D2			16	204	augmentation de P _a due au coincement de la plaque entre 26611 et 26730 sec
		18	50		17		219	après : sortie totale de G2	
50	3/3/99	19	50	60	9/3/99	18	40	la plaque arrière tenant B1B2B3 a été bougée pendant la poussée, B1 décalée de 1mm environ	
70	9/3/99	1	20	avant les jauges des tuyaux articulés D3 D4 et D5 sont branchées puis débranchées		19	40	après, les tuyaux G1 et G2 sont enlevés et les jauges des tuyaux G3 G4 et G5 sont débranchées	
						80	40	G3 G4 et G5 sont branchés avant l'essai, la cuve tape à l'arrière à vitesse lente	
						90	10/3/99	21	40

ESSAI 5

à 90kPa

**D – SANS SURCOUPE
G – AVEC SURCOUPE**

**SANS LUBRIFICATION
SANS LUBRIFICATION**

Pluviation : du 11/03 au 17/03/99

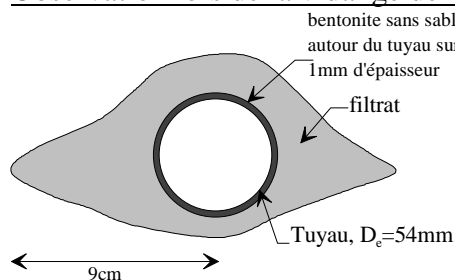
Mise en place des coupelles en inox pour la mesure de la densité

- n° 1, 2 & 3 au fond de la cuve
- n° 4 à 740mm de profondeur
- n° 5 à 395mm de profondeur

Pose des LVDT (distance à l'axe des tuyaux) : D1 :107mm D2 :79mm D3 :55mm
G1 :109mm G2 :84mm G3 :44mm

D perte de sable :					G perte de sable :					
q _s kPa	date	n° essai	L mm	remarque	q _s kPa	date	n° essai	L mm	remarque	
90	18/03/99	1	50		90	19/03/99	1	50	D1int et D2int sont branchés à l'envers, il faudra prendre les valeurs absolues !	
		2	50			2	50			
		3	50			3	50			
		4	60	après : mise en place de D4		22/03/99	4	50		
		5	250	mesure avec 'niveau', le tuyau est relevé à l'avant à l'arrière (fléchit au centre), la cuve se met à taper			5	251.5	avant : mise en place de G5b	
		6	50	avant : branchement de D4, la cuve se met à taper			6	50		
	19/03/99	7	253	la cuve se met à taper		23/03/99	7	251	la cuve ne tape pas	
		8	50				8	50		
		9	50	la cuve tape lorsque l'on s'approche du P _a maxi à vitesse lente			9	50		
		10	50	la cuve se met à taper			10	50		
		11	50	sortie de D1 au cours de la poussée			11	56	sortie du tuyau G1 lors de la poussée	
		12	50				12	199.5	avant : mise en place de G6b, retrait de G1	
					24/03/99	13	202.5			
						14	200			
						15	50			
						16	200			
						17	222	sortie de la surcoupe pendant l'essai		
70	25/03/99	13	20		80	25/03/99	18	30	l'axe du tuyau est au-dessus de l'axe du vérin	
50		14	20		70		19	30		
		15	20		60		20	30	oubli de brancher les jauges	
30	29/03/99	1	50	On commence un test d'injection de bentonite , on pose le tuyau avec les trois points d'injection, on le fonce de 40mm pour amener les points à l'entrée de la cuve, pas d'injection ici	50	26/03/99	21	30	le vérin est sous l'axe du tuyau	
		2	50	injection de lubrifiant à 22004sec	30		22	30		
		3	50	erreur sur le débit injecté, injection à 23753sec						
		4	50	pression d'injection montée à 0.15b puis redescendue à 0.1b avant de tomber à 0b						

Observation lors de la vidange de la cuve :



Le filtrat s'est infiltré vers l'avant, autour du tuyau sans surcoupe sur une longueur de 50mm !

ESSAI 6

SANS SURCOUPE

AVEC BENTONITE

D					G				
perte de sable : 86.24g à 30kPa et 6.8g de 50 à 90kPa soit 93.04g au total mais beaucoup de bentonite est tombée dans le récipient					perte de sable : 47.97g au total, avec peu de bentonite				
q _s kPa	date	n° essai	L mm	remarque	q _s kPa	date	n° essai	L mm	remarque
30	08/04/99	1	42	pas de lubrification, on amène les trous d'injection au bord de la cuve	50	14/04/99	1	42	pas de lubrification
	09/04/99	2	50	moteur de la lubrifiuse à 5.54 début de l'injection :2868sec pression : 0.232b			2	50	la cuve tape à vitesse lente
		3	50	début de l'injection :5270sec			3	50	
		4	50	début de l'injection :7159sec			4	50	début de l'injection :5332sec pression : 0.215b avant : mise en place de G4, l'axe du vérin est sous l'axe du tuyau G3 dirigé vers le haut
		5	130	avant : mise en place de D4 pression d'injection : 0.206b moteur mal réglé sur 5.54, trop injecté			5	263	début de l'injection :9829sec pression : 0.034b – 0.23
		6	121	début de l'injection :9713sec pression : 0.175b		15/04/99	6	50	début de l'injection :69447sec pression : 0.102b – 0.245 – 0.252
	12/04/99	7	50	début de l'injection :68533sec pression : 0.089b			7	250	début de l'injection :73264sec pression : 0.510b – 0.260
		8	259	début de l'injection :72076sec pression : au départ la bento ne bouge pas, la pression augmente jusqu'à 1b puis redescend à 0.393 le récipient contenant les pertes de sable est tombé			8	50	début de l'injection :86032sec pression : 0.260b – 0.229 la cuve tape toujours
		9	50	début de l'injection :84360sec pression : ? à 0.151b			9	50	début de l'injection :1245sec pression : 0.316b – 0.207
		10	50	début de l'injection :86240sec pression : 0.1 à 0.21b			10	50	début de l'injection :2531sec pression : 0.235b – 0.224
		11	50	début de l'injection :1653sec pression : 0.104 à 0.305b			11	50	début de l'injection :4176sec pression : 0.204b – 0.253 sortie de G1 pendant la poussée
		12	50	début de l'injection :3484sec pression : 0.140 à 0.176b pendant : sortie de D1			12	198	avant : mise en place de G5 début de l'injection :7865sec pression : 0.452b – 0.203 à la fin : retrait de G5
		13	200	avant : mise en place de D5, retrait de D1 début de l'injection :10305sec pression : 0.330 à 0.158b			13	202.5	début de l'injection :10429sec pression : 0.298b – 0.284 on recule le vérin, il est désaxé de 5mm vers la gauche p/r au tuyau
	13/04/99	14	202	début de l'injection :67943sec pression : 0.065 à 0.230b		16/04/99	14	200.5	début de l'injection :65054sec pression : 0.237b – 0.304
		15	200	début de l'injection :72754sec pression : 0.220 à 0.240b			15	50	début de l'injection :68083sec pression : 0.183b – 0.346 – 0.266
		16	55	début de l'injection :77638sec pression : 0.192 à 0.176b incident : la plaque avant s'est coincée à –22.75mm			16	201	avant : mise en place de G6 début de l'injection :72741sec pression : 0.250b – 0.293
		17	207	début de l'injection :163sec			17	200	début de l'injection :75219sec pression : 0.400b – 0.249
		18	210	début de l'injection :3221sec pression : 0.250 à 0.292b à la fin : sortie de D2			18	40	sortie de G2 pendant la poussée début de l'injection :78798sec pression : 0.290b – 0.260
		19	40	début de l'injection :10119sec pression : 0.7 à 0.105b D2 bouge d'où LVDT Back peu sûrs ! bentonite s'écoule dans le récipient recueillant les pertes : mise à l'étuve					
50	19/04/99	20	50	pas d'injection car les trous sont sortis					
60		21	50	après la mise en charge, les vis des plaques d'étanchéité sont dévissées puis revissées avant la poussée	60	tentative d'essai mais on ne peut mettre le vérin dans le tuyau G car il est trop désaxé			
70		22	25						
80	20/04/99	23	25	les vis se sont resserrées pendant la nuit ! et le vérin est bloqué dans le tuyau D					
90	21/04/99	24	10	le vérin est de nouveau bloqué					

ESSAI 7

AVEC SURCOUPE

AVEC BENTONITE

Pluviation : du 26/04 au 29/04/99, lors de la pose des tuyaux il a fallu les enfoncer au marteau le joint étant trop serré

Mise en place des coupelles en inox pour la mesure de la densité

- n° 1, 2 & 3 au fond de la cuve
- n° 4 à 701mm de profondeur
- n° 5 à 170mm de profondeur

Pose des LVDT (distance à l'axe des tuyaux) : D1 :111mm D2 :80mm D3 :51mm
G1 :109mm G2 :80mm G3 :47mm

