



HAL
open science

Impact de la construction de tunnels urbains sur les mouvements de sol et le bati existant. Incidence du mode de pressurisation du front

Emilie Vanoudheusden

► **To cite this version:**

Emilie Vanoudheusden. Impact de la construction de tunnels urbains sur les mouvements de sol et le bati existant. Incidence du mode de pressurisation du front. Sciences de l'ingénieur [physics]. Insa Lyon, 2006. Français. NNT: . tel-04184977

HAL Id: tel-04184977

<https://hal.science/tel-04184977v1>

Submitted on 22 Aug 2023

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.



Open licence - etalab

Thèse

Impact de la construction de tunnels urbains
sur les mouvements de sol
et le bâti existant
Incidence du mode de pressurisation du front

présentée devant
L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon

pour obtenir
le grade de docteur

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

par
Emilie VANOUDHEUSDEN

Soutenue le 13 décembre 2006 devant la Commission d'examen

Jury

STANDING Jamie	Lecturer (Imperial College - Londres)	Rapporteur
TISOT Jean-Paul	Professeur des Universités (ENSG)	Rapporteur
ROBERT Jacques	Directeur des Risques – ARCADIS ESG	Examineur
SHAHROUR Isam	Professeur des Universités (Polytech'Lille)	Président du jury
KASTNER Richard	Professeur des Universités (INSA de Lyon)	Directeur de thèse
EMERIAULT Fabrice	Maître de Conférences (INSA de Lyon)	Co-directeur de thèse

Cette thèse a été préparée avec le laboratoire URGC (Unité de Recherche en Génie Civil) de l'INSA (Institut National des Sciences Appliquées) de Lyon, dans l'équipe Géotechnique, sous la direction du Pr. Richard KASTNER et du Dr. Fabrice EMERIAULT.

Adresse :

URGC Géotechnique
INSA de Lyon
Bât. JCA Coulomb
Domaine scientifique de la Doua
F-69621 Villeurbanne Cedex
Tél : +33 4 72 43 87 91
Fax : +33 4 72 43 85 20
E-mail : geot@insa-lyon.fr
www.insa-lyon.fr

SIGLE	ECOLE DOCTORALE	NOM ET COORDONNEES DU RESPONSABLE
	<p><i>CHIMIE DE LYON</i></p> <p>Responsable : M. Denis SINOÛ</p>	<p>M. Denis SINOÛ Université Claude Bernard Lyon 1 Lab Synthèse Asymétrique UMR UCB/CNRS 5622 Bât 308 2^{ème} étage 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.44.81.83 Fax : 04 78 89 89 14 sinou@univ-lyon1.fr</p>
E2MC	<p><u>ECONOMIE, ESPACE ET MODELISATION DES COMPORTEMENTS</u></p> <p>Responsable : M. Alain BONNAFOUS</p>	<p>M. Alain BONNAFOUS Université Lyon 2 14 avenue Berthelot MRASH M. Alain BONNAFOUS Laboratoire d'Economie des Transports 69363 LYON Cedex 07 Tél : 04.78.69.72.76 Alain.bonnafous@ish-lyon.cnrs.fr</p>
E.E.A.	<p>ELECTRONIQUE, ELECTROTECHNIQUE, AUTOMATIQUE</p> <p>M. Daniel BARBIER</p>	<p>M. Daniel BARBIER INSA DE LYON Laboratoire Physique de la Matière Bâtiment Blaise Pascal 69621 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43.64.43 Fax 04 72 43 60 82 Daniel.Barbier@insa-lyon.fr</p>
E2M2	<p>EVOLUTION, ECOSYSTEME, MICROBIOLOGIE, MODELISATION http://biomserv.univ-lyon1.fr/E2M2</p> <p>M. Jean-Pierre FLANDROIS</p>	<p>M. Jean-Pierre FLANDROIS UMR 5558 Biométrie et Biologie Evolutive Equipe Dynamique des Populations Bactériennes Faculté de Médecine Lyon-Sud Laboratoire de Bactériologie BP 1269600 OULLINS Tél : 04.78.86.31.50 Fax 04 72 43 13 88 E2m2@biomserv.univ-lyon1.fr</p>
EDIIS	<p>INFORMATIQUE ET INFORMATION POUR LA SOCIETE http://www.insa-lyon.fr/ediis</p> <p>M. Lionel BRUNIE</p>	<p>M. Lionel BRUNIE INSA DE LYON EDIIS Bâtiment Blaise Pascal 69621 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43.60.55 Fax 04 72 43 60 71 ediis@insa-lyon.fr</p>
EDISS	<p><i>INTERDISCIPLINAIRE SCIENCES-SANTE</i> http://www.ibcp.fr/ediss</p> <p>M. Alain Jean COZZONE</p>	<p>M. Alain Jean COZZONE IBCP (UCBL1) 7 passage du Vercors 69367 LYON Cedex 07 Tél : 04.72.72.26.75 Fax : 04 72 72 26 01 cozzone@ibcp.fr</p>
	<p><u>MATERIAUX DE LYON</u> http://www.ec-lyon.fr/sites/edml</p> <p>M. Jacques JOSEPH</p>	<p>M. Jacques JOSEPH Ecole Centrale de Lyon Bât F7 Lab. Sciences et Techniques des Matériaux et des Surfaces 36 Avenue Guy de Collongue BP 163 69131 ECULLY Cedex Tél : 04.72.18.62.51 Fax 04 72 18 60 90 Jacques.Joseph@ec-lyon.fr</p>
Math IF	<p><u>MATHEMATIQUES ET INFORMATIQUE FONDAMENTALE</u> http://www.ens-lyon.fr/MathIS</p> <p>M. Franck WAGNER</p>	<p>M. Franck WAGNER Université Claude Bernard Lyon1 Institut Girard Desargues UMR 5028 MATHEMATIQUES Bâtiment Doyen Jean Braconnier Bureau 101 Bis, 1^{er} étage 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43.27.86 Fax : 04 72 43 16 87 wagner@desargues.univ-lyon1.fr</p>
MEGA	<p><u>MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE CIVIL, ACOUSTIQUE</u> http://www.lmfa.ec-lyon.fr/autres/MEGA/index.html</p> <p>M. François SIDOROFF</p>	<p>M. François SIDOROFF Ecole Centrale de Lyon Lab. Tribologie et Dynamique des Systèmes Bât G8 36 avenue Guy de Collongue BP 163 69131 ECULLY Cedex Tél :04.72.18.62.14 Fax : 04 72 18 65 37 Francois.Sidoroff@ec-lyon.fr</p>

Résumé

La nécessité d'étendre les réseaux souterrains est aujourd'hui une réalité pour de très nombreuses villes partout dans le monde. Les tunneliers à front pressurisé font partie de l'éventail des techniques d'excavation ; mais cette technique étant nouvelle, les moyens de calcul à disposition des bureaux d'études se révèlent relativement mal adaptés. Il est donc nécessaire, afin de mettre au point de nouveaux outils de dimensionnement, de réaliser au préalable des observations sur chantier.

Dans ce contexte, cette recherche a porté sur l'impact de la construction de tunnels en zone urbaine sur le sol et le bâti dans le cas des travaux réalisés au moyen de tunneliers à front pressurisé sur le chantier de la ligne B du métro de Toulouse. Ce chantier était particulièrement adapté à notre problématique puisque 3 techniques de confinement du front y ont été utilisées (pression d'air, de boue et de terre) dans un contexte géologique et géotechnique quasi-homogène sur les 13 km du tracé. Ainsi les observations permettent d'appréhender l'influence d'une excavation au tunnelier à front pressurisé et de comparer les différentes techniques de pressurisation.

L'instrumentation mise en place sur plusieurs sections spécifiques tout au long du tracé du tunnel a permis d'observer les mouvements du massif de sol avant, pendant et après le passage des tunneliers. Elle a ainsi mis en évidence un comportement atypique de la molasse toulousaine au creusement, comportement attribuable à l'état de contrainte initiale dans le terrain. Elle a aussi permis d'appréhender localement l'influence de la conduite du tunnelier sur les mouvements du sol.

Pour les techniques d'excavation à pression de terre et à pression de boue, la corrélation entre paramètres de fonctionnement des tunneliers et déplacements verticaux de surface a été étudiée plus en détail. Cette analyse conjointe a permis de mettre au point une méthodologie pour l'identification des paramètres les plus influents sur les mouvements pour chacune de ces méthodes.

Abstract

The expansion of cities shows the necessity to expand underground networks. The pressurized-face tunnel excavation technique is a new technique, which suffers from research consultancy lacks in validity of computations. In the intention to create dimensions tools it is first necessary to observe what happens during excavation works.

This research aimed to point the impact of tunnels construction in urban areas on soils and buildings regarding the case of excavations made with TBM for subway line B of Toulouse. This site perfectly fitted to our problematic since three confining methods were used (air, mud, and earth pressure) in a nearly homogeneous geological and geotechnical environment along thirteen kilometers. Our observations allow us to evaluate the consequences of the use of a TBM and to compare the different methods of pressurization.

The installation of measurement devices on several specific sections along the line permits the observation of soil mass moves before, during and after the digging. It shows an atypical behavior of Toulouse's molasses, a phenomenon understood thanks to the initial overconsolidated state. It also shows the local influence the driving of the tunnel digger has on soil moves.

As to earth-pressure and mud-pressure balance machines, the correlation between tunnel excavation parameters and vertical movements at the surface has been closely examined. This linked analysis permits us to settle a methodology to identify the more influent parameters on soil moves for each method.

Remerciements

Arrivée aujourd'hui au terme de cette aventure, je m'attaque à la rédaction de ces quelques lignes, bilan nostalgique de trois années de travail, de rencontres et d'apprentissages.

Si ce n'est qu'aujourd'hui que s'arrête théoriquement ma vie d'étudiante, je dois avouer que dans mon esprit, ces dernières années ont plutôt été synonymes de première expérience de vie professionnelle. L'autonomie qui m'a été laissée dans la gestion de mon travail, et l'esprit de travail en équipe qui animait les différentes réunions entre les acteurs de ce projet scientifique ont contribué à cet état de fait, et je tiens, par les quelques lignes qui suivent, à remercier profondément l'ensemble des personnes qui m'ont fait confiance durant ces années.

Dans un premier temps, mes pensées vont aux initiateurs de ce travail. Rassembler les attentes scientifiques des universitaires et les exigences des professionnels de bureau d'études et de maîtrise d'œuvre n'est pas une mince affaire, ce projet est une preuve de sa faisabilité. Je remercie donc Richard Kastner et Fabrice Emeriault de l'INSA de Lyon, Jacques Robert d'ARCADIS et Jean-Yves de Lamballerie de SYSTRA, pour avoir tenu le pari d'un tel projet (et aussi de m'avoir choisi moi pour une partie de sa réalisation !).

Je tiens à exprimer particulièrement ma reconnaissance à Richard Kastner, directeur du laboratoire URGC-Géotechnique. Merci pour votre enthousiasme et vos conseils qui m'ont systématiquement interdit un quelconque découragement sous prétexte de données « difficilement » exploitables.

Fabrice, ce travail n'aurait pu progresser de cette manière sans ton implication. Merci pour ta disponibilité, ton soutien, tes nombreux conseils et ta rigueur professionnelle ; merci aussi pour le temps consacré à corriger mes publications et ce manuscrit, à répondre de manière pédagogique à mes interrogations, et à réaliser, de jour comme de nuit, les mesures de terrain nécessaires à mon travail. Je te suis extrêmement reconnaissante pour tout cela.

Je tiens à remercier Jacques Robert, qui a rendu possible mon intégration au sein d'ARCADIS. Sa vision « bureau d'études » sur ce travail a été riche d'enseignements.

J'adresse mes remerciements à Jean-Yves de Lamballerie, contact privilégié « sur le terrain ».

Je tiens à remercier chaleureusement les autres membres de mon jury de thèse qui ont consacré une part de leur temps à la lecture puis à l'évaluation de ce travail. Merci donc à Jamie Standing et Jean-Paul Tisot qui, en tant que rapporteurs de ce rapport, ont contribué à sa finalisation par des remarques bénéfiques et ont animé la soutenance par de nombreuses questions pertinentes. Thanks to Jamie Standing for the reading of 300 pages of this manuscript, in French! Merci aussi à Isam Shahrour qui a accepté de présider ce jury.

La réalisation de ce travail a demandé une quasi-expatriation : fini les côtes bretonnes, direction le sud, la ville rose, Toulouse. L'acclimatation à l'accent toulousain, aux expressions typiques et au « vent qui rend fou » s'est faite en douceur, au contact des toulousains et des gersois.

Je profite de ces lignes pour remercier l'ensemble du personnel ARCADIS des agences de Toulouse et Rodez. Certains doivent encore se demander ce que j'ai pu faire pendant ces trois années ; ils trouveront dans ce manuscrit une part de réponse.

Merci à Gérard Petit, responsable de l'équipe « géotechnique », pour m'avoir intégrée dans son équipe ; merci aux secrétaires (Corinne, Sabine, Nathalie, Gisèle, Danièle, Catherine,

Isabelle) pour les questions administratives (qui me dépassent encore !); merci à Nathalie, Denis et Laurent pour m'avoir initié au logiciel Autocad... A tous, merci pour les souvenirs du week end à la montagne, des discussions animées au repas de midi, des apéros du vendredi soir, des soirées... A Arnaud...

Ces remerciements ne peuvent oublier les piliers de la mesure géophysique et géotechnique de Toulouse, avec qui j'ai eu la chance de passer des heures sur différents trottoirs toulousains, à attendre impatiemment un coup de fil nous donnant le feu vert pour la mesure. De jour comme de nuit, votre présence était souvent synonyme de rigolades, accompagnées systématiquement d'une importante dose de professionnalisme; professionnalisme qui m'a toujours permis d'avoir une entière confiance en vos mesures. Merci donc à Jérôme Mention et à Alain Lacan.

Je remercie les responsables des entreprises de gros œuvre des lots 2, 3, 4 et 5 du chantier de la ligne B du métro de Toulouse, pour m'avoir apporté les renseignements qui m'étaient utiles, toujours dans la limite de leurs possibilités professionnelles. Ce temps à leur contact m'a beaucoup appris sur l'importance du « relationnel » et du « secret professionnel ».

J'exprime ma reconnaissance à toute l'équipe du département Géotechnique de l'URGC de l'INSA de Lyon pour leur soutien et pour la motivation qu'ils ont pu m'apporter lors de mes venues ponctuelles à Lyon.