D perte de sable : 41.84g (essai 30kPa de 1 à 18)					G perte de sable : 15.59g (essai 50kPa de 1 à 16)				
q _s kPa	date	n° essai	L mm	remarque	q _s kPa	date	n° essai	L mm	remarque
30	04/05/99	1	44.5	pas de lubrification	50	10/05/99	1	45	pas de lubrification, attention les capteurs arrières B1 à B3 n'ont pas été bien serrés
	05/05/99	2	50	finale injection de 1.6fois le volume de la surcoupe + injection en alternance d'une minute par port d'injection début de l'injection : 3260sec pression d'injection : 0.091 – 0.101b			2	50	début de l'injection : 75960sec pression d'injection : 0.129 – 0.093b
		3	50	début de l'injection : 2269sec pression d'injection : 0.168 – 0.120b			3	50	début de l'injection : 77116sec pression d'injection : 0.068 – 0.110b
		4	50	début de l'injection : 3721sec pression d'injection : 0.137 – 0.101b			4	50	début de l'injection : 78310sec pression d'injection : 0.138 – 0.139b
		5	251	début de l'injection : 15394sec pression d'injection : 0.129 – 0.120b arrêt à 17128sec car pompe lubrifiant en bout de course, repompage de bentonite nouveau départ à 17404sec			5	246	début de l'injection : 53443sec pression d'injection : 0.154 – 0.093b essai viscosimètre Fann de la bentonite : 300 – 42, 600 – 45.5 et 300 – 42.5
		6	50	finale on revient à 1.55fois le volume de la surcoupe			6	50	début de l'injection : 55855sec pression d'injection : 0.187 – 0.081b
		7	250	début de l'injection : 23417sec pression d'injection : 0.117 – 0.097b			7	251	début de l'injection : 58980sec pression d'injection : 0.62 – 0.132b
		8	50	problème de bouchon dans l'injection en début d'essai côté Droit du tuyau début de l'injection : 84900sec pression d'injection : 0.200 – 0.121b			8	50	début de l'injection : 651sec pression d'injection : 0.199 – 0.107b capteurs arrières B1 à B3 sont mal serrés
	06/05/99	9	50	début de l'injection : 1900sec pression d'injection : 0.092 – 0.100b			9	50	début de l'injection : 1660sec pression d'injection : 0.130 – 0.100b
		10	50	début de l'injection : 3800sec pression d'injection : 0.107 – 0.123b			10	50	début de l'injection : 2660sec pression d'injection : 0.081 – 0.081b
		11	44	début de l'injection : 4660sec pression d'injection : 0.103 – 0.146b			11	50	début de l'injection : 3700sec pression d'injection : 0.052 – 0.141b
		12	200	début de l'injection : 14026sec pression d'injection : 0.085 – 0.122b			12	200	début de l'injection : 6834sec pression d'injection : 0.123 – 0.112b
		13	200	début de l'injection : 16479sec pression d'injection : 0.100 – 0.142b			13	205	début de l'injection : 8851sec pression d'injection : ? – 0.136b
		14	200	début de l'injection : 20683sec pression d'injection : 0.083 – 0.123b			14	200	début de l'injection : 13217sec pression d'injection : 0.74 – 0.092b les fils du capteur B2 sont arrachés
		15	43	début de l'injection : 23968sec pression d'injection : 0.054 – 0.104b			15	50	début de l'injection : 72000sec pression d'injection : 0.3000 – 0.837b problème d'injection, poussée certainement sans lubrifiant
	07/05/99	16	200	début de l'injection : 741sec pression d'injection : 0.092 – 0.127b			16	200	début de l'injection : 76200sec pression d'injection : 0.125 – 0.190
		17	200	début de l'injection : 4788sec pression d'injection : 0.097 – 0.146b			17	200	début de l'injection : 78417sec pression d'injection : 0.150 – 0.123b
		18	50	début de l'injection : 8361sec pression d'injection : 0.097 – 0.146b sortie de la surcoupe de 24mm			18	50	début de l'injection : 2720sec pression d'injection : 0.118 – 0.129b la surcoupe sort à 2784sec. le tuyau 57 est sec et 54 humide : normal
50	12/05/99	20	40	sans injection	60	17/05/99	21	25	sans injection
70	17/05/99	22	30		70		23	30	
80		24	30		80		24	30	
90	17/05/99	26	75	poussée rallongée car la poussée diminue sans stabiliser	90	17/05/99	25	30	

Observations :

* Le système du capteur G2ext maintenant l'ensemble ressort+textile+plaque attaché à la cuve était décollé de la cuve lors de la vidange.

* Quelques dimensions de l'extension de l'infiltration de la bentonite :

La lubrification s'est très bien déroulée, hormis sur une petite zone sur le tuyau droit (cake plus petit, bien visible sur la photo 1). Dans l'ensemble, le cake présente des dimensions régulières. De toute évidence, la bentonite a bien rempli son rôle de tenue du massif, en comblant parfaitement l'espace annulaire.

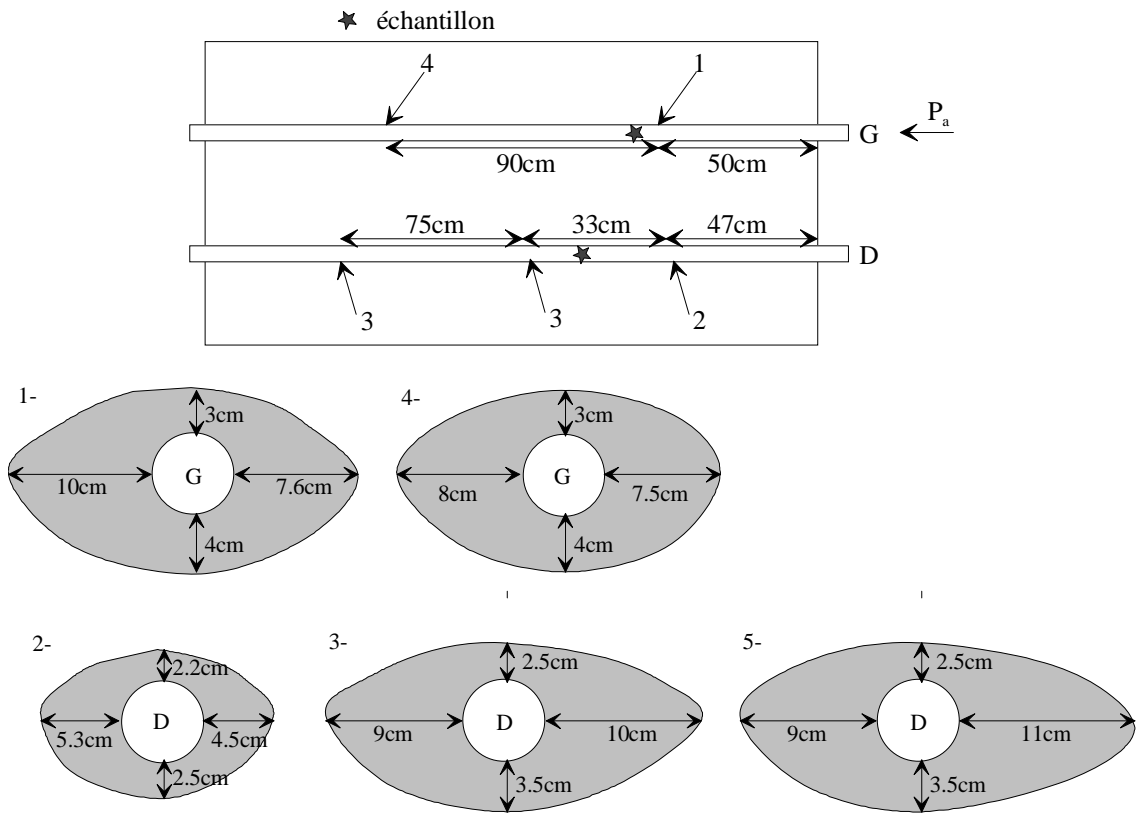


Photo 1 : Vue d'ensemble des cakes



Photo 2 : Détail d'un cake

* Etude des échantillons du cake entourant les tuyaux G et D (la prise d'échantillon est indiquée par une étoile noire sur le schéma de la cuve ci-dessus)

Afin de définir la composition du cake, des prélèvements ont été réalisés autour des tuyaux, au nombre de trois. Un, au niveau du vide annulaire, le second à un centimètre des tuyaux, le troisième à environ 25 mm.

tuyau G			tuyau D				
distance du tuyau (mm)	masse totale (g)	masse de sol (g)	masse de lubrifiant (g)	distance du tuyau (mm)	masse totale (g)	masse de sol (g)	masse de lubrifiant (g)
0	38.15	32.63	2.67	0	76.97	66.1	2.97
10	25.12	24.8	0.10	10	31.48	30.96	0.08
25	35.76	35.48	0.10	25	44.49	43.89	0.08

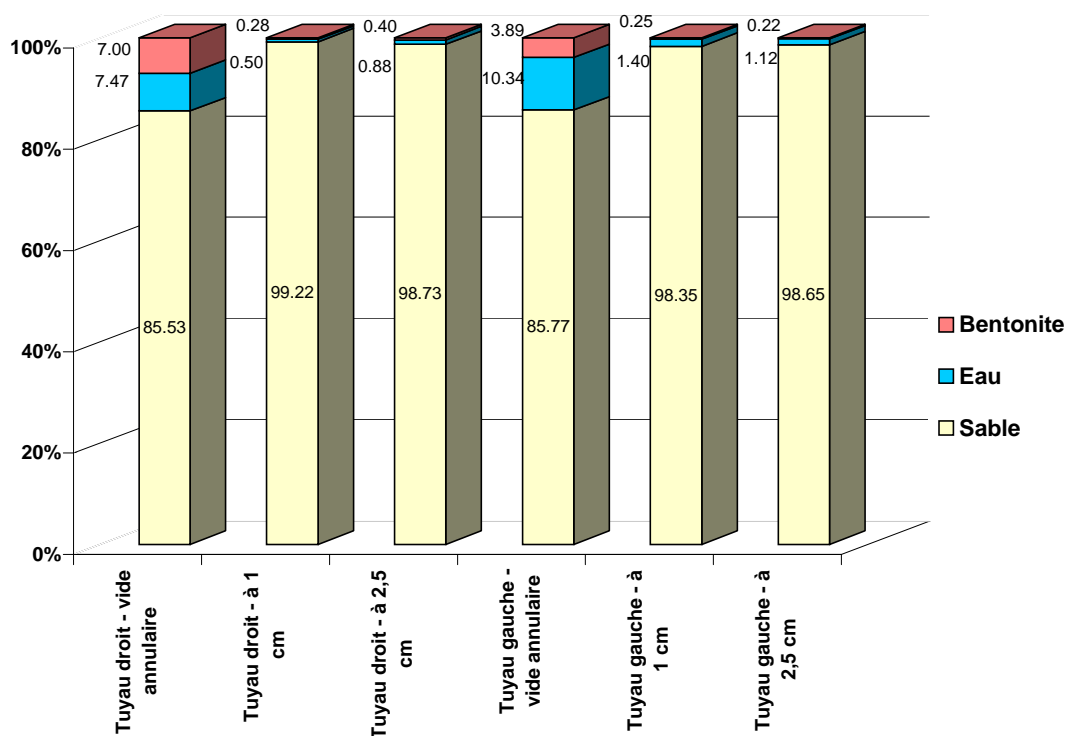
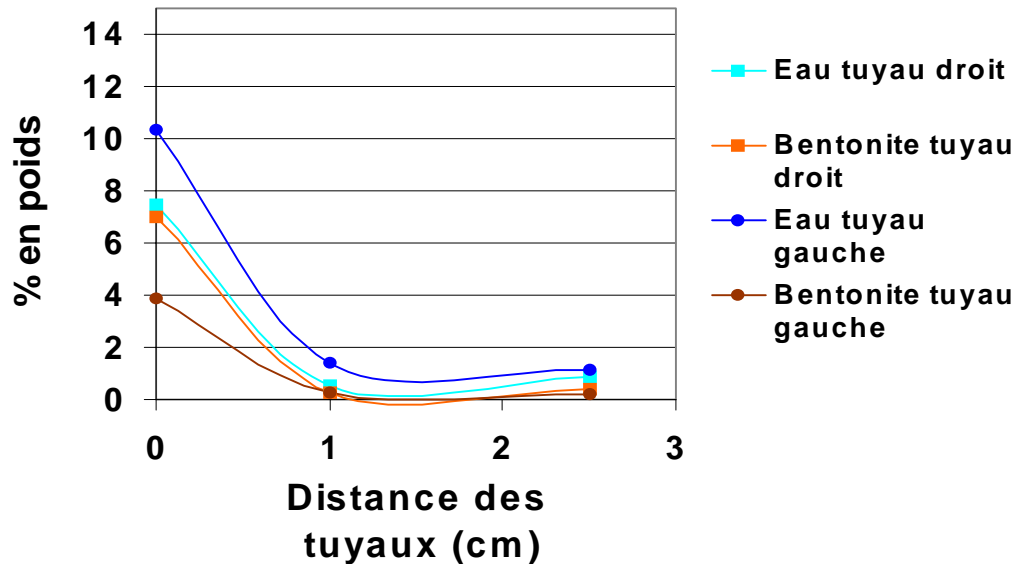


Figure 22 : *Composition des prélèvements autour des tuyaux (en poids)*

Si on analyse les prélèvements à la périphérie des tuyaux, on constate que la bentonite s'est complètement séparée de son eau, car le dosage initialement de 60 grammes par litre est dans ces échantillons de plus de 900 g/l pour le tuyau droit (tuyau poussé à une pression de 30 kPa). Il est vrai que l'on peut avoir des doutes sur les proportions trouvées, car sur cet échantillon pesant 32,63 grammes, on a détecté la présence 2,67 grammes de bentonite, soit 7 % du poids. Autant le poids d'eau dans l'échantillon peut se révéler très précis, autant, vu le mode opératoire, la quantité de bentonite prélevée paraît être entachée d'une grande imprécision.

Mais de toute évidence, au vu du graphique 22, on peut expliquer la lubrification par bentonite. Le vide annulaire est constitué à plus de 80 % de sable, avec un mélange eau bentonite fortement dosé. Autour de ce vide, on constate la présence de très petites quantités d'eau et de bentonite, l'eau percolant très loin du tuyau. Malgré la très faible quantité d'eau (1% du poids environ), très loin de saturer le sable (l'indice des vides avoisine ici 0.701 soit une porosité de 0.412), on constate une excellente cohésion du cake.



Caractéristiques du massif autour des tuyaux

Perte de Sable :

D			G		
poussée	perte de sable (g)	perte cumulée (g)	poussée	perte de sable (g)	perte cumulée (g)
1-3	2.11	2.11	1-4	0.86	0.86
4	0.97	3.08	5	3.90	4.76
5-7	9.96	13.04	6-11	2.32	7.08
8	0.81	13.85	12-16	8.51	15.59
9	0.72	14.57			
10-12	3.87	18.44			
13-15	12.76	31.2			
16	5.16	36.36			
17	5	41.36			
18	0.48	41.84			

ESSAI 8

AVEC SURCOUPE

AVEC TUNLUB

Pluviation : du 19/05 au 20/05/99,

Mise en place des coupelles en inox pour la mesure de la densité

- n° 1, 2 & 3 au fond de la cuve
- n° 4 à 770mm de profondeur (ou 66cm ?)
- n° 5 à 120mm de profondeur

Pose des LVDT (distance à l'axe des tuyaux) : D1 :110mm D2 :82mm D3 :44mm
 G1 :107mm G2 :80mm G3 :45mm
 D1int décollée lors de la vidange

Essai au cône Marsh du Tunlub : 57' 19'', 54' 94'' et 56' 03''

Injection de 1.55 fois le volume du vide annulaire

D perte de sable : 32.54g sous 30kPa de la poussée 1 à 17					G perte de sable : 10.33g sous 50kPa de la poussée 1 à 17					
q _s kPa	date	n° essai	L mm	remarque	q _s kPa	date	n° essai	L mm	remarque	
30	25/05/99	1	40	pas de lubrification, attention un capteur intérieur est mal branché il marche 1 fois sur 2, attention erreur de programme, les valeurs LVDT gauche sont en 1 ^{er}	50	30/05/99	1	45	pas de lubrification	
		2	50	début d'injection : 4463sec pression : 0.057 – 0.049b			2	50	début d'injection : 6322sec pression : 0.039-0.032b	
		3	50	début d'injection : 5406sec pression : 0.045 – 0.041b			3	50	début d'injection : 7342sec pression : 0.030-0.036b	
		4	50	début d'injection : 6300sec pression : 0.031 – 0.065b			4	50	début d'injection : 8316sec pression : 0.044-0.044b	
		5	250	début d'injection : 10010sec pression : 0.056 – 0.040b			5	254	début d'injection : 16365sec pression : 0.030-0.079b	
		6	50	début d'injection : 13207sec pression : 0.050 – 0.044b			6	50	début d'injection : 18761sec pression : 0.028-0.080b	
	26/05/99	7	258	début d'injection : 875sec pression : 0.037-0.059b			7	250	début d'injection : 21242sec pression : 0.039-0.045b	
		8	50	début d'injection : 4791sec pression : 0.071-0.062b			8	50	début d'injection : 26436sec pression : 0.042-0.042b	
		9	50	début d'injection : 7868sec pression : 0.039-0.043b			9	50	début d'injection : 27440sec pression : 0.032-0.045b	
		10	50	début d'injection : 8995sec pression : 0.044-0.043b			10	60	début d'injection : 28430sec pression : 0.050-0.045b	
		11	50	début d'injection : 10021sec pression : 0.059-0.049b			11	50	début d'injection : 29690sec pression : 0.027-0.030b sortie du tuyau G1, doute sur la lubrification	
		12	225	début d'injection : 19707sec pression : 0.059-0.084b			12	202	début d'injection : 337sec pression : 0.032-0.056b	
	28/05/99	13	200	début d'injection : 21772sec pression : 0.055-0.056b			13	207	début d'injection : 2543sec pression : 0.027-0.061b	
		14	200	début d'injection : 25577sec pression : 0.046-0.087b			14	201	début d'injection : 6109sec pression : 0.091-0.049b	
		15	20	vérin en bout de course début d'injection : 27953sec pression : 0.078-0.076b			15	50	début d'injection : 7882sec pression : 0.041-0.074b	
		16	200	début d'injection : 4671sec pression : 0.051-0.045b			16	200	début d'injection : 17642sec pression : 0.029-0.079b	
		17	200	début d'injection : 6955sec pression : 0.053-0.52b sortie de la surcoupe pendant l'essai			17	200	début d'injection : 19802sec pression : 0.034-0.057b	
		18	50	début d'injection : 10157sec pression : 0.025-0.051b			18	40	début d'injection : 21818sec pression : 0.034-0.123b vérin en bout de course	
50	01/06/99	20	30	pas d'injection	60	02/06/99	21	30	pas de lubrification	
70	02/06/99	23	30		70		22	30	pas enregistré, pas de lubrification	
80		24	30		90		26	30	pas de lubrification	
90		25	30							