Je remercie du fond du cœur les personnes qui me soutiennent depuis si longtemps, mes parents, les grandes sœurs et mon petit frère; ma réussite d'aujourd'hui n'est qu'un juste retour des choses de l'immense soutien que vous m'apportez tous les jours. Enfin, merci à Jean Thomas, sans qui rien n'aurait été et ne sera jamais pareil. Merci pour ta présence de chaque jour, et bravo pour la façon remarquable avec laquelle tu as su gérer mon quotidien dans la dernière ligne droite. Il va maintenant falloir que je trouve une nouvelle excuse pour toujours te laisser la vaisselle et la préparation des repas...

Merci...

« Lorsqu'un théoricien trouve un résultat nouveau,
Personne n'y croit, sauf lui !

Lorsqu'un expérimentateur trouve un résultat nouveau,
Tout le monde y croit, sauf lui ! »

Lemaître, J. et Chaboche, J. L., Mécanique des matériaux solides, Bordas, Paris, 1985.

« Marins qui rêvez en haute mer, les coudes appuyés sur la lisse, craignez de penser longtemps dans le noir de la nuit à un visage aimé. Vous risqueriez de donner naissance, dans des lieux essentiellement désertiques, à un être doué de toute la sensibilité humaine et qui ne peut pas vivre ni mourir, ni aimer, et souffre pourtant comme s'il vivait, aimait et se trouvait toujours sur le point de mourir, un être infiniment déshérité dans les solitudes aquatiques, comme cette enfant de l'Océan, née un jour du cerveau de Charles Liévens, de Steenvoorde, matelot de pont du quatre-mats « Le Hardi », qui avait perdu sa fille âgée de douze ans, pendant un de ses voyages, et, une nuit, par 55 degrés de latitude Nord et 35 de longitude Ouest, pensa longuement à elle, avec une force terrible, pour le grand malheur de cette enfant. »

Jules Supervielle, L'enfant de la haute mer, Editions G.P., 1978.

Sommaire Général

Sommaire Général

Introduction Générale.....	1
Chapitre 1. Etude bibliographique - Mouvements induits par le creusement d'un tunnel au moyen d'un tunnelier.....	5
1. Technologie d'un tunnelier.....	8
2. Observation des mouvements de sol lors d'un creusement au tunnelier et impact sur le bâti.....	20
3. Evolution des contraintes et des pressions interstitielles dans le sol lors d'un creusement au tunnelier.....	39
4. Conclusions du chapitre 1.....	45
Chapitre 2. Etude bibliographique – Influence des paramètres de fonctionnement des tunneliers à front pressurisé sur les mouvements des massifs de sol.....	47
1. Observations in situ.....	49
2. Observations sur modèles réduits ou en centrifugeuse.....	56
3. Modèles analytiques.....	60
4. Modèles numériques.....	64
5. Conclusions du chapitre 2.....	72
Chapitre 3. Présentation du chantier de la ligne B du métro de Toulouse et des mesures d'auscultations.....	75
1. La ligne B du métro de Toulouse.....	77
2. Le contexte géologique, hydrogéologique et géotechnique.....	79
3. Les tunneliers.....	90
4. Les paramètres de fonctionnement des tunneliers.....	99
5. Les mesures de nivellement.....	105
6. Les sections spécifiques de mesures	106
Chapitre 4. Campagnes de mesures sur sections.....	111
1. Analyse des résultats de mesure.....	115
2. Mouvements mesurés sur les sections excavées aux tunneliers à pression de terre.....	118
3. Mouvements mesurés sur la section S43 excavée au tunnelier à pression de boue.....	170
4. Bilan des mouvements du massif sur les quatre sections étudiées.....	180
5. Conclusions du chapitre 4.....	190
Chapitre 5. Le traitement des données initiales.....	193
1. Traitement des paramètres de fonctionnement des tunneliers.....	195
2. Traitement des mesures de nivellement.....	207
3. Analyse préliminaire des données du lot 2.....	209
4. Analyse préliminaire des données du lot 4.....	216
5. Conclusions du chapitre 5.....	222

Chapitre 6. Analyse des tassements	225
1. Forme de la relation recherchée et procédure utilisée.....	227
2. Détermination de la relation entre déplacements et paramètres du lot 2.....	232
3. Détermination de la relation entre déplacements et paramètres du lot 4.....	248
4. Conclusions du chapitre 6.....	255
Conclusion Générale	257
Références bibliographiques	261
Annexes	269
Annexe 1. Expressions du modèle analytique de Romo (1997) pour chaque phase de creusement.....	270
Annexe 2. Extrait de la carte géologique au niveau du tracé de la ligne B du métro de Toulouse	276
Annexe 3. Profil en long de la ligne B.....	277
Annexe 4. Tableaux des distributions des essais d'identification des sols.....	278
Annexe 5. Positions des capteurs de pression de confinement au front (tunnelier du lot 2)	280
Annexe 6. Section S22 Castéra.....	281
Annexe 7. Section S23 Compans.....	285
Annexe 8. Section S54 Devic.....	290
Annexe 9. Section S43 Salin.....	293
Annexe 10. Modèle numérique Plaxis 2D de rétroanalyse de la section S43 Salin....	296
Annexe 11. Influence du choix de la valeur i lors du calcul des moyennes mobiles...	297

Introduction Générale

L'expansion des zones urbaines entraîne un accroissement des flux humains, qui conduisent à la nécessité de réseaux de transport en commun efficaces et rapides. L'espace en surface étant limité, surtout dans les centres villes, la solution souterraine est souvent envisagée.

Dans ce cadre, les ouvrages souterrains sont implantés à faible ou moyenne profondeur, dans des sols meubles et dans des zones sensibles aux mouvements du fait de la présence de bâtiments anciens en surface et de réseaux plus ou moins denses dans le massif.

La technique d'excavation de tunnel au tunnelier à confinement répond de manière favorable aux principales contraintes de ces chantiers, à savoir des travaux rapides à l'emprise limitée en surface, dans des terrains aux conditions géotechniques difficiles et hétérogène, en présence d'eau...

La prévision des mouvements au sein du massif est un des points essentiels dans la conception d'un ouvrage souterrain, surtout pour les tunnels peu profonds situés en milieu urbain. Les méthodes de prévision de ces mouvements utilisées jusqu'à maintenant, essentiellement empiriques, ont été établies dans le cas de techniques de creusement traditionnelles ; avec le développement de techniques nouvelles d'excavation au tunnelier, ces méthodes entraînent fréquemment une surévaluation des mouvements et tassements susceptibles d'engendrer des désordres au bâti existant. Ces évolutions rendent indispensable l'organisation de retours d'expériences en vue de mieux évaluer l'impact des nouvelles méthodes de creusement sur le massif environnant, d'identifier les paramètres les plus importants pour contrôler ces mouvements, et de mettre au point et valider de nouvelles approches de simulation du creusement.

Ce travail a pour objectif l'étude de l'impact du creusement de tunnels au moyen de différentes techniques de confinement du front par tunneliers pressurisés, dans le cas particulier de la ligne B du métro de Toulouse. L'intérêt d'un retour d'expérience sur ce chantier tient au fait que 3 techniques de confinement du front différentes (par pression d'air, de boue et de terre) ont été utilisées dans un contexte géotechnique similaire, permettant ainsi de comparer ces techniques.

Il s'articule autour de différentes actions :

- l'étude générale des mouvements autour de tunnels creusés au moyen de tunnelier à confinement,
- l'étude détaillée des résultats de sections d'observations mises en place sur divers sites durant le chantier du métro de Toulouse (en examinant plus particulièrement le champ de déplacement),
- l'étude des mesures de nivellement réalisées sur l'ensemble du linéaire des travaux d'excavation au tunnelier, et la mise en corrélation de ces mouvements avec les caractéristiques de fonctionnement des tunneliers.

Le premier et le deuxième chapitre sont essentiellement bibliographiques. Le chapitre 1 présente la technologie des tunneliers, et détaille, à partir d'observations sur chantiers, les mouvements du massif de sol, l'impact sur le bâti et l'évolution des contraintes, lors des différentes phases de progression des tunneliers. Le chapitre 2 aborde la question de l'influence des paramètres de fonctionnement du tunnelier sur les mouvements du sol, à partir de mesures expérimentales et de modèles numériques et analytiques.

Le chapitre 3 présente le chantier de la ligne B du métro de Toulouse et les mesures d'auscultation réalisées durant ce chantier dans le cadre de ce travail.

Le chapitre 4 est consacré à l'analyse détaillée des mouvements induits en surface et dans le massif par le creusement du tunnel sur 4 profils d'observation spécifiques mis en place pour cette recherche.

Les chapitres 5 et 6 traitent de la mise en corrélation qualitative des mouvements verticaux en surface avec les caractéristiques de fonctionnement des tunneliers. On détaille ainsi le traitement réalisé sur les mesures brutes de tassement ou soulèvement et sur les paramètres de fonctionnement, puis l'élaboration de relations mettant en évidence, dans le cas des tunneliers à pression de terre et à pression de boue utilisés sur ce chantier, les principaux paramètres influant les déplacements en surface.

Chapitre 1

Etude bibliographique Mouvements induits par le creusement d'un tunnel au moyen d'un tunnelier

Sommaire Détaillé

1. TECHNOLOGIE D'UN TUNNELIER.....	8
1.1. CLASSIFICATION DES TUNNELIERS.....	8
1.2. HISTORIQUE DE L'UTILISATION DES TUNNELIERS A FRONT PRESSURISE.....	9
1.3. PRINCIPES DE FONCTIONNEMENT DES TUNNELIERS A FRONT PRESSURISE.....	10
1.3.1. <i>Excavation des terrains</i>	11
1.3.2. <i>Confinement du front</i>	12
Le confinement par air comprimé.....	12
Le confinement par boue – confinement hydraulique.....	13
Le confinement par la terre.....	14
1.3.3. <i>Evacuation des déblais</i>	15
1.3.4. <i>Mise en place du revêtement</i>	15
1.3.5. <i>Injections de mortier</i>	15
1.3.6. <i>Guidage du tunnelier</i>	16
1.3.7. <i>Surcoupe</i>	16
1.3.8. <i>Systèmes de pilotage</i>	17
1.4. EFFORTS S'EXERÇANT AU SEIN DU TUNNELIER.....	17
1.4.1. <i>Efforts sur la jupe</i>	17
1.4.2. <i>Efforts nécessaires à l'avancée du tunnelier</i>	17
1.5. PARAMETRES DE CHOIX POUR L'UTILISATION DES TUNNELIERS A FRONT PRESSURISE.....	18
1.6. CONCLUSION.....	19
2. OBSERVATION DES MOUVEMENTS DE SOL LORS D'UN CREUSEMENT AU TUNNELIER ET IMPACT SUR LE BATI.....	20
2.1. LES SOURCES DE MOUVEMENTS DU MASSIF DE SOL.....	20
2.1.1. <i>Mouvements en avant et au droit du front</i>	20
2.1.2. <i>Mouvements le long du bouclier</i>	20
2.1.3. <i>Mouvements à l'extraction de la jupe</i>	21
2.1.4. <i>Mouvements dus à l'ovalisation du revêtement</i>	21
2.2. OBSERVATION DES MOUVEMENTS DU SOL SUR DIFFERENTS CHANTIERS.....	21
2.2.1. <i>Chantier du prolongement de la ligne D du métro de Lyon – tunnelier à pression de boue</i>	22
2.2.2. <i>Chantier du réseau d'alimentation en eau de San Francisco – tunnelier à pression de terre</i>	25
2.2.3. <i>Caractéristiques des tassements de surface</i>	26
Cuvette transversale de tassement.....	26
Développement des tassements au cours des phases de creusement.....	27
Volume perdu (ou « volume loss »).....	28
Point d'inflexion de la courbe <i>i</i>	28
Angle d'ouverture β	29
Cuvette longitudinale des tassements.....	29
2.2.4. <i>Caractéristiques des tassements en profondeur</i>	30
2.2.5. <i>Caractéristiques des déplacements horizontaux</i>	31
2.3. IMPACT SUR LE BATI.....	32

2.3.1.	<i>Mouvements subis par les constructions et classification des dommages</i>	32
2.3.2.	<i>Influence des mouvements de terrain sur les constructions</i>	34
2.3.3.	<i>Influence des constructions sur les mouvements de terrain</i>	35
2.4.	CONCLUSION	38
3.	EVOLUTION DES CONTRAINTES ET DES PRESSIONS INTERSTITIELLES DANS LE SOL LORS D'UN CREUSEMENT AU TUNNELIER	39
3.1.	EVOLUTION DES PRESSIONS INTERSTITIELLES	39
3.1.1.	<i>Chantier de la ligne 2 du métro de Shanghai – tunneliers à pression de terre</i>	39
3.1.2.	<i>Chantier du prolongement de la ligne D du métro de Lyon – tunnelier à pression de boue</i>	42
3.2.	EVOLUTION DES PRESSIONS DE TERRE - CHANTIER DU TUNNEL « SHANGHAI BUND SIGHTSEEING » - TUNNELIER A PRESSION DE TERRE	43
3.3.	CONCLUSION	44
4.	CONCLUSIONS DU CHAPITRE 1	45

La construction d'un tunnel entraîne inévitablement des modifications dans la répartition des contraintes dans le sol autour de cet ouvrage souterrain. Afin de limiter l'impact de cette excavation, il est avant tout nécessaire de connaître les techniques utilisées pour sa construction, et de répertorier les causes et les conséquences des mouvements.

Ce chapitre bibliographique présente donc, dans une première partie, la technique de creusement au tunnelier et en particulier le cas du tunnelier à front pressurisé. Dans les parties suivantes, nous observons, au moyen de résultats de mesures sur chantiers, les mouvements possibles d'un massif de sol et des structures environnantes ainsi que l'évolution des contraintes et des pressions interstitielles dans le sol lors du creusement de différents tunnels au moyen de tunneliers pressurisés.

1. TECHNOLOGIE D'UN TUNNELIER

1.1. Classification des tunneliers

Les techniques de creusement mécanisé (par opposition aux techniques dites conventionnelles que sont par exemple le creusement par l'explosif) sont les techniques pour lesquelles l'excavation est réalisée mécaniquement par des dents, des pics ou des disques (AFTES 2000). Le groupe de travail n°4 de l'AFTES (Association Française des Travaux En Souterrain) distingue dans ces machines trois grands types selon le type de soutènement immédiat :

- les machines sans soutènement
- les machines avec un soutènement périphérique
- les machines avec un soutènement périphérique et frontal

Le Tableau 1 donne les détails de cette classification.