Observations :

La lubrification s'est là aussi très bien déroulée. Chaque cake présente des dimensions régulières, mais la zone de surcoupe est bien moins visible que dans le cas de la bentonite. Néanmoins le tunlub a bien rempli son rôle de tenue du massif. Il est à remarquer que le tuyau gauche présente un cake plus important (tuyau soumis à une pression de 50 kPa lors du fonçage).

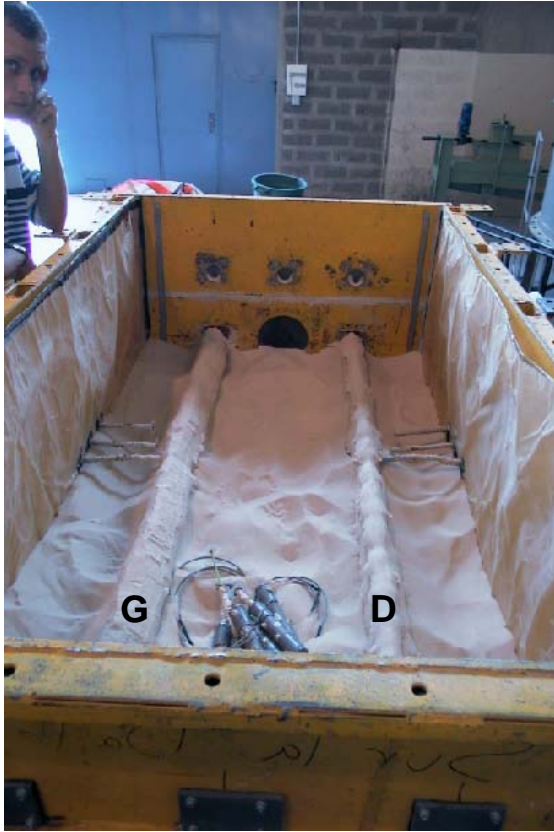


Photo 4 : *Détail d'un cake (essai avec Tunlub)*

Photo 3 : *Vue d'ensemble des cakes (essai avec Tunlub)*

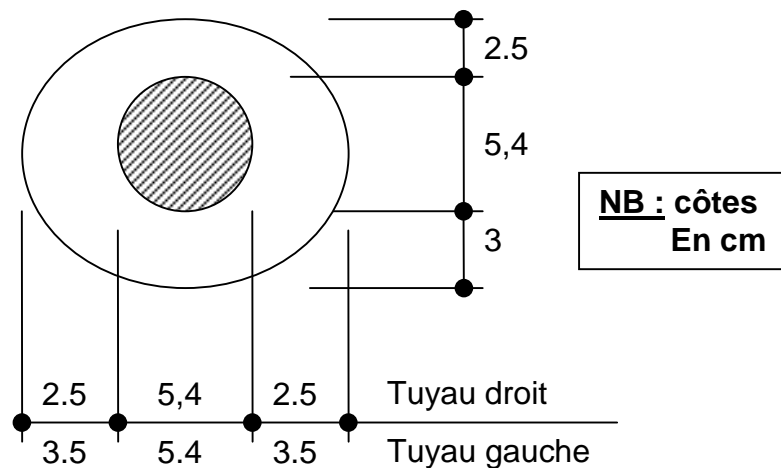


Figure 26 : *Forme moyenne du cake autour des tuyaux*

Comme précédemment des prélèvements ont été réalisés autour des tuyaux. Les résultats de ceux ci sont visualisés sur le graphique de la figure 25. Les cakes ont été mesurés, cf. figure 26. Bien évidemment il n'a pas été possible de distinguer les quantités de tunlub et d'eau, le mélange étant stable.

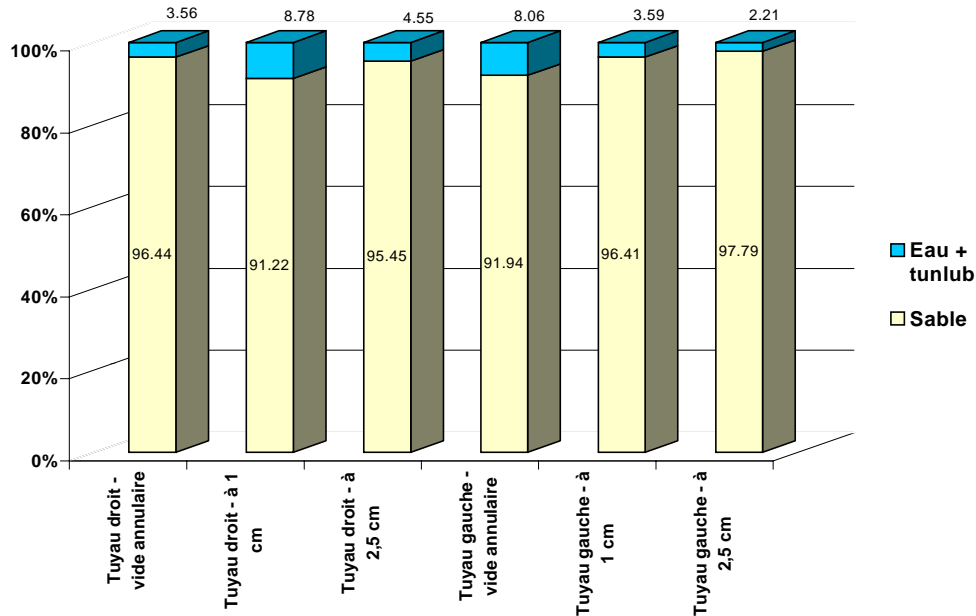


Figure 25 : Composition des prélèvements autour des tuyaux (en poids)

Si on analyse les prélèvements à la périphérie des tuyaux, on constate, ce qui est bien visible sur la figure 27, que le tunlub se propage de manière plus uniforme autour des tuyaux que ne le fait la bentonite. Il se propage également mieux lorsque la surcharge augmente, la quantité de tunlub s'avérant plus importante loin du tuyau sur celui de gauche.

La faible quantité de lubrifiant (2 à 8% du poids environ), est loin de saturer le sable et on peut constater une bonne cohésion du cake.

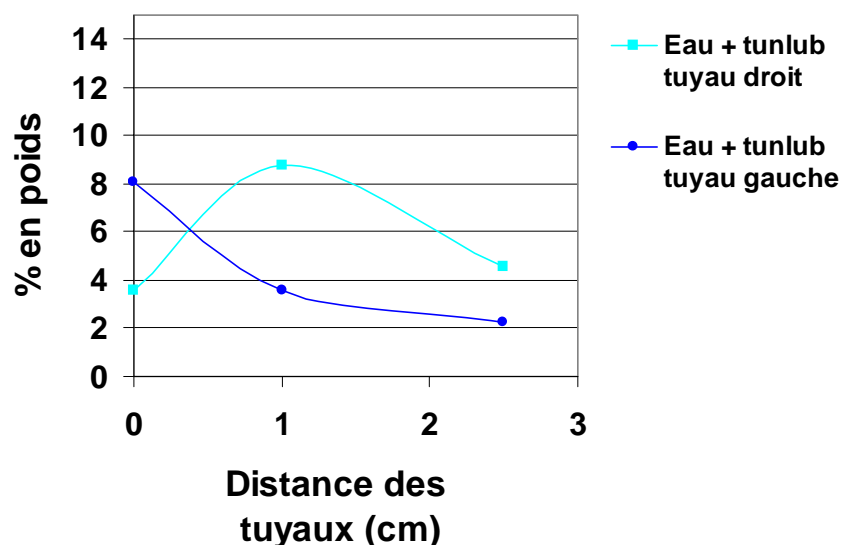


Figure 27 : Caractéristiques du massif autour des tuyaux

Perte de Sable :

D			G		
poussée	perte de sable (g)	perte cumulée (g)	poussée	perte de sable (g)	perte cumulée (g)
1-2	0.45	0.45	1-2	0.06	0.06
3	0.45	0.90	3	0.12	0.18
4-5	2.46	3.36	4-5	0.90	1.08
6	0.44	3.80	6	0.21	1.29
7	3.45	7.25	7-8	1.41	2.70
8	1.11	8.36	9-10	1.42	4.12
9	0.44	8.80	11-15	3.69	7.81
10	0.45	9.25	16-17	2.52	10.33
11	0.45	9.70			
12-13	9.41	19.11			
14	3.88	22.99			
15-16	5.35	28.34			
17	4.20	32.54			

ESSAI 9 SANS SURCOUPE à 50kPa

**D – A SEC puis AVEC TUNLUB
G – A SEC puis AVEC BENTONITE**

Pluviation : du 13/07 au 20/07/99, problème de sable humide, de fermeture avec la trémie

Mise en place des coupelles en inox pour la mesure de la densité

- n° 1, 2 & 3 au fond de la cuve
- n° 4 à 635mm de profondeur
- n° 5 à 203mm de profondeur

Pose des LVDT (distance à l'axe des tuyaux) : D1 :117mm D2 :82mm D3 :52.5mm
G1 :109mm G2 :84mm G3 :40mm

Le tuyau G n'a pas posé de problème lors de la pose, contrairement à D, où l'on n'avait pas enlevé assez de sable, Au final le tuyau apparaît fléchi, ses extrémités étant dirigées vers le haut, alors que le tuyau G est bien horizontal.

Injection d'un volume de lubrifiant correspondant à une « surcoupe » de 3mm autour du tuyau 57mm.

D					G					
perte de sable : 8.70g sur l'essai à sec (1.2m) et 35.97 sur l'essai lubrifié (2m)					perte de sable : 7.68 sur l'essai à sec (1.2m) et 4.61 sur l'essai lubrifié (.11m)					
q _s kPa	date	n° essai	L mm	remarque	q _s kPa	date	n° essai	L mm	remarque	
50	21/07/99	1	50	pas d'injection	50	22/07/99	1	50	pas de lubrifiant	
		2	50				2	56		
		3	50				3	50		
		4	50	lors du recul du vérin on remarque que le tuyau D est incliné vers le haut			4	50		
		5	50	rajout du tuyau D5			5	249.5		
		6	251				6	50		
	22/07/99	7	50	à la fin on dévisse les vis des plaques pour que le tuyau revienne naturellement à l'horizontal pendant la nuit		7	178.5			
		8	2520			8	50			
		9	50	problème avec les LVDT de devant (F1 à F3) se référer plutôt aux LVDT arrières B1 à B3		9	108			
		10	128.5			10	101			
		11	88			11	48.5			
		12	128	à la fin : on ôte D1 et on pose D3 _{injection}		12	49			
début de l'essai avec TUNLUB à 2.61‰						début de l'essai avec BENTONITE à 6‰				
Essai au cône Marsh :55'50, 53'59, 53'17, 55'60, 55'88 et 54'77						Essai au cône Marsh :53'47, 54'56, 56'53 et 49'48				
50	26/07/99	1	45	pas de lubrification		50	28/07/99	1	50	pas de lubrification
		2	50		2			50	début de l'injection : 20586sec pression : 0.152-0.108b le lubrifiant n'arrive pas à être injecté sur les ports Haut et Droit	
		3	50	début de l'injection : 6500sec pression : 0.038 - 0.050b	3			50	début de l'injection : 21668sec pression : 0.129-0.260-0.170b le lubrifiant ne part pas sur le port Haut	
		4	50	début de l'injection : 8176sec pression : 0.054-0.059b	4			50	début de l'injection : 23006sec pression : 0.215-0.279-0.200b	
		5	194	début de l'injection : 19916sec pression : 0.036-0.090-0.140b impression que la vanne Haute est bouchée	5			109	début de l'injection : 24033sec pression : 0.352-0.211b toujours même problème : Haut et Droit	
		6	50	début de l'injection : 21874sec pression : 0.011-0.131b	6			98	début de l'injection : 29423sec pression : 0.102-0.400b	
		7	255	début de l'injection : 24628sec pression : 0.075-0.160b	29/07/99			7	50	début de l'injection : 84616sec pression : 0.240-0.314b installation du tuyau G6
		8	50	début de l'injection : 30100sec pression : 0.063-0.153b				8	108.5	début de l'injection : 688sec pression : 0.868-1.000b fin de l'essai : problème d'injection
		9	50	début de l'injection : 31400sec pression : 0.152-0.169b sortie du tuyau D2 bien horizontalement						
	27/07/99	10	50	début de l'injection : 81150sec pression : 0.116-0.153b sortie complètement de D2						
		11	50	début de l'injection : 82680sec pression : 0.151-0.173b						
		12	50	début de l'injection : 83950sec pression : 0.176-0.164b						

	13	180	début de l'injection : 6000sec pression : 0.056-0.095b avant : D2 est ôté incident : la plaque arrière s'est coincée la poussée est montée à 10kN
	14	60	début de l'injection : 2293sec pression : 0.092-0.156b la pompe du lubrifiant en bout de course
	15	50	avant : mise en place de D7 (L=550mm) début de l'injection : 16035sec pression : 0.071-0.138b
	16	155.5	début de l'injection : 17255sec pression : 0.072-0.163b
	17	97.5	à la fin : on ôte D4 début de l'injection : 19060sec pression : 0.156-0.159b
	18	50	début de l'injection : 21273sec pression : 0.160-0.117b à la fin : on pose D4 à l'avant
	19	110	début de l'injection : 26110sec pression : 0.065-0.159b
	20	123	début de l'injection : 27678sec pression : 0.153-0.155b
	21	87.5	début de l'injection : 29620sec pression : 0.076-0.134b
	22	92.5	début de l'injection : 30914sec pression : 0.155-0.162b
28/07/99	23	50	début de l'injection : 84000sec pression : 0.178-0.165b tuyau est incliné vers le bas p/r au vérin
	24	50	sortie de D5 pendant la poussée début de l'injection : 85360sec pression : 0.142-0.178b
	25	50	sans injection - le sable colle au tuyau
29/07/99	26	30	

Observations du tuyau D :

L'injection du Tunlub s'est bien répartie de manière homogène sauf au départ où le produit est resté très localisé autour des trois points d'injection (cf. photos)



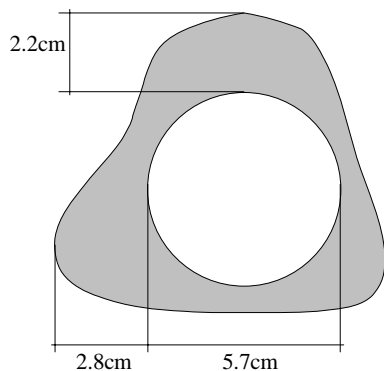
(a)



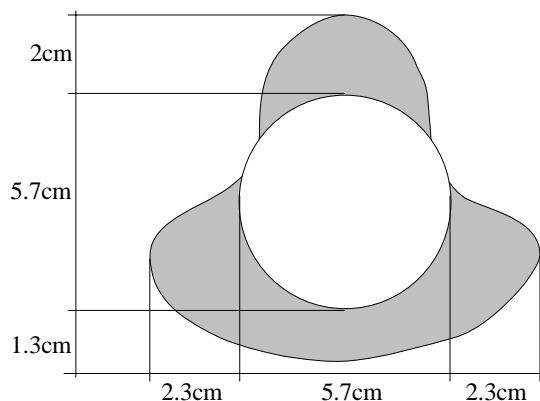
(b)

Photos du tuyau D9 (a) vue à l'entrée de la chambre (b) vue vers la sortie de la chambre

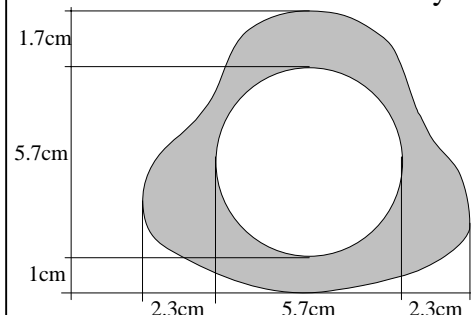
Ainsi à l'avant de la chambre, les dimensions sont :



Puis de 50 à 800mm les dimensions restent à peu près homogènes selon le schéma suivant :



et enfin de 800mm à la fin, le lubrifiant entoure mieux le tuyau

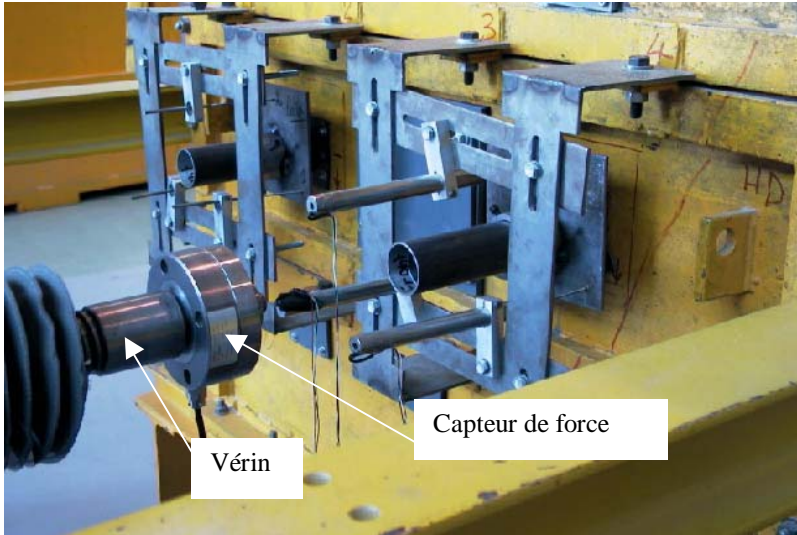


Perte de Sable :