L'équipement des machines sans soutènement est directement issu des techniques minières ; ces machines assurent uniquement l'excavation et, éventuellement, l'évacuation des déblais (Gesta, 1992). Le revêtement définitif est mis en place ultérieurement.

Les machines avec soutènement périphérique (ou bouclier à front ouvert) possèdent une structure cylindrique rigide qui progresse au fur et à mesure du creusement et assure une tenue des parois jusqu'à la mise en place du soutènement. Ce soutènement est mis en place rapidement derrière le front (une dizaine de mètre en général).

Enfin, les machines avec soutènement périphérique et frontal possède en plus du tunnelier à front ouvert, une chambre en contact avec le front, dans laquelle sont installés les outils d'excavation et qui peut être mise sous pression afin d'assurer la stabilité du front d'excavation. Ce confinement est assuré par de l'air, de la boue ou de la terre. On intègre aussi dans ce groupe de machines les tunneliers assurant la stabilité du front par support mécanique. Ces machines sont appelées tunneliers fermés ou à front pressurisé.

Tableau 1 : Classification des techniques d'excavation mécanisée (d'après AFTES, 2000)

Type de soutènement	Famille	Catégorie	Type
Sans	⇒ machine à attaque ponctuelle	⇒ haveuse rotative	⇒ à axe longitudinal ⇒ à axe transversal
		⇒ haveuse non rotative	⇒ à godet ⇒ ripeur ou pic ⇒ brise roche
	⇒ tunnelier à appui radial ou gripeur		
	⇒ aléseur		
Latéral	⇒ bouclier mécanisé ouvert	⇒ à appui radial	⇒ pleine face
		⇒ à appui longitudinal	⇒ pleine face ⇒ à attaque ponctuelle
		⇒ à appui mixte radial et longitudinal	⇒ pleine face
Latéral et frontal	⇒ bouclier mécanisé fermé	⇒ à soutènement mécanique	⇒ pleine face ⇒ à attaque ponctuelle partielle
		⇒ à confinement d'air comprimé	⇒ pleine face ⇒ à attaque ponctuelle partielle
		⇒ à confinement de boue	⇒ pleine face
		⇒ à confinement de terre	⇒ pleine face
		⇒ à confinement mixte - mode ouvert et confinement de terre - mode ouvert et confinement de boue - à confinement de terre et de boue	⇒ pleine face ⇒ pleine face ⇒ pleine face

1.2. Historique de l'utilisation des tunneliers à front pressurisé

Les boucliers à front pressurisé constituent les dernières extensions des tunneliers. Ils ont fait l'objet d'importants développements ces dernières années, spécialement en Grande Bretagne, en Allemagne et au Japon.

Barthes (2002) donne quelques dates sur l'histoire du développement de la technique du tunnelier. La première utilisation d'un tunnelier est l'œuvre d'un français émigré en Angleterre, Marc Brunel, pour le creusement de 1825 à 1843 d'un tunnel pédestre de 412 mètres sous la Tamise à Londres. L'excavation était réalisée manuellement, la stabilité du front était assurée par des poutres en bois, et le tunnelier avançait au moyen de vérins à vis prenant appuis sur un revêtement en brique. Le premier tunnelier mécanisé date de 1901. De 1920 à 1930, l'Angleterre et l'Allemagne développent des tunneliers à front fermé. En 1937, Campenon Bernard utilise un tunnelier à air comprimé de 3,75 m de diamètre sur une longueur de 2717 mètres. En 1960, le premier tunnelier à pression de boue est utilisé en Angleterre. En 1974, le Japon utilise le premier tunnelier à pression de terre.

Un sondage réalisé par la Shield Tunnel Association au Japon a montré que 97% des tunnels réalisés entre 1990 et 1999 dans ce pays ont été excavés au moyen d'un tunnelier à front pressurisé. Parmi ceux-ci, 25,2% des machines utilisaient un confinement à pression de boue et 71,8% à pression de terre (Akagi, 2002).

En France, le premier tunnelier à front fermé et pressurisé est un tunnelier à pression d'air, utilisé pour la construction de la partie Etoile-Neuilly du RER parisien. Le premier tunnelier à pression de boue est utilisé à Lyon pour la traversée sous fluviale du métro en 1984.

1.3. Principes de fonctionnement des tunneliers à front pressurisé

Les tunneliers à front pressurisé permettent la réalisation des 4 fonctions suivantes, quasi-simultanément :

- l'excavation du terrain,
- le soutènement frontal et périphérique du terrain,
- l'évacuation des déblais,
- la pose du revêtement.

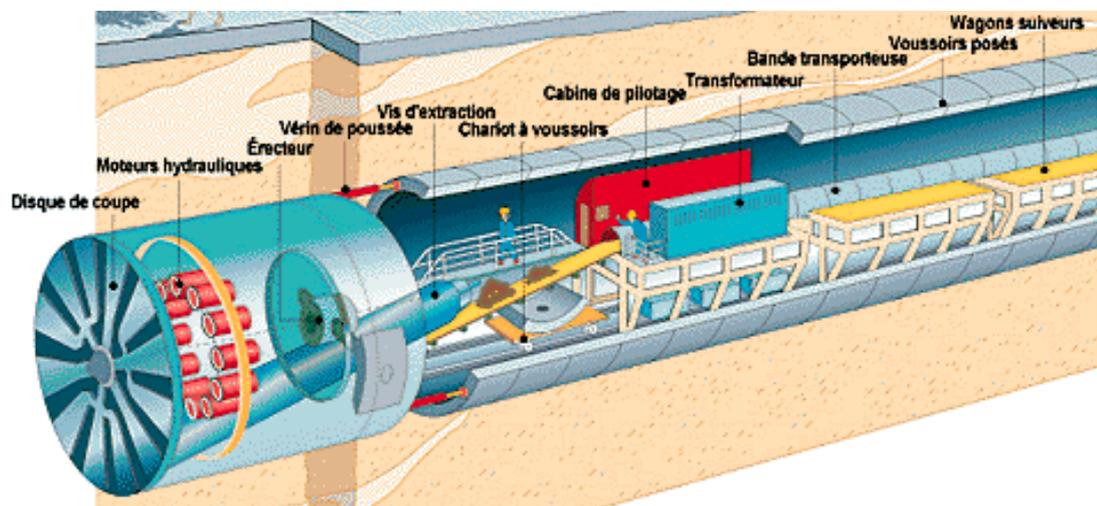


Figure 1 : Vue 3D d'un tunnelier (infographie C. Chauvin, source Semtcar, Ouest France)

La séquence d'avancement d'un tunnelier, illustrée par la figure ci-dessous, est la suivante :

- excavation des terrains au front sur une distance équivalente à la largeur d'un anneau du revêtement,
- au fur et à mesure de cette excavation, avancée de la roue de coupe par érection des vérins de poussée en appui sur le revêtement, et évacuation des déblais,
- installation des voussoirs de l'anneau, à l'abri de la structure rigide (appelée jupe), en rétractant un à un les vérins de poussée,
- remplissage du vide créé lors de l'échappement de la jupe (vide annulaire dû à la différence entre le diamètre d'excavation de la roue de coupe et le diamètre extérieur de l'anneau de revêtement).

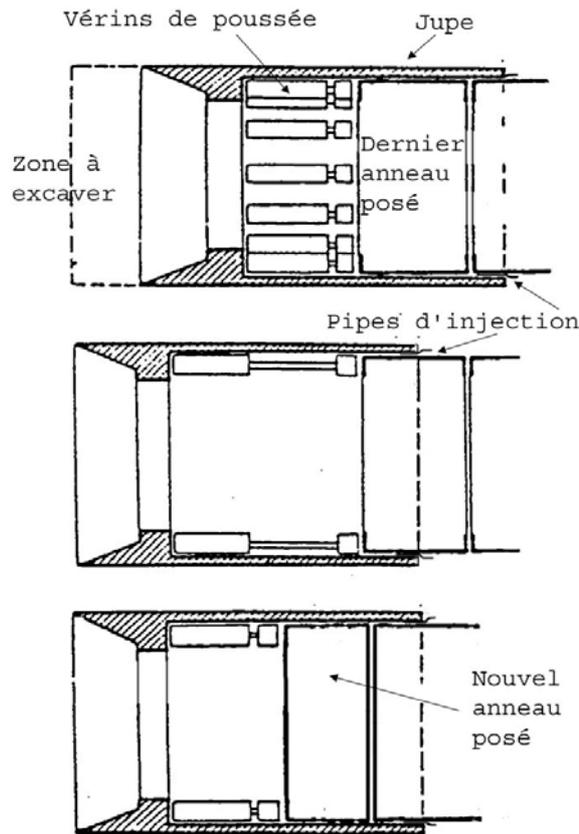


Figure 2 : Séquence d'avancement du tunnelier (modifié à partir de Szechy, 1970)

Dans les paragraphes qui suivent, nous détaillons les principaux organes entrant en jeu dans les différentes phases de travail des tunneliers, en se restreignant à la description des organes utiles pour la compréhension des phénomènes qui nous intéressent, à savoir les interactions tunnelier – sol.

1.3.1. Excavation des terrains

Cette excavation se fait à l'aide d'une roue de coupe munie d'outils (attaque pleine section - Figure 3), ou d'un outil installé au bout d'un bras mécanique (attaque ponctuelle - Figure 4).



Figure 3 : Bouclier d'une machine à attaque pleine section (tunnelier utilisé pour le Botlekspoor tunnel, aux Pays-Bas, d'après Herrenknecht AG (1))

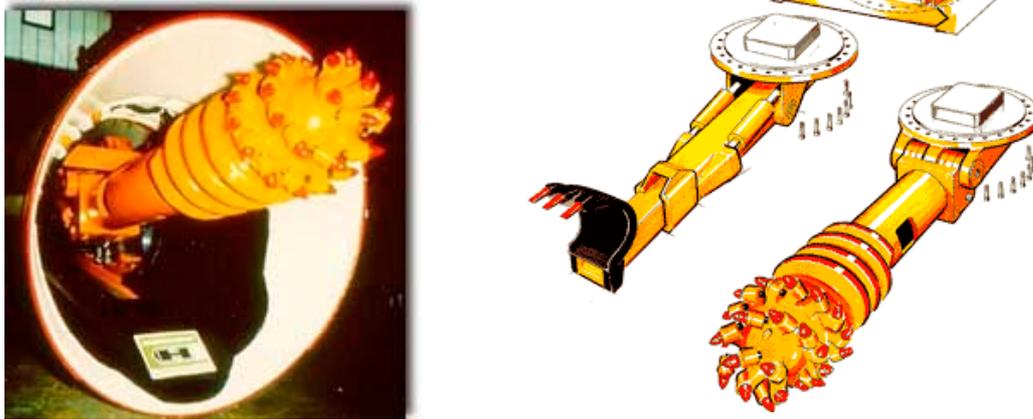


Figure 4 : Excavateur et fraiseuse des machines à attaque ponctuelle (d'après Herrenknecht AG (2))

Lors d'une excavation à attaque ponctuelle, le front est excavé par balayages successifs de l'outil d'abattage. La géométrie du front peut être variable, et des surexcavations peuvent avoir lieu.

En attaque pleine section, la totalité du front est excavé en un seul passage de la roue de coupe. Les hors profils sont contrôlés.

La roue de coupe est mise en rotation par ses moteurs d'entraînement. Pour assurer le contact avec le terrain, la roue de coupe progresse, en prenant appui sur l'anneau de revêtement posé précédemment, au moyen des vérins de poussée (ou vérins longitudinaux périphériques, voir Figure 1).

Cette roue n'est pas pleine : pour permettre l'évacuation des déblais vers l'arrière, des ouvertures sont pratiquées dans la roue. Le taux d'ouverture dépend entre autres de la technique de confinement utilisée.

1.3.2. Confinement du front

Le confinement du front est assuré soit de manière mécanique par action de la roue sur le front, soit au moyen d'un matériau sous pression dans la chambre d'abattage. Nous nous intéressons ici à détailler le 2^{ème} cas, aucun tunnelier de notre chantier ne travaillant par confinement mécanique.

Le confinement peut être gazeux (air comprimé), liquide (boue bentonitique) ou solide (sol extrait).

Le confinement par air comprimé

C'est le mode de confinement le plus ancien, utilisé depuis le début du 20^{ème} siècle.

A l'origine, l'ensemble du tunnelier était mis sous pression, ce qui accroissait la pénibilité du travail des ouvriers et limitait l'avancement journalier des travaux. Maintenant, seule la chambre d'abattage, limitée par une cloison étanche, est sous pression (voir Figure 5).

L'excavation peut être réalisée soit en pleine section, soit en attaque ponctuelle.

La pression d'air est nécessairement constante à l'intérieur de la chambre, ce qui ne peut équilibrer exactement la pression du sol et de l'eau au front (voir Figure 6). En pratique, on règle généralement la pression d'air à une valeur égale à la pression horizontale au niveau de l'axe du tunnel. Par conséquent, si le sol est quelque peu perméable, de l'air a tendance à s'échapper dans le sol au niveau de la partie supérieure du front d'excavation, et de l'eau à pénétrer en partie inférieure.

Le dispositif est parfois équipé pour permettre la projection de boue bentonitique sur le front de manière à assurer la stabilité de celui-ci lors des arrêts de la machine.

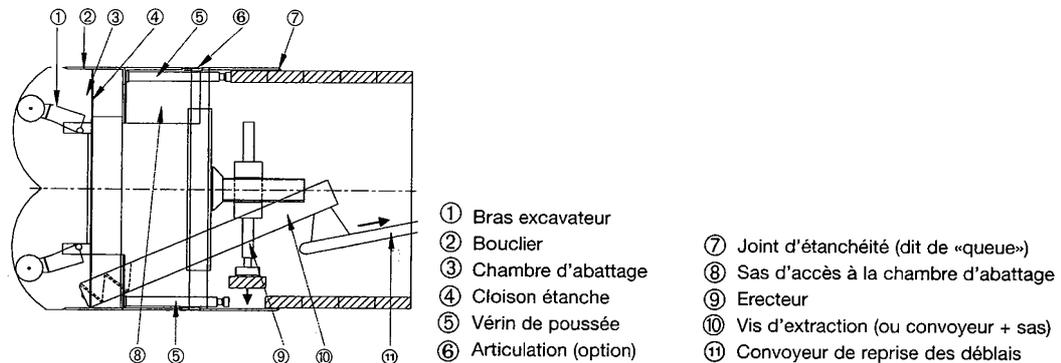


Figure 5 : Schéma d'un bouclier à confinement par air comprimé (d'après AFTES, 2000)

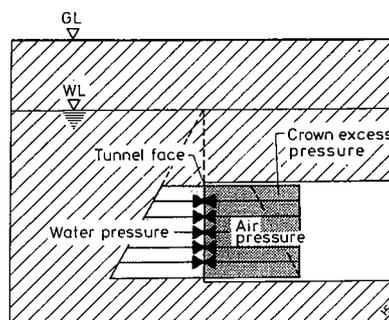


Figure 6 : Schéma des pressions au front dans le cas d'un bouclier à confinement par air comprimé (d'après Maidl et al., 1996)

Le confinement par boue – confinement hydraulique

Dans les années 80, cette technique de confinement, encore peu connue en France, a été développée grâce à la mise en place du programme de recherche Tunnel 85-90, auquel toute la communauté du Génie Civil (chercheurs, concepteurs, entrepreneurs et maîtres d'ouvrage) a participé activement (Chapon, 1991). Ce mode de confinement est actuellement en pleine expansion.