D			G		
poussée	perte de sable (g)	perte cumulée (g)	poussée	perte de sable (g)	perte cumulée (g)
1	0.28	0.28	1	0	0
2	0.08	0.36	2	0.10	0.10
3	0.18	0.54	3	0.11	0.21
4	0.11	0.65	4	0.17	0.38
5	0.20	0.85	5	1.23	1.61
6	1.22	2.07	6	0.26	1.87
7	0.32	2.39	7	1.60	3.47
8	2.27	4.66	8	0.24	3.71
9	0.38	5.04	9	-	-
10	1.53	6.57	10	2.78	6.49
11	0.97	7.54	11-15	1.19	7.68
12	1.16	8.70	avec injection		
avec injection			1	0.37	0.37
1-2	2.00	2.00	2	0.45	0.82
3-4	1.66	3.66	3	0.49	1.31
5	4.93	8.59	4	0.32	1.63
6	1.05	9.64	5-6	1.76	3.39
7	5.36	15.0	7	0.35	3.74
8	1.41	16.41	8	0.87	4.61
9	1.32	17.73			
10	1.74	19.47			
11	0.75	20.22			
12	0.73	20.95			
13-14	2.68	23.63			
15	0.52	24.15			
16	2.42	26.57			
17	2.18	28.75			
18	0.60	29.35			
19	0.90	30.25			
20	1.47	31.72			
21	0.95	32.67			
22	0.95	33.62			
23	0.56	34.18			
24	0.99	35.17			
25	0.80	35.97			

ANNEXE 16
INSTRUMENTATION DE LA CHAMBRE DE CALIBRATION

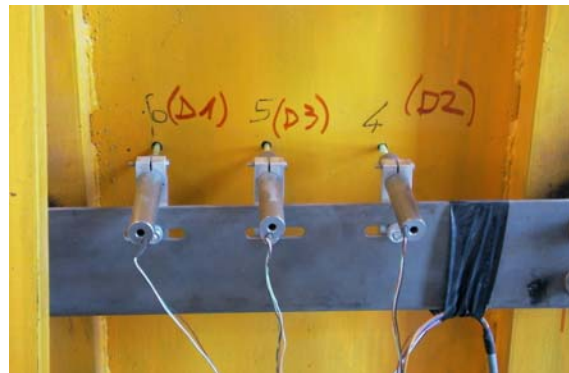
Quelques photographies des capteurs positionnés



Vue de l'installation des 3 LVDT 50mm à l'avant de la chambre



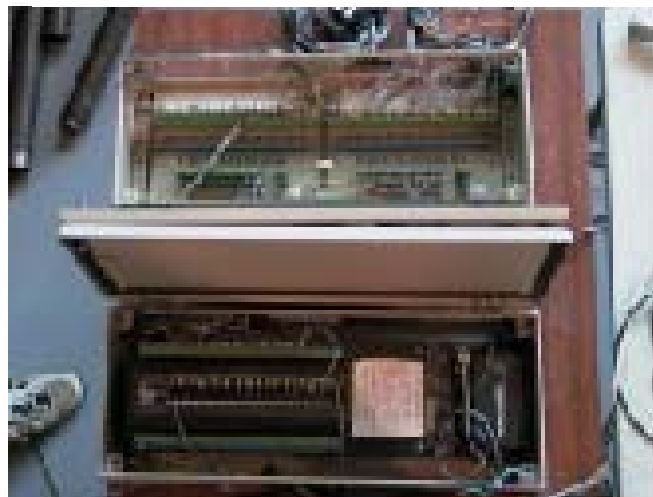
Vue des 6 capteurs LVDT 25mm mesurant les mouvements du sol



©Vue de la fixation des LVDT 25mm extérieur

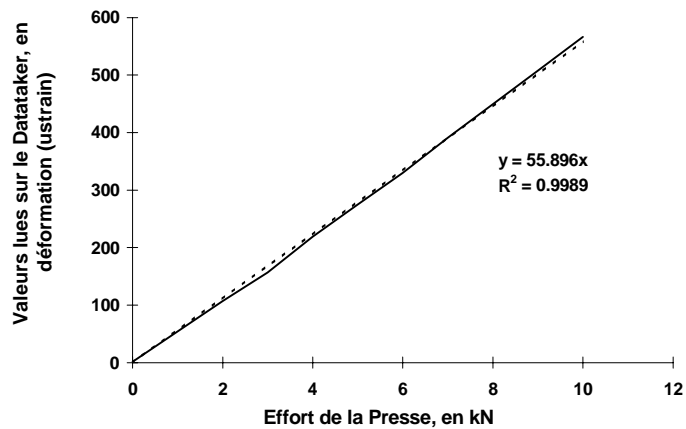


Vue des 12 capteurs LVDT 25mm disposés autour des deux tuyaux



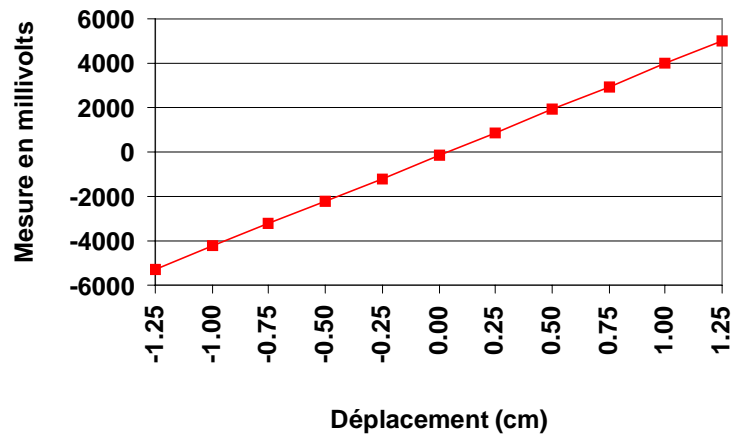
Vue de la centrale d'acquisition des données,

Étalonnage du capteur de force



Étalonnage des capteurs LVDT

exemple de courbe d'étalonnage :
capteur de déplacement
LVDT 50 n° 7627



Capteurs LVDT 50 mm				
Numéro de capteur	7603	6760	7600	7631
Pente calculée, mV/cm	4.105	4.059	4.112	4.069
Constante, mV	-3.321	0.603	0.106	0.469
Numéro de capteur	6752	7627	7632	
Pente calculée, mV/cm	4.076	4.104	4.116	
Constante, mV	0.614	-0.139	0.168	

Capteurs LVDT 25 mm				
Numéro de capteur	9342	9335	7231	9347
Pente calculée, mV/cm	8.141	8.197	8.105	8.133
Constante, mV	0.061	0.282	-0.160	0.065
Numéro de capteur	8074	9341	9371	7264
Pente calculée, mV/cm	8.138	8.165	8.113	8.086
Constante, mV	-0.180	0.076	-0.081	0.124
Numéro de capteur	8094	9328	8075	8120
Pente calculée, mV/cm	8.131	8.164	8.135	8.124
Constante, mV	0.062	0.129	-0.047	0.035
Numéro de capteur	7259			
Pente calculée, mV/cm	8.104			
Constante, mV	-0.062			

ANNEXE 17
PROTOCOLES DE PLUVIATION – FONÇAGE - LUBRIFICATION

PROTOCOLE DE PLUVIATION

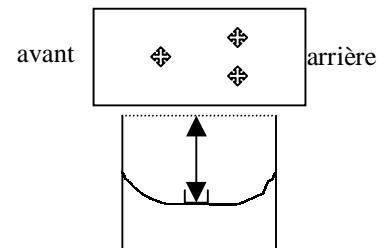
1. Vérifier si les joints ne sont pas trop mal en point sinon les changer par des neufs ! Acheter le matériel et faire les trous avec la foreuse et un cutter.
2. Vérifier que les vis des plaques assurant l'étanchéité sont vissées et qu'elles sont au milieu des trous, permettant de garder une marge de manœuvre lors des surcharges. Ne plus mettre la plaque d'étanchéité à l'intérieur, et rajouter du coton à l'intérieur derrière la plaque de caoutchouc, pour éviter le contact entre le sable et cette dernière.
3. Nettoyer la cuve avec l'aspirateur, ne pas oublier d'aspirer autour des joints d'étanchéité.
4. Installer le polyane (cf. mode d'emploi 1bis) sur les cotés de la cuve en le scotchant pour le maintenir vertical (mettre une seule grande bande de scotch). Ne faire dépasser le scotch que d'1cm vers l'intérieur de la cuve. Si le polyane fait des plis mettre du scotch double face dans le fond, pour le maintenir collé à la cuve.
5. **Les coupelles** : Elles permettent d'évaluer la densité locale de chaque cuve.

En mettre trois dans le fond de la cuve (cf. schéma suivant),

Avant que l'on installe les tuyaux et capteurs, en mettre une au milieu ($\approx 750\text{mm}$ de profondeur)

et une avant de finir de remplir la cuve. ($\approx 250\text{mm}$)

Bien noter la profondeur de pose de la coupelle et noter sur la feuille de pluviation



6. Mettre le tuyau de PVC qui se trouve au niveau du chariot à 700mm au dessus du niveau du sable (ou au début : du fond de la cuve)
7. Vérifier la bonne position des butées (tuyau en PVC à 20mm du bord de la cuve), bien les visser.
8. Vérifier le système de fermeture de la trémie, rajouter du téflon en bombe (« Loctite ») au niveau de la fermeture et du tuyau du milieu, le câble ne doit pas être abîmé.
9. Remplir au maximum la trémie de sable, avec la bague $D=20\text{mm}$
10. Mettre les deux câbles en acier sur les côtés, et installer la trémie au milieu de la cuve (réglage à l'œil) et en hauteur : la distance entre le niveau du sable (ou le fond de la cuve) et la vis tenant la bague (en bas de la trémie) doit être égale à 3.80m (le réglage se fait avec une mire télescopique), ensuite venir la mettre plus vers le côté où va commencer le chariot.

11. Brancher le système de commande du moteur du chariot, à l'alimentation.
12. La vitesse du chariot est fixée à 17cm/s, Vérifier que le potentiomètre est bien à 9,84
13. Brancher l'ordinateur, le mettre en marche, aller dans c :\pluvio\ et lancer « pluvio »
14. A ce moment là, brancher l'ordinateur au moteur
15. Donner un nom à la pluviation « CuveX_Y » X= n° de cuve, Y= n° de trémie, ensuite répondre Oui (ce qui met le chariot en bout de course)
16. Vérifier, avant de commencer, que le chariot met environ 5sec82 pour traverser la cuve sinon retendre +/- la cordelette.
17. Ouvrir la trémie, et dès que le sable tombe, démarrer la commande du chariot en tapant sur d et lancer le chronomètre
18. Compter les aller et retour, et bouger la trémie avec le pont, d'avant en arrière, pour éviter qu'elle ne fasse se soulever le tuyau en PVC et donc que le sable ne tombe plus verticalement
19. Arrêter la chute du sable, en tirant sur le deuxième câble en acier, quand le chariot arrive en fin de course et en fin de cuve.
20. Ensuite arrêter la commande de l'ordinateur, en tapant sur « a » et arrêter le chronomètre
21. Descendre la trémie
22. La remplir pour une prochaine fois

Durée de la pluviation :

vider une trémie dans la cuve : 1 heure

remplir et positionner la trémie au dessus de la cuve : ½ heure

½ cuve : 3 trémies soit 4 heures ½ !!

Positionnement des tuyaux et des capteurs à mi-hauteur :

1. Installer la corde à linge en D et en G, la fixer à l'avant sur l'entretoise du bas prévue pour fixer les LVDT50, la passer dans le trou avant puis le trou arrière sans toucher le sable, fixer à l'arrière à deux grosses manilles, bien placer la corde au radier du trou.
2. Aspirer régulièrement (ie aller rapidement) le long de cette marque, poser le tuyau de 2m pour voir où il faut encore aspirer pour arriver sur la génératrice inférieure souhaitée.
3. Si l'on a, par moment, trop aspiré, utiliser le pluviateur manuel et remplir les vides.

4. Mise en place des tuyaux les uns derrière les autres (*uniquement pour essai sans lubrification*):

- Par terre, placer les tuyaux utilisés les uns derrière les autres ainsi que les manchons adéquats,
- Enfiler les câbles dans les tuyaux, faire attention à ne pas tirer dessus et les dessouder
- Ne pas oublier d'ajouter une ficelle dans les tuyaux 1-2-3 en vue de tirer le câble du tuyau n°5 ou 6 lorsqu'on le rajoutera au train de tuyaux !
- Ensuite enfiler les manchons dans les tuyaux n°1, 2 et 3, on a numéroté les manchons ex : entre tuyaux G1 et G2, le manchon=G12) Attention bien mettre la génératrice en ligne en clef.
- Installer avec précaution les trois tuyaux ainsi solidarités devant la cuve, avec la génératrice placée en position supérieure !
- Repousser le châssis du vérin le plus loin possible de la cuve. Pousser le vérin d'un côté ou de l'autre du châssis afin de faciliter l'insertion des tuyaux qui se fait en passant dessous le bâti supportant le vérin.
- Placer les tuyaux devant la cuve, faire passer les câbles dans le trou, enfoncer les tuyaux dans le trou en veillant à les diriger vers le haut pour ne pas qu'ils perturbent le sable en place, attention les câbles ne doivent pas toucher le sable.
- Puis à deux : l'un pousse devant et l'autre récupère à l'arrière et les descend vers le trou de sortie (Attention ! celui qui est derrière ne doit jamais tirer sur les tuyaux !!), faire passer les câbles délicatement dans le trou arrière, et ensuite mettre les tuyaux
- Positionner le tuyau 3 !
- Attention au positionnement, le tuyau n°2 doit juste avoir la tête qui dépasse à l'avant de la cuve.
- Faire de même pour le deuxième train de tuyaux.

5. Mise en place des LVDT 25mm intérieurs et extérieurs :

- Il faut encore se servir de l'aspirateur et du pluviateur manuel.
- Pour les capteurs extérieurs, mettre le plus petit en 1, le moyen en 2 et le grand en 3.
- Pour les capteurs du milieu
 - mettre les câbles sur le côté de la cuve

- poser les capteurs dans le sable en adoptant une position symétrique à ceux situés à l'extérieur, noter sur la feuille d'essai cette position importante
- passer les fils (sans toucher le sable) dans le trou du milieu de la face arrière de la cuve
- ensuite tirer sur les fils délicatement et venir fermer le trou avec le capuchon beige-gris.

Bien serrer le boulon du bout de la tige du capteur sinon on les perd dans le sable !

PROTOCOLE DE FONÇAGE DES TUYAUX

1. Installer l'ordinateur, le brancher au datataker, le mettre en route,
2. Aller dans c : \cuve\ taper « decipher », normalement s'affiche en haut à droite « Datataker online » Si non, vérifier que le datataker est bien branché à l'ordinateur, que le datataker est bien alimenté et mis en marche, si cela ne marche toujours pas faire reset sur le datataker.
3. Positionner les capteurs LVDT 25mm à 0 au début de chaque cuve :
Taper F7, puis F2 (cette manipe permet de lire les données sans les sauvegarder et donc de ne pas surcharger les fichiers) Dans la barre menu sélectionner « send » puis le programme LVDTText (permet de lire la surcharge, les lvdt extérieurs de gauche puis ceux de droite) mettre tous les LVDT à 0. Pour terminer, taper sur la touche Echap
4. Positionner les capteurs LVDT 50mm à leur état initial :
Taper F7, puis F2 , sélectionner « send » puis le programme LVDT99 (permet de lire la surcharge, les lvdt de devant puis ceux de derrière) remettre les LVDT de devant à +2,5 et de derrière à -2,5. Pour terminer, taper sur la touche Echap
Ne pas oublier de mettre le récipient pour récupérer les pertes de sable à l'arrière de la cuve.
4. Pour lancer l'acquisition des données :
aller dans la barre menu « retrieve », puis dans « send data to » il doit y avoir une flèche devant « screen », sinon pour l'afficher appuyer sur screen, puis dans «file» taper un nom de fichier .dtu

le code concernant le nom des essais est le suivant :
0_0D01 : 0 pour le n° de l'essai (ie p/r à la cuve) ex : 0 pour l'essai à blanc
 0 pour la surcharge
 D ou G pour le tuyau testé, soit celui de droite soit de gauche (On rajoute « **lu** » derrière dans le cas des essais avec lubrification)
 01 pour le n° de la poussée successive.

Ensuite taper « start retrieve »
5. La Poussée (voir Protocole suivant pour la lubrification):

On commence à pousser à faible vitesse (3Hz) avec une acquisition de données toutes les 2 secondes puis dès que l'on atteint le palier on passe à 60Hz (sauf dans le cas de la première poussée où l'on passe à 7.2 Hz), ensuite la décharge se fait à faible vitesse (3Hz). Lorsque l'effort est revenu à des valeurs proches du 0, arrêter le variateur ainsi que l'acquisition de données en tapant sur la touche « echap » puis taper « abort ».