Un schéma de ce type de bouclier est présenté Figure 7.

La chambre du tunnelier est remplie d'une boue bentonitique maintenue sous pression. La boue est choisie pour assurer la formation d'un film imperméable sur le front ; dès l'instant où ce film est construit, c'est la poussée hydrostatique qui est mobilisée pour s'opposer à la contrainte totale qui règne au front (voir Figure 8).

Ce film, que l'on appelle « cake » est soit de type « membrane » : film mince et pratiquement imperméable à la surface du front qui ne se modifie pas lorsque la pression de la boue varie, soit de type « imprégnation » : film dont l'épaisseur est fonction de la pression de la boue. Le cake « membrane », obtenu dans les terrains peu perméables, à l'aide d'une boue relativement rigide, est pluri-millimétrique ; le cake « imprégnation » se forme dans les terrains perméables et à porosité variable, son épaisseur peut être décimétrique à pluri-métrique (AFTES, 2001). Si du point de vue de la stabilité des grains au front le cake « membrane » est plus efficace, du point de vue pratique, à chaque passage de la roue de coupe, ce cake est détruit ce qui induit un risque d'instabilité plus fort (Bouyat, 1991).

Le maintien de la pression de la boue dans la chambre est un point particulièrement important pour le succès du confinement. Sur les machines allemandes, une bulle d'air aide à la

régulation de cette pression : une cuve est créée dans la partie supérieure de la chambre dans laquelle l'air sous pression est en contact avec la boue (voir Figure 7).

La contrainte principale de ce mode de confinement est le nécessaire traitement des boues en sortie pour une mise en décharge ou une réutilisation.

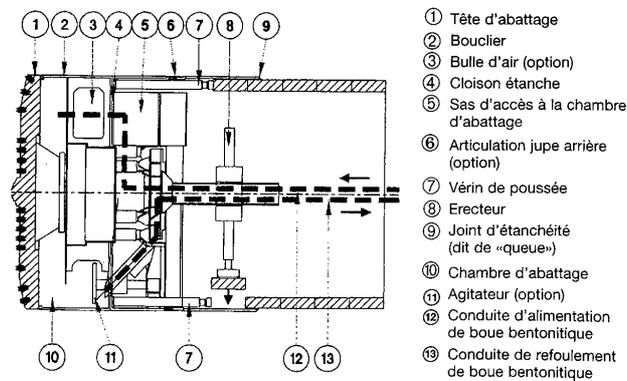


Figure 7 : Schéma d'un bouclier à confinement de boue (d'après AF TES, 2000)

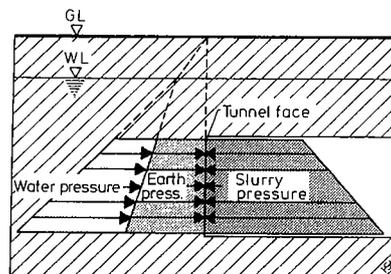


Figure 8 : Schéma des pressions au front dans le cas d'un bouclier à confinement de boue (d'après Maidl et al., 1996)

Le confinement par la terre

Cette méthode consiste à appliquer une pression au front au moyen des matériaux extraits eux-mêmes précédemment, sans l'utilisation de boue et d'air comprimé.

Ce confinement « par pression de terre » demande une extraction contrôlée des matériaux hors de la chambre d'abattage pour maintenir la pression dans la chambre la plus constante possible durant les travaux d'excavation du sol. La maîtrise de l'évacuation des déblais est un point primordial pour la réussite de ce type de confinement du front.

Selon Mauroy (1995), l'utilisation d'un bouclier à pression de terre suscite de nombreuses interrogations quant à la maîtrise de la pression de confinement. Des disparités importantes sont mesurées entre les différents capteurs de pression positionnés sur la paroi de la chambre d'abattage. Là réside une importante limite à l'utilisation de ces tunneliers dans des situations difficiles de stabilisation du front.

Suivant la nature des terrains extraits, la possibilité est offerte d'injecter dans la chambre des substances appropriées pour modifier la fluidité et/ou améliorer les caractéristiques mécaniques des déblais (argile, bentonite, polymères...).

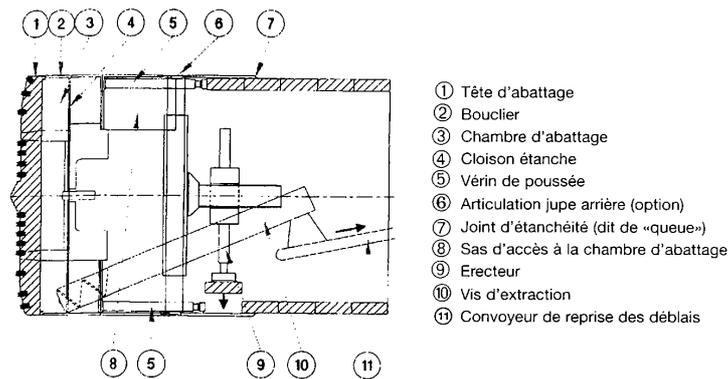


Figure 9 : Schéma d'un bouclier à confinement de terre (d'après AF TES, 2000)

Quelle que soit la méthode de confinement utilisée, la pression au front doit permettre de contrer les pressions exercées par le terrain. Elle ne doit pas être trop forte et risquer une rupture du massif en butée et une fuite incontrôlée du matériau de confinement. De même elle ne doit pas être trop faible pour assurer la stabilité du front.

1.3.3. Evacuation des déblais

Le mode d'évacuation des déblais dépend du mode de confinement.

Les déblais peuvent être évacués de la chambre par deux moyens :

- si les déblais sont suffisamment liquéfiés, comme dans le cas du confinement du front par pression de boue, ils sont transportés par voie hydraulique (voir Figure 7). Un circuit de pompage est mis en place : la boue est transportée depuis les installations de fabrication jusqu'à la chambre d'abattage, puis après s'être chargée des matériaux extraits, elle est pompée depuis la chambre jusqu'à la centrale de traitement.
- sinon, les déblais sont évacués de la chambre au moyen d'une vis d'Archimède (Figure 5 et Figure 9).

Dans les deux cas, le système hydraulique et la vis doivent satisfaire la condition primordiale du maintien d'une pression constante au front pour assurer son soutènement.

1.3.4. Mise en place du revêtement

Le revêtement mis en place peut varier d'un chantier à l'autre.

Dans le cas de voussoirs préfabriqués en béton armé, la mise en place est réalisée au moyen d'érecteur à voussoirs à l'intérieur du corps rigide du tunnelier.

Ces éléments doivent être manipulés avec précaution et placés avec précision pour assurer la pérennité et l'étanchéité du revêtement.

1.3.5. Injections de mortier

Les voussoirs constituant les anneaux du revêtement étant posés à l'intérieur du corps rigide du tunnelier, un vide se crée entre le terrain et l'anneau au moment de l'extraction de cette jupe. Ce vide, appelé vide annulaire, est alors rempli par une injection de mortier de bourrage.

Ces injections sont réalisées :

- soit radialement, au travers des anneaux du revêtement,
- soit longitudinalement, à l'arrière de la jupe.

C'est cette dernière méthode qui est utilisée dans le cas des tunneliers du chantier de la ligne B du métro de Toulouse.

La qualité du revêtement, la limitation de son ovalisation ainsi que des tassements du terrain encaissant dépendent de la qualité et de la rapidité de l'exécution de ces injections (Gesta, 1992). Le mortier doit présenter des caractéristiques mécaniques et rhéologiques suffisantes pour se répartir efficacement dans le vide annulaire et pour limiter les déplacements du terrain encaissant à court et long terme.

Selon Fujita (1989), par expérience, une pression d'injection trop forte cause une fuite du mortier vers le front ou vers l'intérieur du tunnelier, tandis qu'une pression faible ne permet pas le remplissage complet du vide. On voit donc toute l'importance de bien maîtriser cette fonction du tunnelier.

1.3.6. Guidage du tunnelier

La position du tunnelier doit être contrôlée régulièrement afin de limiter les écarts par rapport au tracé du projet.

Au moyen d'un laser, de bases placées dans le tunnel et de cibles installées sur le bouclier du tunnelier, on peut connaître la position et la direction de la machine. Ces données servent à déterminer les consignes de pilotage pour la phase d'excavation suivante.

Quatre vérins de guidage sont équipés de capteurs d'allongement (2 dans le plan horizontal, et 2 dans le plan vertical), dont la différence d'élongation donne respectivement CH et CV (voir les schémas de la Figure 10). A chaque CH et CV correspond une déviation de la tête dans le plan horizontal / vertical correspondant.

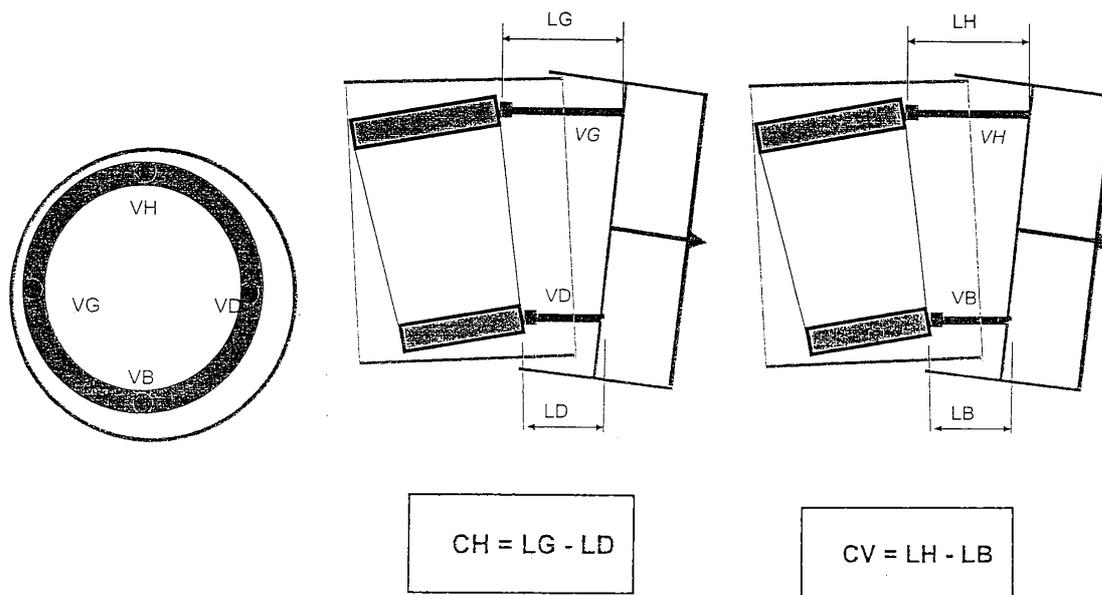


Figure 10 : Schéma explicatif des paramètres CH et CV

1.3.7. Surcoupe

Lorsque le tracé du tunnel est en virage, pour éviter le frottement du tunnelier sur le terrain, il est possible d'augmenter la section de coupe de la roue au moyen de petites ailettes de longueurs variables, positionnées à la périphérie de la roue de coupe.

Cette surexcavation crée un vide supplémentaire, source de dépression du terrain et par conséquent de tassements supplémentaires.

1.3.8. *Systèmes de pilotage*

Dans sa conception actuelle, le tunnelier constitue un ensemble de systèmes mécaniques indépendants, mais qui, sollicités simultanément, doivent être mis en œuvre de manière cohérente (Piquereau, 1994). C'est pourquoi se sont développés des systèmes de pilotage automatique des machines qui gèrent toutes les fonctions sollicitées et font le lien entre les paramètres réels de fonctionnement du tunnelier et les caractéristiques théoriques définies par le constructeur de la machine.

En plus de cette automatisation de la conduite du tunnelier, les systèmes de pilotage comprennent une chaîne d'acquisition des données de fonctionnement du tunnelier.

1.4. **Efforts s'exerçant au sein du tunnelier**

Les efforts s'exerçant au sein d'un tunnelier à front pressurisé pendant les travaux sont de 2 types :

- les forces externes, dues au terrain encaissant, à l'eau et à la pression du front,
- les forces opérationnelles, localisées à l'intérieur du tunnelier et dues aux différentes phases de travail (excavation des terrains, poussées des vérins, mise en place des voussoirs, poids de la machine...).

1.4.1. *Efforts sur la jupe*

Les forces sur la jupe du tunnelier sont de nature externe. Elles sont dues au terrain et à l'eau environnante, et sont fonction des surcharges en surface, du poids volumique des terrains, de la couverture de terrain au-dessus de la clé, du diamètre du tunnel et du coefficient des terres au repos.

Elles sont donc théoriquement calculables tout au long du tracé du tunnel. Néanmoins, certains autres paramètres, liés à la construction du tunnel, entrent aussi en jeu : la surcoupe, les déformations plastiques du terrain autour du tunnel, le fluide injecté dans le vide annulaire... (Maidl *et al.*, 1996).

1.4.2. *Efforts nécessaires à l'avancée du tunnelier*

Le tunnelier progresse grâce à l'action des vérins de poussée sur le revêtement préalablement posé.