6. Lorsque le vérin est en bout de course :

Arrêter l'acquisition des données, mettre le variateur de fréquence au maximum : 60Hz. Reculer le vérin (Aider le vérin à sortir du tuyau, car il peut emporter le tuyau vers l'arrière). Attendre que le vérin revienne à sa position initiale. En attendant, déboulonner les boulons des deux barres qui maintiennent le vérin sur le bâti, ainsi que les quatre ailettes proches du vérin. Lorsque le vérin s'est retiré suffisamment du tuyau, mettre le vérin au milieu. Déplacer les deux barres du vérin vers l'avant ou vers l'arrière, manuellement (si cela demande trop d'énergie, rajouter du téflon en bombe). Reboulonner les boulons des deux barres, remettre le vérin dans l'axe du tuyau puis resserrer les 4 ailettes (ne pas oublier !) Si le tuyau acier est désaxé à cause de la surcharge (ie il se retrouve trop haut) serrer les ailettes de devant (permet de mettre le vérin plus haut) et approcher ainsi le vérin.

7. Lorsque le tuyau n°1 sort de la cuve :

Installer une table, les plaques jaunes, et les rouleaux de Schneebeli sous le tuyau pour qu'il reste horizontal.

PROTOCOLE D'INJECTION DU LUBRIFIANT

1. Utiliser les tuyaux sans les jauges (cela facilite grandement la pose durant la pluviation)

2. Avant le 1^{er} essai de poussée :

La veille avant 16heures : Préparer 7l de polymère

pour la bentonite : doser à 6% (ie à 60g/l) mixer l'eau avec le mixeur à ailettes rondes à 30-40% de sa puissance (2800tr/mn) puis verser la poudre doucement à côté du vortex créé par le mixeur (sinon la poudre va s'accumuler dans les ailettes et non se mélanger dans la boue). Après avoir tout versé, mixer pendant 20 min puis laisser reposer 16h minimum.

pour le tunlub : doser à 2.61‰ (ie 2.61g/litre) bien faire attention au dosage qui est faible, utiliser des seringues de 10ml et de 1ml, mixer doucement (10% au mixer à ailettes rondes) pendant 5 min puis 10min avec l'agitateur magnétique, laisser reposer 16h (le minimum accepté est 2h mais on garde comme cela les mêmes caractéristiques de préparation).

La veille, préparer la lubrifieuse : Remplir le panneau d'eau à partir du réservoir à eau (fermer 3 et la vanne du bas).

- mettre la pompe d'injection en arrière : brancher le moteur à l'asservissement (le même que pour la pluviation) mettre à 10 et baisser le commutateur, mettre en marche.
- vider la poche de caoutchouc du ballon tampon de son air : ôter le couvercle, le relier à 3, la remplir d'eau en ouvrant 1, 2, 3 et 7 (ce qui va chasser l'air), la vider de son eau en la mettant plus haut que le niveau du réservoir d'eau, puis fermer 7

Le jour même :

- mixer le lubrifiant quelques secondes pour homogénéiser, fermer 10 et 9, mettre 5l environ dans le ballon tampon, refermer le ballon avec son couvercle (attention ne pas oublier le joint d'étanchéité, ne pas boucher la purge d'air 8, la laisser ouverte), visser fermement
- mettre le lubrifiant dans le réservoir à bentonite, enlever le tuyau en 9, laisser descendre la bentonite et dès qu'elle arrive au bout l'enfoncer en 9
- ouvrir 8 et 9, finir de remplir le ballon tampon (mettre le ballon le plus bas possible) dès que la bentonite sort en 8, fermer 8 et 9.
- Purger d'air le panneau : fermer 7, ouvrir 1 et 2, secouer le panneau et aider les bulles à monter, ensuite fermer 1 et 2 et ouvrir 7
- Juste avant l'essai, ouvrir 7 et 10 et 4 et 5

Le système est prêt à fonctionner !

3. Pendant les Poussées :

- On n'injecte pas à 3Hz mais on note tout de même la pression du capteur en 3,
- Dès que l'on approche de la Poussée au pic, lancer l'asservissement du moteur (noter le temps) le commutateur vers le haut et le bouton à 5.54 pour les essais sans surcoupe, aller aider la roue de la pompe à tourner (vers la droite), attendre que le lubrifiant avance dans le tuyau Rilsan (entre 10 et le tuyau acier), à ce moment lancer le vérin à 60hz, noter le temps, la poussée en pic et la pression du capteur. Arrêter le moteur lorsque l'on met à décharger le vérin.
- A la fin de la poussée, fermer 10, 7, 4 et 5 ouvrir en 9, mettre le commutateur vers le bas, aider la roue à tourner vers la gauche, et vider la poche caoutchouc de son eau en remplaçant le vide créé par du lubrifiant.
- Ensuite revenir au point *

Tous les matins, vider le ballon tampon ainsi que la réserve de lubrifiant, remixer, et remettre le tout.

Toutes les 2 heures, secouer énergiquement le ballon tampon

Entre le tuyau D et le tuyau G, ne pas oublier de préparer la veille à nouveau 7l de lubrifiant !

EXEMPLE DE FICHE D'ESSAI DE FONÇAGE

Date : _____ Tuyau D ou G : _____
 Essai n° : _____ Poussée n° :
 Programme : _____ Position du bâti : _____
 Surcharge (bar) : _____

Vitesse de chargement (Hz) : 3
 Heure de départ : sec -- H min -- Pression d'injection : bar
 Valeur de la poussée maxi (N) : _____ Heure départ moteur : sec
 Heure de changement de vitesse (sec): _____ Pression d'injection : bar
 Vitesse de poussée (Hz) : 60
 Poussée résiduelle (N) : _____
 Heure du déchargement (sec): _____ Pression d'injection : bar
 Vitesse de déchargement (Hz) : 3
 Heure de fin : sec -- H min -- Pression d'injection : bar
 Perte de sable (g) : _____
Commentaire(s) :

Tuyau Poussée						Tuyau à côté					
à l'intérieur			à l'extérieur			à l'intérieur			à l'extérieur		
1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3

EXEMPLE DE FICHE D'ESSAI DE PLUVIATION

Essai n°:

Date	n° de trémie	Hauteur de cuve à remplir	nombre d'A/R du chariot	Temps de pluviation (min)	Commentaires

Autres Commentaires :

FOLIO ADMINISTRATIF

THESE SOUTENUE DEVANT L'INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUEES DE LYON

NOM : PHELIPOT	Date de soutenance :
Prénom : Annabelle	15 décembre 2000
TITRE : INTERACTION SOL-STRUCTURE LORS D'OPERATIONS DE MICROTUNNELAGE	
NATURE : Doctorat	Numéro d'ordre : 00 ISAL 0087
Formation doctorale : GENIE CIVIL – Sols, Matériaux, Structures, Physique du Bâtiment	
RESUME :	
<p>Ce travail s'inscrit dans le cadre du Projet National de Recherche français "Microtunnels". Le microtunnelage est une technique de pose de canalisations sans tranchée. Elle consiste à foncer la canalisation à l'arrière d'un microtunnelier ayant les fonctions d'excavation, de marinage et de guidage. Cette méthode récente, permettant de réduire les nuisances liées à la pose des réseaux en tranchée, se développe principalement dans le cadre du génie civil urbain.</p> <p>Cette étude essentiellement expérimentale concerne principalement les problèmes liés au frottement à l'interface sol-canalisation, à la stabilité du front de taille, et enfin aux mouvements induits au sein du massif de sol traversé.</p> <p>Une première phase d'observations de terrain, basée sur le suivi complet de chantiers de microtunnelage dans des conditions de sol diverses, comportait la caractérisation des terrains traversés ainsi que l'enregistrement des principaux paramètres de fonçage et de pilotage. L'interprétation de ces données a permis de mettre en évidence l'incidence de la nature des terrains, de la surcoupe, de la lubrification et des problèmes de guidage sur les frottements mobilisés, sans permettre toutefois de toujours faire la part de chacun de ces paramètres. Les problèmes de stabilité du front et leur incidence sur les mouvements du sol ont pu également être observés et analysés.</p> <p>A partir de ces résultats, une étude complémentaire, dans des conditions bien contrôlées, a été entreprise dans une chambre de calibration adaptée à la modélisation du fonçage de canalisations. Les essais réalisés ont permis de cerner plus précisément l'incidence de la surcoupe et de l'injection de lubrifiant sur les frottements mobilisés et sur les mouvements engendrés dans le massif. L'incidence de la surcoupe a été modélisée à l'aide de simulations numériques bidimensionnelles en vue de l'extension aux conditions in-situ.</p>	
MOTS-CLES : technologie sans tranchée, microtunnel, étude sur terrain, étude laboratoire, interaction sol structure, stabilité, mouvement sol, simulation numérique trenchless technology, microtunnel, field study, laboratory study, soil structure interaction, stability, movement, numerical simulation	
Laboratoire de recherche : URGC-GEOTECHNIQUE	
Directeur de Thèse : Richard KASTNER	
Président du Jury : Pierre LAREAL	
Composition du Jury : Alain GUILLOUX, Richard KASTNER, Pierre LAREAL, Eric LECA, Michel MERMET, Chris ROGERS, Pierre THOMAS	