Les forces qui viennent s'opposer à cette avancée sont principalement (Maidl *et al.*, 1996) :

- les forces de friction du terrain sur la jupe (voir paragraphe précédent)
- la poussée résistante du terrain sur le bord de la roue de coupe (résistance de pic) et au front
- la poussée due au matériau sous pression dans la chambre d'abattage

En théorie, on peut exprimer chacune de ces forces de manière analytique :

▪ la force de friction :
$$W_{sk} = \mu(2\Pi r l(p_{v\ total} + p_h)*0,5 + F_{sh}) \quad (1)$$

où μ est le coefficient de friction sol-acier, dépendant du sol

r est le rayon de la jupe du tunnelier

l est la longueur de la jupe

$p_{v\ total}$ est la contrainte verticale moyenne en tenant compte des surcharges

p_h est la contrainte horizontale moyenne

F_{sh} est le poids du tunnelier

- la poussée résistante du terrain : $W_{st} = W_{sh} + W_{exc}$ (2)

où W_{sh} est la poussée résistante sur le bord de la roue de coupe $W_{sh} = 2\Pi r p_{sh} t$

avec p_{sh} la résistance de pic du terrain

t l'épaisseur de la roue

W_{exc} est la poussée résistante du terrain au front sur les outils d'excavation

$$W_{exc} = A_{exc} K_0 p_{v total}$$

avec A_{exc} la surface des outils d'excavation

- la force due à la pression de confinement : $W_{sup p} = A_0 (p_{sup p clé} + p_{sup p radier}) * 0,5$ (3)

où A_0 est la surface du front d'excavation

$p_{sup p clé}$ est la pression de confinement dans la chambre d'abattage en clé

$p_{sup p radier}$ est la pression de confinement dans la chambre d'abattage en radier

Ainsi, les forces qui s'opposent à l'avancée du tunnelier dépendent des caractéristiques du terrain encaissant, de la géométrie du tunnel et du tunnelier, et de la pression de confinement au front.

1.5. Paramètres de choix pour l'utilisation des tunneliers à front pressurisé

De nombreux pays se sont aujourd'hui fait leur propre expérience en ce qui concerne les paramètres qui entrent en compte lors du choix d'une technique d'excavation de tunnels. L'ITA (International Tunnelling Association) a rassemblé en 2000 dans un seul document les recommandations établies par plusieurs pays pour le choix de l'utilisation d'un tunnelier. A la lecture de ce document, on peut voir que les lignes directrices sont similaires d'un pays à l'autre.

Le tableau ci-dessous est extrait de la recommandation française dans ce domaine, recommandation établie par le groupe de travail n°4 de l'AFTES et présente dans le document de l'ITA sous sa version anglaise.

Il indique, pour différents paramètres élémentaires de choix (paramètres physiques, mécaniques, hydrogéologiques...), un degré d'influence pour chacune des solutions de technique d'excavation mécanisée. Ainsi, on repère que les paramètres déterminants dans le choix d'un tunnelier à front pressurisé sont la nature des terrains, la présence de discontinuités et les paramètres hydrogéologiques.

Tableau 2 : Evaluation de l'influence des paramètres élémentaires de choix pour les solutions de techniques d'excavation mécanisée (d'après AFTES, 2000)

Paramètres élémentaires	Machine n'assurant pas de soutènement		Machine assurant un soutènement latéral			Machine assurant un soutènement latéral frontal					
	Machine à attaque ponctuelle	Aléueur et tunnelier à appui latéral	Bouclier mécanisé ouvert à appui radial	Bouclier mécanisé ouvert à appui longitudinal	A attaque pleine face	A attaque ponctuelle	Bouclier mécanisé à soutènement mécanique	Bouclier mécanisé à confinement d'air comprimé	A attaque pleine face	A attaque ponctuelle	Bouclier mécanisé à confinement de boue
1. CONTRAINTES NATURELLES	0	2	2	2	2	2	2	1	2	1	1
2. PARAMETRES PHYSIQUES											
2.1 Identification	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
2.2 Appréciation globale de la qualité	1	1	1	0	0	1	1	1	1	1	1
2.3 Discontinuités sol-rocne	1/2	1/2	SO/2	1/2	1/2	1/2	2/2	2/2	2/2	2/2	1/2
2.4 Altérabilité	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2.5 Chimie des eaux	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	1
3. PARAMETRES MECANQUES											
3.1 Resistance											
Pour les sols	2	2	SO	2	2	2	1	2	1	1	1
Pour les roches	2	1	1	SO	2	1	1	2	1	1	1
3.2 Déformabilité	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3.3 Potentiel de liquéfaction	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4. PARAMETRES HYDROGEOLOGIQUES	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
5. AUTRES PARAMETRES											
5.1 Abrasivité – dureté	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1 ou 2
5.2 Aptitude au collage	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
5.3 Frottement terrain/machine	0	1	1	1	1	1	1	1	1	0	1
5.4 Présence de gaz	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	1
6. CARACTERISTIQUES DU PROJET											
6.1 Dimensions – géométrie section	0	2	2	2	2	2	2	2	2	1	1
6.2 Profil en long	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0
6.3 Trace en plan	0	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0
6.4 Environnement											
6.4.1 Sensibilité aux tassements	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1	1
6.4.2 Sensibilité aux nuisances et contrainte de travaux	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1 à 2	1
6.5 Anomalies dans le terrain											
6.5.1 Hétérogénéité dans le terrain	1	1	1	1	1	1	2	2	1	1	1 à 2
6.5.2 obstacle naturel/artificiel	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1 à 2
6.5.3 Cavités	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

2 : Déterminant

1 : Influent

0 : Non influent

SO : Sans objet

1.6. Conclusion

L'utilisation d'un tunnelier à front pressurisé présente de nombreux avantages : en plus de la sécurité accrue du personnel dans le tunnel et un avancement des travaux plus important, on note une limitation de l'utilisation de techniques supplémentaires de soutènement (injections, congélation, pompage...) ce qui permet au final une réduction des coûts de production pour les tunnels de longueur suffisante.

Aujourd'hui, on sait que la performance d'un tunnelier est influencée par les procédures d'excavation et de soutènement, aussi bien que par le comportement du sol à court et à long terme (Bernat et Cambou, 1998). Une meilleure compréhension de ces influences et une prise en considération de leurs effets devraient entraîner une construction des tunnels au moyen des tunneliers plus efficace et plus économique.

2. OBSERVATION DES MOUVEMENTS DE SOL LORS D'UN CREUSEMENT AU TUNNELIER ET IMPACT SUR LE BATI

L'excavation d'une galerie au sein d'un massif de sol provoque un changement de l'état des contraintes et des déformations autour de l'ouvrage souterrain. Ces changements sont observés depuis de nombreuses décennies, et ont été, à l'heure d'aujourd'hui, largement étudiés.

Le développement récent des techniques d'excavation mécanisée, et encore plus récemment des tunneliers à front pressurisé, a changé la donne. En effet, les observations montrent que l'utilisation des tunneliers a entraîné une diminution des perturbations autour de l'excavation, et par conséquent des mouvements.

Ce paragraphe va donc s'attacher à présenter, dans le cas unique des tunneliers à front pressurisé, les causes des désordres et leurs conséquences en termes de mouvement de sol.

Après une rapide description des sources de tassements (paragraphe 2.1), le paragraphe 2.2 présente des résultats d'observation de ces mouvements pour différentes méthodes de creusement (tunnelier à pression de terre ou tunnelier à pression de boue), dans différentes conditions géologiques.

2.1. Les sources de mouvements du massif de sol

L'excavation provoque un changement de l'état des contraintes et des déformations autour de l'ouvrage souterrain. Ces déformations en profondeur se transmettent vers la surface, avec une amplitude et un décalage dans le temps dépendant des conditions géotechniques, géométriques et technologiques du projet (AFTES, 1995).

L'AFTES (1995) distingue 4 sources de mouvements du massif de sol lors de l'excavation d'un tunnel au tunnelier :

- les mouvements en avant et au droit du front d'excavation,
- les mouvements le long du bouclier,
- les mouvements à l'extraction de la jupe,
- les mouvements dus à l'ovalisation du revêtement de l'ouvrage.

2.1.1. Mouvements en avant et au droit du front

Les mouvements au niveau de l'axe du tunnel commencent quand le tunnelier est à une certaine distance en amont du point.

A cause de la décompression des terrains au front, le sol en avant et au-dessus de la roue de coupe a tendance à converger vers la galerie. Ce déplacement dépend essentiellement du confinement dans la chambre et des caractéristiques mécaniques du terrain.

On compare souvent le tassement en surface mesuré au moment du passage du front de taille au tassement maximal final. En 1995, dans ces recommandations, l'AFTES évaluait de 10 à 20% la proportion du tassement final généré au passage du front d'un tunnelier.

2.1.2. Mouvements le long du bouclier

Lors de cette phase où le tunnelier progresse vers l'avant, le terrain risque d'être en contact avec le bouclier. Au niveau de ce contact sol-acier, des contraintes de frottement et de cisaillement se développent induisant des mouvements du terrain vers l'avant du tunnelier.

Pour limiter ce contact, certains boucliers présentent une forme conique, créant un vide au fur et à mesure que le tunnelier avance, source lui aussi de mouvements radiaux du terrain vers le tube.

Lorsque le tracé du tunnel est en virage, le diamètre de l'excavation est fréquemment augmenté de quelques centimètres pour permettre au corps rigide que constitue le bouclier de progresser dans le tube. Cette surcoupe est elle aussi source de déplacement du terrain.

Enfin, le guidage du tunnelier est aussi source de tassement. Il peut être difficile de suivre une trajectoire donnée (à cause des caractéristiques du terrain ou par inexpérience du pilote), la correction de direction à chaque phase d'excavation crée alors un vide supplémentaire.

L'AFTES (1995) a évalué que le tassement en surface se développant pendant cette phase atteint 40 à 50% du tassement final maximal.

2.1.3. Mouvements à l'extraction de la jupe

Lors de l'extraction de la jupe, il se crée inévitablement un vide (vide annulaire) dû à la différence de diamètre entre le bouclier et le diamètre extérieur de l'anneau constituant le revêtement. C'est ce vide que le mortier injecté doit remplir « vite et bien ». En effet, les injections doivent être rapides pour limiter la convergence radiale du terrain vers le tube, le mortier doit se répartir dans l'ensemble du vide annulaire et la pression d'injection doit être adaptée aux contraintes existantes dans le sol pour éviter une propagation du mortier vers l'avant du tunnelier ou une déstabilisation du terrain.

Cette phase d'injection s'avère particulièrement importante pour limiter, voire stopper, les tassements ; l'AFTES estimait pourtant, en 1995, que 30 à 40% des tassements maximaux se développaient durant cette phase.

2.1.4. Mouvements dus à l'ovalisation du revêtement

Un revêtement flexible peut se déformer et être source de tassements supplémentaires.

En plus des déformations du revêtement, il faut tenir compte de la consolidation du mortier injecté et du terrain ayant été déstabilisé par l'excavation. La consolidation du terrain est souvent liée au retour à la normale des pressions d'eau, modifiées lors du passage du tunnelier.

2.2. Observation des mouvements du sol sur différents chantiers

On trouve dans la littérature de nombreux articles présentant les résultats de mesures de mouvements du sol effectuées durant et après les travaux de creusement d'un tunnel au tunnelier. Suivant les cas, ces articles apportent plus ou moins les éléments utiles pour une mise en évidence des phases de mouvements dans le massif de sol en fonction des phases de creusement du tunnelier, à savoir la géologie et les caractéristiques mécaniques des terrains, le type de tunnelier et le fonctionnement de ses organes, une chronologie précise des mouvements par rapport au positionnement du tunnelier...

Dans ce paragraphe, nous présentons tout d'abord 2 chantiers où les informations contenues dans différents documents nous permettent de présenter une vue globale des mouvements du massif en fonction des phases d'avancement du tunnelier ; ce sont le chantier du prolongement de la ligne D du métro de Lyon et le chantier du réseau d'alimentation en eau de San Francisco. Ces chantiers ont été respectivement réalisés avec les techniques de confinement du front à pression de boue et à pression de terre. Ces 2 exemples sont représentatifs des mouvements classiquement mesurés lors du creusement d'un tunnel au tunnelier.

Ensuite nous présentons différents résultats de mesures obtenus sur d'autres chantiers concernant les caractéristiques des déplacements verticaux de surface et en profondeur et des déplacements horizontaux.

Nous attirons l'attention sur les différences des cas présentés en termes d'amplitude de mouvements et de phases d'apparition de ces mouvements.

Les cas d'instrumentation sur chantier de creusement au tunnelier à pression d'air se font rares aujourd'hui ; c'est pourquoi nous ne présentons pas ici de mesures particulières effectuées sur ce type de chantier.

2.2.1. Chantier du prolongement de la ligne D du métro de Lyon – tunnelier à pression de boue

L'instrumentation mise en place dans le cadre de ce chantier ainsi que les résultats, leur exploitation et les rétro-analyses font l'objet de nombreux travaux dans la communauté scientifique française s'intéressant aux problèmes d'interaction sol-structure lors d'un creusement au tunnelier.

Deux tunnels parallèles de 6,28 m de diamètre et de 900 m de long ont été creusés au moyen d'un tunnelier à pression de boue bentonitique, de juin 1993 à février 1995. Le sous-sol est composé d'alluvions sableuses et limoneuses de très médiocres caractéristiques géotechniques, parfois sensibles au remaniement. La couverture maximale de terrain au-dessus du tunnel est de 2,5 diamètres ; celle-ci atteint parfois seulement 1 diamètre sous fondations. Le chantier se déroule en zone urbanisée.

Deux sections de mesure ont été instrumentées avec des extensomètres, des inclinomètres et des capteurs de pression interstitielle. La Figure 11 présente l'instrumentation sur une des sections.

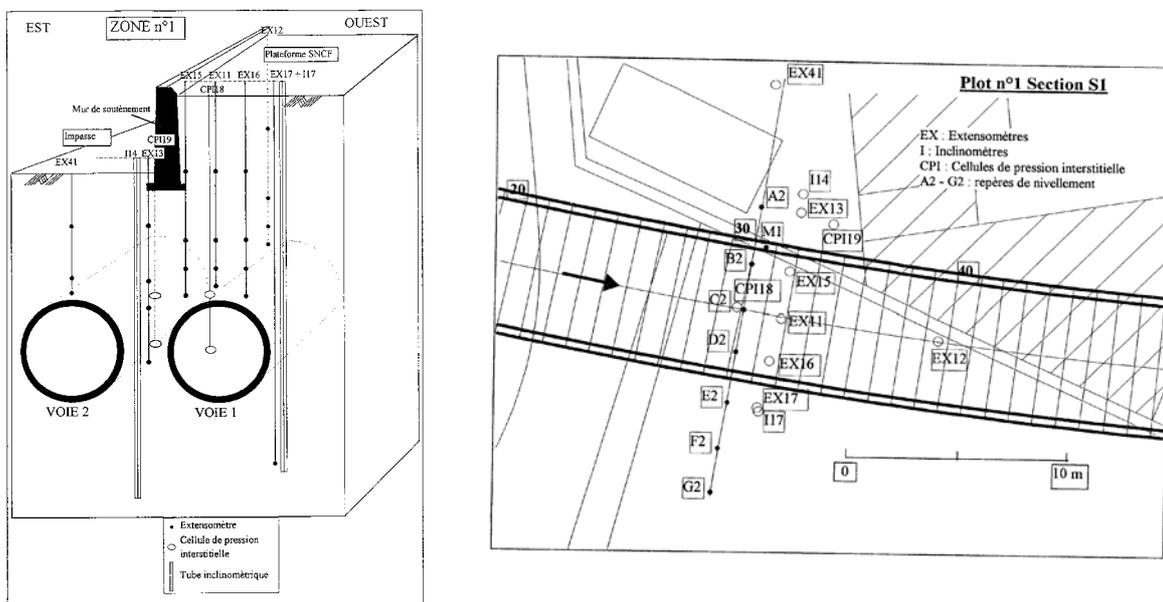


Figure 11 : Instrumentation mise en place sur le plot 1 section S1 (d'après Ollier, 1997)

Ollier (1997) a clairement mis en relation les mouvements du massif de sol avec les 4 phases de creusement au tunnelier explicitées au paragraphe 2.1. La Figure 12 présente les déplacements verticaux de l'extensomètre central de la section 1 (Figure 12a) et de la section 2 (Figure 12b) au cours du passage du tunnelier. La Figure 13 montre les déplacements horizontaux transversaux mesurés par les inclinomètres latéraux de la section 1.

Lors de l'approche de la machine, les points de mesures montrent peu de mouvement. Au passage du front, on enregistre immédiatement un tassement, d'amplitude d'autant plus grande que les points sont proches de la clé du tunnel. Les mesures transversales des déplacements horizontaux des inclinomètres placés à côté du tunnel (Figure 13) montrent un refoulement du terrain concentré au niveau du tube.

Pendant la progression du bouclier sous les sections de mesure, on continue à enregistrer un tassement de l'ensemble des points situés au dessus de la clé.

A l'extraction de la jupe, on enregistre un léger tassement supplémentaire et une augmentation de la divergence latérale des terrains. Par la suite, l'effet des injections se fait bien sentir sur les mesures verticales : des cycles sont visibles sur les courbes de tassement, au point de mesurer un soulèvement global à l'aplomb du tunnel en profondeur et même en surface quand le front du tunnelier a passé la section de mesure de 10 à 11 m, soit 3 à 4 m après l'extraction de la jupe (Figure 12). En parallèle, c'est à ce moment que l'on mesure le refoulement latéral maximal sur les inclinomètres qui atteint au maximum 4 mm.

Ensuite, de larges tassements se développent en profondeur comme en surface, jusqu'à la stabilisation 25 à 35 jours après le passage. La mesure inclinométrique finale montre une légère convergence horizontale des terrains.

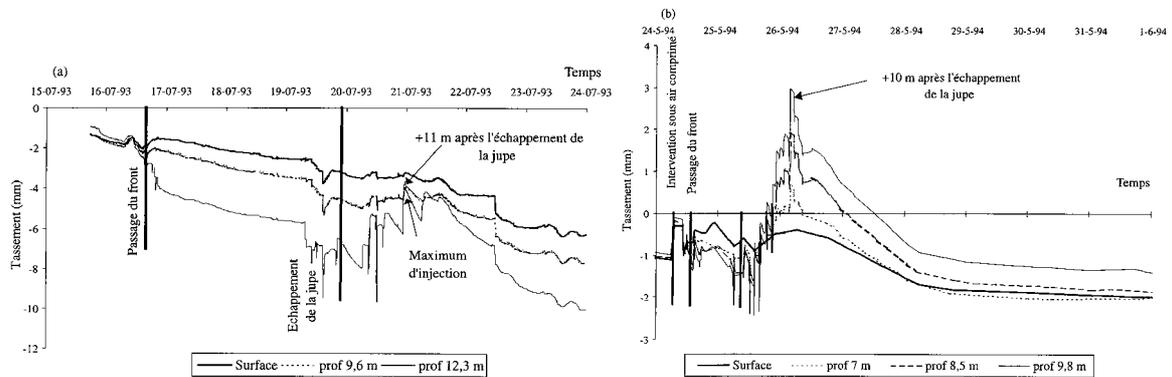


Figure 12 : Evolution des tassements en fonction du temps – (a) extensomètre central section 1 – (b) extensomètre central section 2 (d'après Benmebarek et Kastner, 2000)

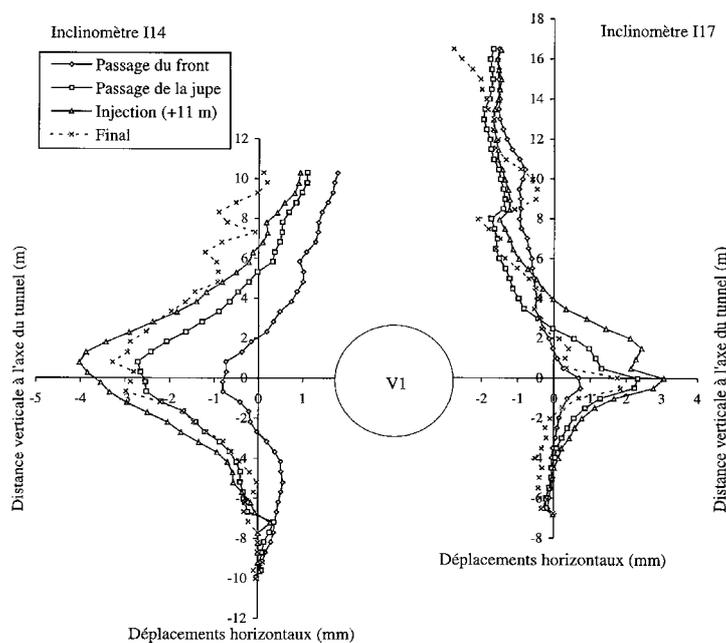


Figure 13 : Déformées inclinométriques transversales - section 1 (d'après Benmebarek et Kastner, 2000)

Au final, à l'aplomb du tunnel, le tassement maximal atteint environ 10 mm pour la section 1. Compte tenu des résultats présentés ci-dessus, on peut calculer que :

- le tassement en avant du front est égal à 20 % du tassement maximal.
- le tassement juste avant l'extraction de la jupe vaut 3 mm, ainsi le tassement généré pendant l'avancée du bouclier représente 10 % du tassement maximal.
- le tassement en surface au moment de l'extraction de la jupe et jusqu'à +11 m est quasiment nul.
- le tassement qui se développe depuis 4 jours et jusqu'à 35 jours après le passage du front est égal à 65 % du tassement maximal.

La figure suivante présente les déplacements finaux mesurés par les extensomètres et les inclinomètres de la section 1.

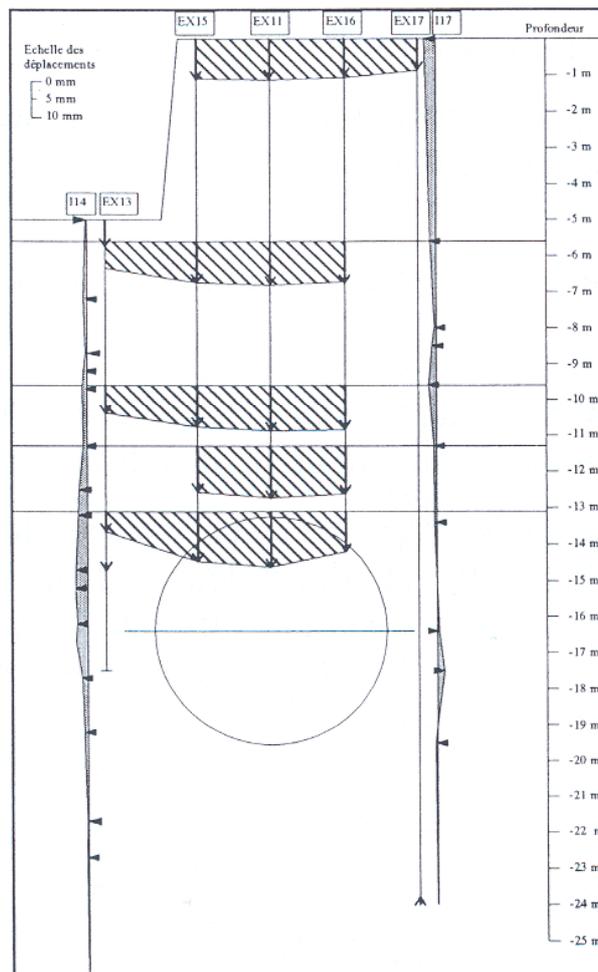


Figure 14 : Déplacements finaux pour la section 1 (d'après Ollier, 1997)

On repère que les tassements en profondeur se distribuent avec une forme de cuvette. Le maximum de déplacement atteint en clé 1,5 cm, et 1,0 cm en surface. L'amortissement est donc relativement faible. Les terrains au-dessus du tunnel sont en extension.

Les mouvements horizontaux sont beaucoup plus faibles. Le maximum, localisé dans la partie supérieure du tunnel, est d'environ 3,5 mm.

On calcule donc un rapport 4 entre les déplacements verticaux et les déplacements horizontaux.

2.2.2. *Chantier du réseau d'alimentation en eau de San Francisco – tunnelier à pression de terre*

Ce creusement d'un tunnel de 3,7 m de diamètre a été réalisé en 1981 au moyen d'un des premiers tunneliers à pression de terre utilisé aux Etats-Unis. La hauteur de terrain au-dessus du tube est en moyenne de 9 m. Le tunnel est entièrement excavé dans une couche de sédiments meubles argileux, normalement consolidés.

Connaissant le caractère primordial du contrôle de la pression de confinement au front sur les mouvements du massif de sol, il a été choisi sur ce chantier une automatisation de la vis pour que celle-ci extraie les matériaux de la chambre à une vitesse légèrement inférieure à la vitesse d'excavation du terrain. Cette pratique a montré que le terrain avait tendance à légèrement se soulever lors de l'approche du tunnelier, mais aussi à réduire les contraintes déviatoriques dans le sol et à minimiser les effets de la consolidation (Kitamura *et al.*, 1981, cités par Clough *et al.*, 1983).

Quatre sections de mesures ont été instrumentées le long des 915 m du tracé. Les déplacements horizontaux et verticaux du massif sont mesurés le long de 5 tubes verticaux (un à l'axe du tunnel et les autres espacés chacun de 3m de part et d'autre).

La Figure 15 est une vue de dessus qui présente l'ensemble des déplacements horizontaux mesurés lors du passage du tunnelier (de -6 m à + 9 m). La Figure 16 présente l'évolution des déplacements verticaux de la surface durant cette même période (graphique du dessus) et à plus long terme (graphique du dessous).

L'arrivée du tunnelier se fait largement ressentir, aussi bien sur les mouvements verticaux qu'horizontaux : dès que le tunnelier est 5,5 m avant la section de mesure, on mesure un soulèvement de la surface (Figure 16) et un déplacement horizontal de divergence (Figure 15). Ces mouvements sont maximaux quand le front du tunnelier atteint la section (0,63 cm de soulèvement en surface, 5,3 cm de déplacement horizontal longitudinal et 4,5 cm de déplacement horizontal latéral à moins de 2 m de l'axe).

Après le passage du front, les points de surface commencent à tasser, tandis que la divergence horizontale semble elle aussi diminuer. On a donc un phénomène général de convergence radiale vers la galerie. Ce phénomène est accentué lors de l'extraction de la jupe comme on le voit à partir des mesures de déplacement horizontal (Figure 17 – Set 2).

Quinze jours après le passage du front, on mesure encore un léger mouvement horizontal de convergence vers la galerie (Set 3 - Figure 17), ce qui amène le déplacement divergent à un total de 2,8 cm. Les tassements de surface se stabilisent après 40 jours, et atteignent à cette date 3 cm.

Au final, les tassements en surface sont inférieurs aux tassements classiquement mesurés lors des travaux d'excavation avec d'autres techniques à San Francisco (Clough *et al.*, 1983). On voit clairement l'influence des différentes phases de creusement sur les mouvements du massif de sol.

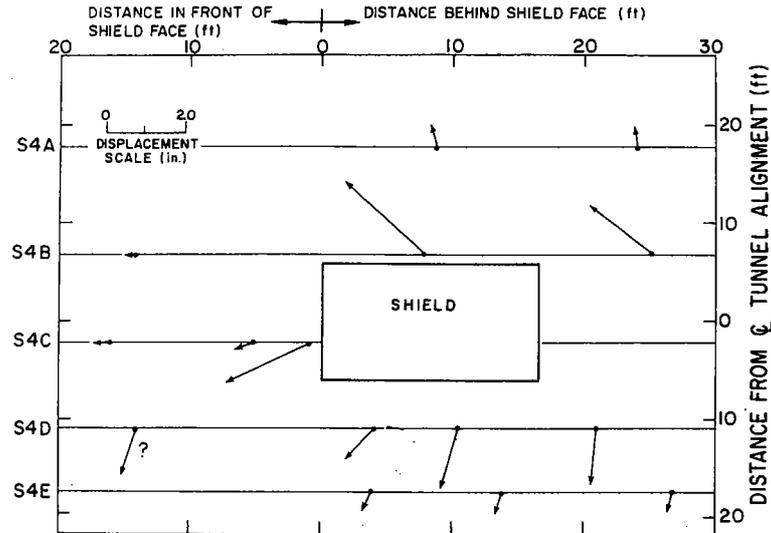


Figure 15 : Vue du dessus des déplacements horizontaux pour différentes positions du point par rapport au tunnelier (d'après Clough et al., 1983)

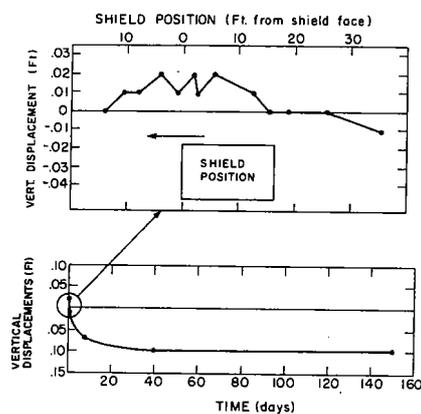


Figure 16 : Déplacement vertical en surface à l'aplomb du tunnel (d'après Clough et al., 1983)

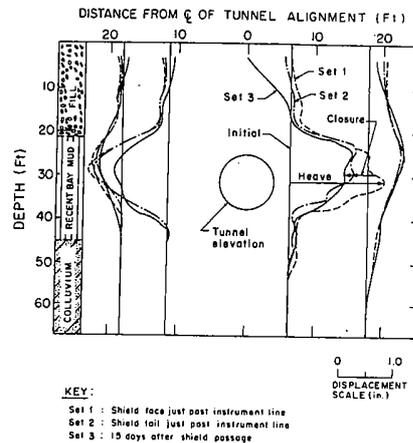


Figure 17 : Déplacement horizontal en fonction de la profondeur pour différentes positions du tunnelier (d'après Clough et al., 1983)

2.2.3. Caractéristiques des tassements de surface

Dans ce paragraphe, on définit les paramètres utilisés pour la caractérisation des déplacements de surface, et on donne quelques valeurs de ces paramètres obtenus sur différents chantiers.

Cuvette transversale de tassement

Depuis Peck (1969), on a coutume de représenter les tassements en surface dus au creusement d'un tunnel sur une section transversale à l'axe sous la forme d'une cuvette ayant une forme de Gauss (Figure 18). L'expression analytique de cette courbe est :

$$S(x) = S_{\max} \exp\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right) \quad (4)$$

où x représente la distance au centre de la cuvette,

$S(x)$ le tassement à la distance horizontale x ,

S_{\max} le tassement mesuré à l'aplomb de l'axe du tunnel, et égal au tassement maximal,

i le point d'inflexion de la courbe.

Ainsi, on peut exprimer l'ensemble des déplacements verticaux dans une section transversale à l'axe du tunnel à partir des 2 paramètres S_{max} et i .

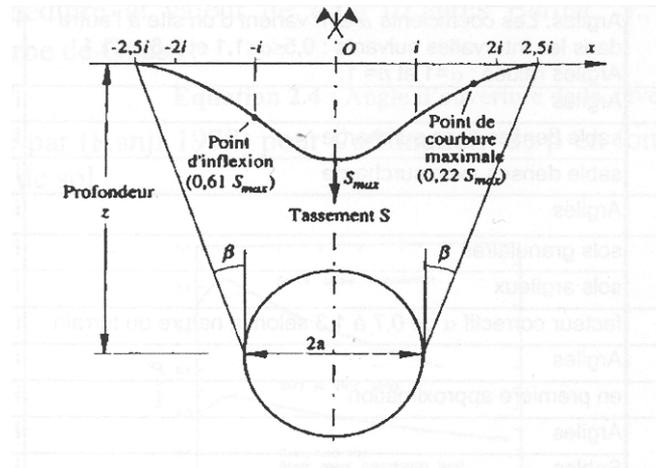


Figure 18 : Cuvette transversale de déplacement

On peut aussi exprimer les déplacements mesurés en surface en fonction du volume de tassement V_s , appelé aussi volume perdu ou « volume loss » ; la largeur de la cuvette peut être définie à partir de l'angle β , angle d'ouverture. Ces paramètres sont définis dans les paragraphes qui suivent.

Développement des tassements au cours des phases de creusement

Comme indiqué dans le paragraphe 2.1, l'AFTES (1995) propose une répartition des tassements en surface en fonction du tassement total final pour chaque phase de creusement à court terme :

- 10 à 20 % dus à l'approche et au passage du front,
- 40 à 50 % pendant le passage du bouclier,
- 30 à 40 % dus à l'extraction de la jupe.

Kanayasu *et al.* (1995) présentent les résultats d'une série d'instrumentation sur le chantier de la ligne 12 du métro de Tokyo, réalisé au début des années 90, au moyen d'un tunnelier à pression de terre sous 10 à 14 mètres de couverture dans des sols à graviers perméables. La zone est urbanisée. Les tassements se développent comme ceci :

- 34 % à l'approche et au passage du front,
- 38 % pendant le passage du bouclier,
- 28 % à l'extraction de la jupe.

La stabilisation des tassements est atteinte après 7 jours.

Sur le chantier du prolongement de la ligne D du métro de Lyon (de 1993 à 1995), Ollier (1997) nous indique que les tassements au cours de chaque phase d'excavation au tunnelier à pression de boue se répartissent comme suit en fonction du tassement maximal à court terme :

- 66 % dus à l'approche et au passage du front,
- 33 % pendant la progression du bouclier,
- déplacements quasi nuls pendant les injections.

Néanmoins, sur ce chantier, les tassements à long terme sont très importants, puisque 70 % des tassements finaux se développent entre 4 jours et 35 jours après le passage du tunnelier.

A Londres, les grands travaux lors de l'extension de la Jubilee Line du métro en 1996 ont été largement suivis et instrumentés. Le lot de travaux 105 a été creusé par un tunnelier à pression de terre de 5 m de diamètre, dans un sol désaturé argileux à sableux surconsolidé. Le K_0 des formations de Londres est compris entre 1 et 1,5. Dimmock *et al.* (2002) indiquent la répartition des tassements par rapport au tassement final :

- 25 % en avant du front,
- 20 % au passage du bouclier,
- 55 % à l'extraction de la jupe.

Les mouvements à long terme sont quasi nuls, et les mouvements dus aux saisons ont une amplitude similaire aux mouvements dus au passage du tunnelier.

Volume perdu (ou « volume loss »)

Ce paramètre est très souvent employé lors de la présentation des résultats d'instrumentation *in situ*. En considérant une répartition des déplacements suivant une courbe de Gauss, ce volume se calcule à partir de la relation suivante, fonction du tassement maximal S_{\max} et de la largeur de la cuvette i :

$$V_s = \sqrt{2\pi} i S_{\max} \approx 2,5i S_{\max} \quad (5)$$

Il s'exprime comme un pourcentage du volume total excavé.

De nombreuses valeurs empiriques existent dans la littérature concernant ce volume perdu lors de l'excavation d'un tunnel de manière conventionnelle. L'expérience lui donne une dépendance avec la nature du sol, ses caractéristiques géotechniques, la géométrie du tunnel... Ces valeurs sont de l'ordre de 1 à 10 %. Mais celles-ci se révèlent inadaptées au cas des excavations au moyen de tunneliers à front pressurisé.

Ainsi, lors des travaux du CTRL (Channel Tunnel Rail Link) de Londres, Bowers (2005) et Wongsaroj *et al.* (2005) donnent un volume perdu de 0,2 à 0,8 % dans les argiles surconsolidées que constitue la formation London Clay lors du creusement au tunnelier à pression de terre. Ces valeurs sont inférieures aux volumes perdus généralement mesurés lors de l'utilisation d'un tunnelier sans confinement à Londres, de l'ordre de 1 à 3,5 % (Wongsaroj *et al.*, 2005). De plus, Wongsaroj *et al.* nous montrent que ce volume perdu est indépendant de la profondeur du tunnel (gamme de couverture des 45 sections étudiées : de 10 à 40 m).

Dans d'autres conditions géologiques (terrains sableux et argileux hétérogènes des Pays-Bas), un tunnelier à pression de boue de 8,3 m de diamètre, à environ 1 diamètre sous le terrain naturel, a créé une dépression en surface pour laquelle le volume loss est évalué à 0,76 % pour le premier tube et à 0,23 % pour le second. En profondeur, à proximité de la clé du tunnel, le volume loss est d'environ 0,85 % pour le premier tube et 0,24 % pour le deuxième tube (van Jaarsveld *et al.*, 1999).

Point d'inflexion de la courbe i

De nombreux auteurs s'accordent à dire que l'on a une relation entre le paramètre i et la profondeur de l'axe du tunnel z_0 qui prend la forme :

$$i = K z_0 \quad (6)$$

et l'on trouve dans la littérature nombre d'expressions empiriques pour ce facteur K , fonction de la géométrie du tunnel et de la nature du sol, mais jamais dans le cas particulier de tunnelier à front pressurisé.

Wongsaroj *et al.* (2005) donnent une valeur de K comprise entre 0,46 et 0,6 dans les argiles surconsolidées de Londres. Il précise que cette valeur est très proche des valeurs proposées par Mair et Taylor en 1997 pour la construction d'une autre ligne de métro à Londres, mais

avec un tunnelier sans confinement du front, ce qui semble confirmer que K est indépendant de la méthode d'excavation mais dépendant du matériau excavé.

Angle d'ouverture β

L'angle d'ouverture β permet d'estimer la largeur de la cuvette transversale de tassement en surface connaissant la profondeur du tunnel. Cet angle peut être relié au facteur K exprimé ci-dessus par la relation :

$$\tan \beta = 1,5K \quad (7)$$

Lors de l'analyse des mesures effectuées sur 2 sections du TRTS (Taipei Rapid Transit System) excavées au tunnelier à pression de terre (diamètre 6,05 m), l'une dans des sables limoneux et la deuxième dans des argiles limoneuses, Chi *et al.* (2001) ont déterminé un angle d'ouverture de 30 à 50° dans les sables et d'environ 45° dans les argiles.

Kanayasu *et al.* (1995), sur le chantier de la ligne 12 du métro de Tokyo, ont aussi mis en évidence un angle d'ouverture de 45° dans des sols graveleux excavés au tunnelier à pression de terre.

Cuvette longitudinale des tassements

A partir de l'étude de plusieurs cas réels de creusement de tunnel dans les argiles, Attewell et Woodman (1982) ont proposé une représentation des cuvettes longitudinales des tassements par une courbe de probabilité cumulée (Figure 19). Ils ont montré que, pour les cas étudiés, les tassements en surface au moment du passage du front des travaux d'excavation atteignent 50 % des tassements finaux. Mais les tunnels étudiés sont réalisés avec des techniques autres que les tunneliers à front pressurisé.

Différents auteurs ont montré que cette courbe théorique ne pouvait pas être appliquée dans le cas de l'utilisation d'un tunnelier fermé pour lequel la pression de confinement limite les tassements en avant du front. Ainsi, la majorité des tassements est localisée en arrière du front.

Mair et Taylor (1997) ont établi qu'une translation de la courbe de probabilité cumulée permet une bonne approximation des tassements longitudinaux en surface causés par le creusement d'un tunnel au moyen d'un tunnelier à front pressurisé. Cette courbe est représentée sur la Figure 20.

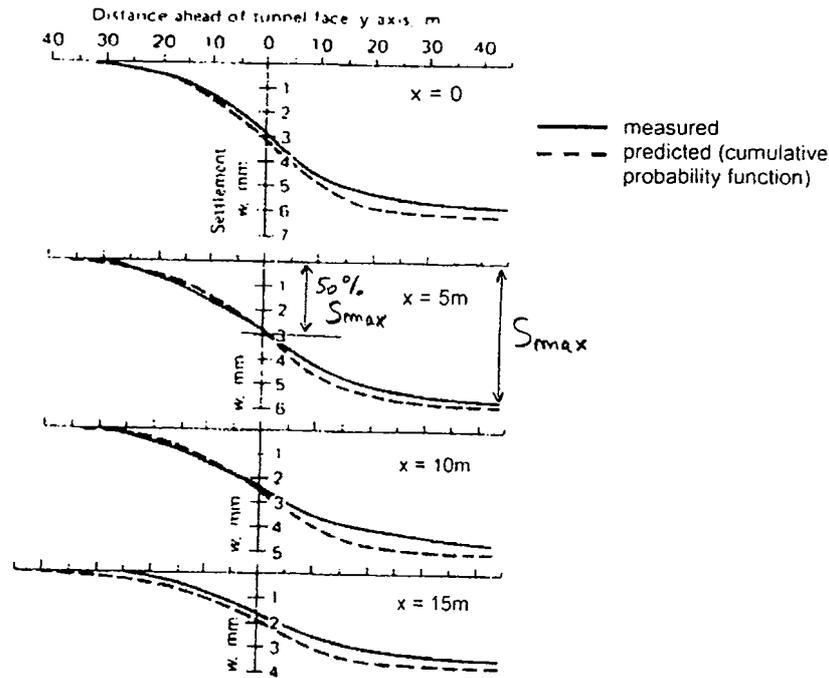


Figure 19 : Mesures et prédictions des tassements longitudinaux - chantier de la Jubilee Line à Green Park Station (d'après Attewell et Woodman, 1982)

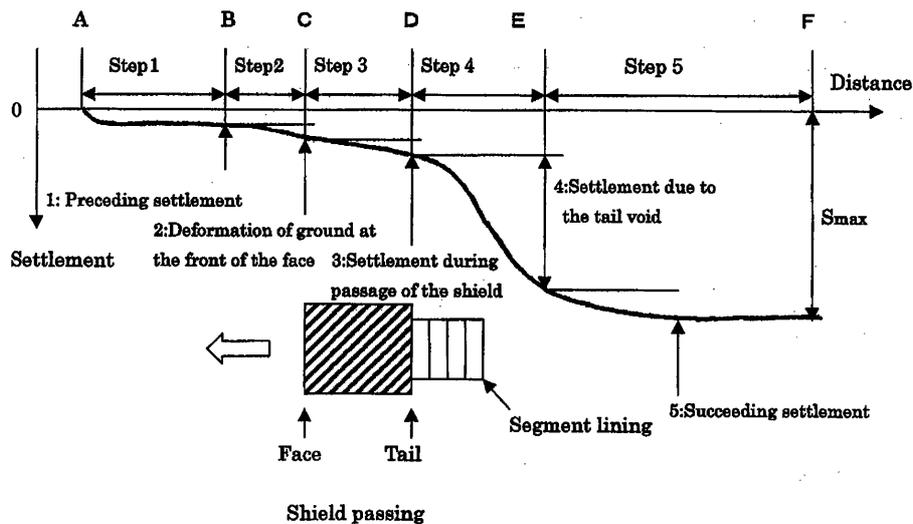


Figure 20 : Cuvette longitudinale théorique des tassements lors de l'utilisation d'un tunnelier à front pressurisé (d'après Sugiyama et al., 1999)

2.2.4. Caractéristiques des tassements en profondeur

L'hypothèse de Mair *et al.* (1993), selon laquelle la représentation des tassements en profondeur par une courbe de Gauss reste valable, est justifiée par les différentes mesures réalisées sur des chantiers d'excavation de tunnel au tunnelier à front pressurisé. On obtient une relation entre le paramètre i et les profondeurs z_0 et z :

$$i = K(z_0 - z) \quad (8)$$

A Londres, à partir des mesures réalisées sur le lot 105 du chantier de l'extension de la Jubilee Line, Dimmock *et al.* (2002) donnent des valeurs de K à 15 m de profondeur comprises entre

0,9 et 1,2. La Figure 21 présente les résultats de l'analyse de Dimmock *et al.* à Southwark Park, ainsi que la relation établie par Mair à partir de tunnels conventionnels dans les argiles. On voit que la correspondance est bonne, ce qui justifie, là encore, l'hypothèse selon laquelle la méthode d'excavation n'intervient pas dans le paramètre K .

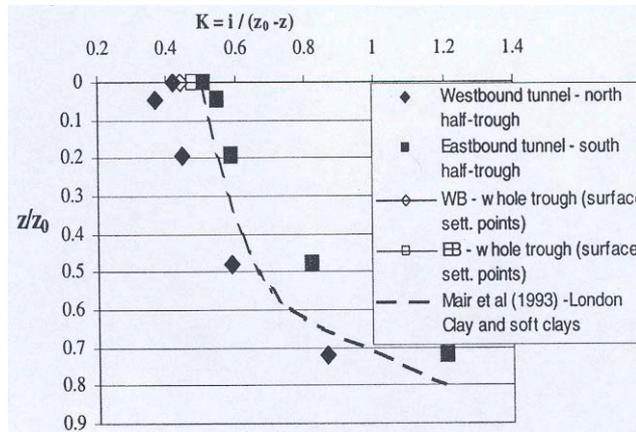


Figure 21 : Variation du paramètre K avec la profondeur à Southwark Park et relation de Mair dans les argiles (d'après Dimmock *et al.*, 2002)

2.2.5. Caractéristiques des déplacements horizontaux

Les relations empiriques établies pour la détermination des mouvements horizontaux en fonction des déplacements verticaux dans le cas des creusements conventionnels ne peuvent pas s'appliquer au cas des tunneliers à front pressurisé. En effet, ces relations font l'hypothèse que les mouvements de sol sont dirigés vers l'axe du tunnel, or, comme nous l'avons vu sur les exemples précédents, cette convergence n'est pas systématique.

En pratique, les déformations horizontales, tout comme les déformations verticales, subissent les différentes phases d'avancement du tunnelier, et suivant les phases, on trouve des mouvements de convergence ou des mouvements de divergence.

Les résultats de mesures, exposés par Hashimoto *et al.* (2000), illustrent bien ce phénomène. Ces mesures, effectuées lors du creusement d'un tunnel au moyen d'un tunnelier à pression de terre dans des argiles meubles (Figure 22), montrent l'évolution des déplacements au cours du temps.

Si on s'intéresse aux mouvements horizontaux, on voit que juste avant le passage du tunnelier, le mouvement est convergent. Le passage du bouclier est accompagné de mouvement divergent important. Le maximum de divergence est atteint juste avant l'extraction de la jupe. La poursuite de la progression du tunnelier se traduit à nouveau par des mouvements de convergence.

D'autres exemples nous prouvent que les différentes phases d'avancement du tunnelier ne sont pas toujours accompagnées des mêmes mouvements. Une simple comparaison de ces résultats avec les résultats de mesures présentés par Ollier (1997) et décrit au paragraphe 2.2.1 en sont la preuve.

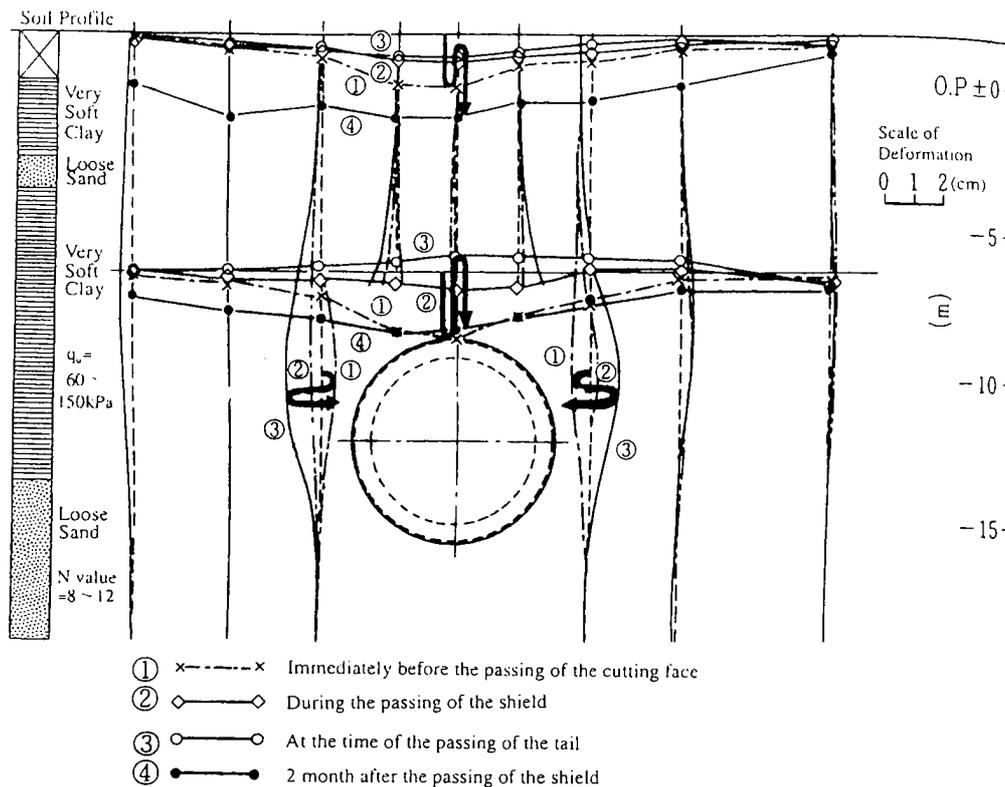


Figure 22 : Mouvements dus au creusement par un tunnelier à pression de boue dans des argiles meubles (d'après Hashimoto et al., 2000)

2.3. Impact sur le bâti

Les mouvements de sol générés par le creusement d'un tunnel se propagent dans le massif, et affectent par conséquent les structures existantes dans un certain périmètre autour du tunnel. Ces structures sont susceptibles de se translater, de tourner, de se déformer, de se distordre, et bien sûr de subir des dommages plus ou moins importants allant jusqu'à mettre en jeu leur stabilité.

Il est à noter que, contrairement au paragraphe précédent, celui-ci ne se limite pas exclusivement aux creusements de tunnel au moyen de tunneliers à front pressurisé.

2.3.1. Mouvements subis par les constructions et classification des dommages

L'AFTES (1995) décrit les facteurs influençant les mouvements des constructions lors du creusement d'un tunnel :

- la rigidité de la construction : les mesures sur chantiers ont montré que les constructions anciennes en maçonnerie se déforment comme le terrain de fondation. Au contraire, un bâtiment en béton armé se déforme latéralement moins que le sol d'assise. Cette rigidité dépend aussi du type de fondation du bâtiment, du nombre d'étages, du nombre d'ouvertures et du type de structure (voiles, poutres et poteaux,...)
- la position de la construction dans la cuvette transversale de tassement : suivant cette position, la structure subira des phénomènes d'extensions et/ou de compressions. La Figure 23 présente les comportements idéalisés des bâtiments en fonction de leur longueur et de leur position au sein de la cuvette.

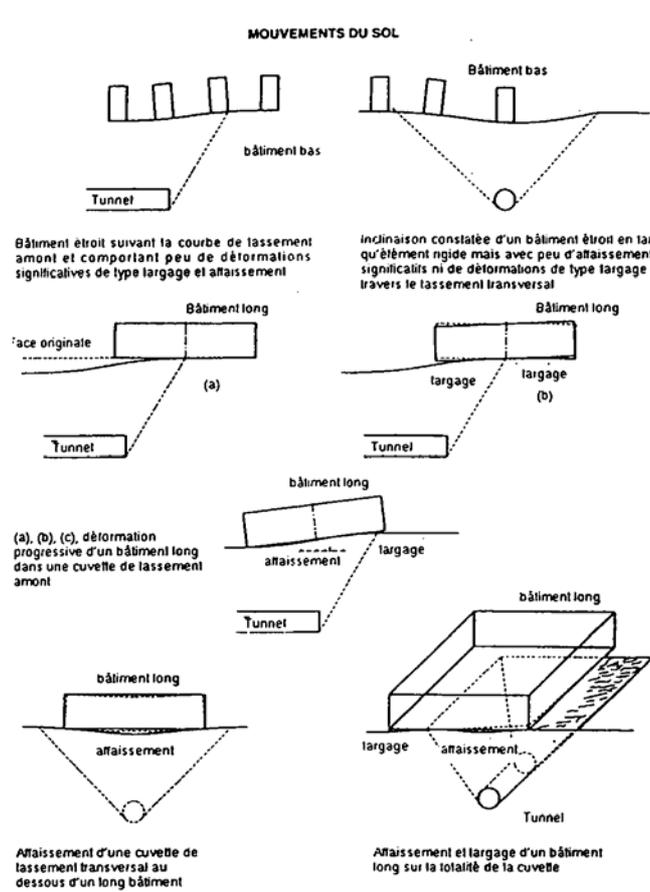


Figure 23 : Divers comportements idéalisés de bâtiments (d'après Attewell et Woodman, 1986, cités par AFTES, 1995)

Les mouvements entraînent des dommages aux constructions. Les britanniques (Burland *et al.* 1977, Boscardin *et al.* 1989, Mair *et al.* 1996) ont beaucoup travaillé sur ce sujet, et ont adopté pour les ouvrages en maçonnerie une classification des dommages fonction de la facilité de réparation ; cette classification est adaptée pour les principales constructions en milieu urbain.

Le tableau ci-dessous présente cette classification, reprise par l'AFTES pour les recommandations françaises (1995). Dans cette classification, la largeur des fissures est une simple indication et ne doit pas être retenue comme paramètre prépondérant.

Tableau 3 : Classification des dommages visibles (d'après Burland, 1995)

Catégorie de dommages	Degré de sévérité	Description du dommage
0	Négligeable	Microfissures de moins de 0,1 mm.
1	Très faible	Fissures fines facilement traitables par un traitement décoratif simple. Fissures de moins de 1 mm.
2	Faible	Fissures rebouchables facilement. Traitement décoratif probablement nécessaire. Les fissures récurrentes peuvent être masquées par un recouvrement adapté. Un rejointement peut être nécessaire pour assurer l'étanchéité. Largeur des fissures inférieure à 5 mm.
3	Modéré	Le traitement des fissures demandent une ouverture de celles-ci et un rebouchage par du ciment. A l'extérieur, des rejointements entre briques peuvent être nécessaires, et certaines de ces briques devront être changées. Les fissures ont une largeur de 5 à 15 mm, ou il existe un grand nombre de fissures de plus de 3 mm de large.
4	Sévère	Importantes réparations nécessaires allant jusqu'à la démolition et le remplacement de portions de murs, principalement autour des portes et des fenêtres. Les fissures font entre 15 et 25 mm de large. Le nombre de fissures est aussi à considérer.
5	Très sévère	Réparations majeures indispensables allant jusqu'à la reconstruction partielle ou totale. Largeur des fissures supérieure à 25 mm. Nombre de fissures à considérer aussi.

Burland (1995) souligne que les dommages relatifs aux classes 0 à 2 peuvent résulter de différentes causes, comme par exemple les effets de la température. Au contraire, les dommages associés aux classes 3 et suivantes ont fréquemment comme cause des mouvements de terrain.

Cette classification est, à l'heure actuelle, utilisée en France.

2.3.2. Influence des mouvements de terrain sur les constructions

Lors de l'étude de l'incidence du creusement d'un tunnel sur les constructions existantes, la méthodologie retenue revient à évaluer les mouvements du sol en champ libre, c'est-à-dire sans la présence du bâtiment, puis d'appliquer ces mouvements via ses fondations, sans tenir compte de la rigidité de la structure.

Or, comme le souligne l'AFTES (1995), les mouvements du bâti et du terrain sont en interaction et la rigidité de la construction tend à réduire les déplacements de la structure par rapport aux déplacements du terrain seul. Cette méthodologie d'étude est donc largement conservative.

En utilisant le principe de la poutre équivalente développé par Burland et Wroth (1974), Boscardin et Cording (1989) ont relié les classes de dommages du Tableau 3 à l'angle de distorsion et à l'extension horizontale dans le sol (Figure 24).

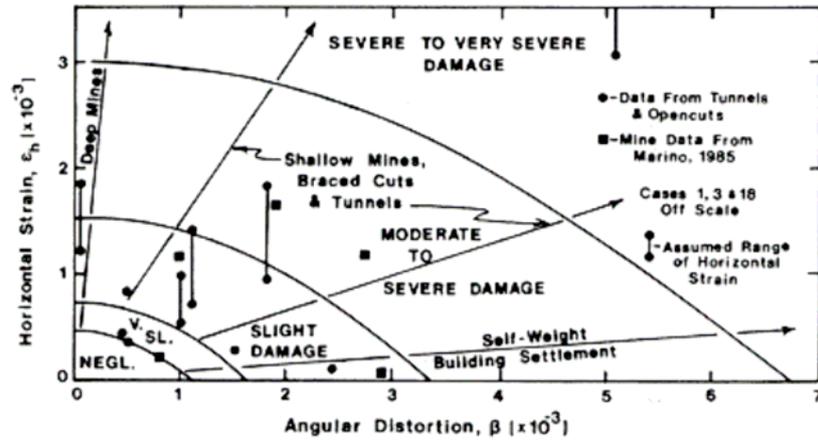


Figure 24 : Relation entre les classes de dommages et la distorsion angulaire et l'extension horizontale (d'après Boscardin et Cording, 1989)

2.3.3. Influence des constructions sur les mouvements de terrain

En 1997, Potts et Addenbrooke ont présenté une approche considérant la rigidité du bâtiment pour la prédiction de l'influence du creusement d'un tunnel sur celui-ci. Ils ont réalisé une étude paramétrique au moyen d'un modèle aux éléments finis à 2 dimensions où le bâtiment est représenté par une poutre équivalente. La construction du tunnel est modélisée par un volume perdu V_S de 1,5 %.

La rigidité relative de la poutre équivalente utilisée par Potts et Addenbrooke est égale à :

$$\rho^* = \frac{EI}{E_S H^4} \quad (9)$$

avec E le module d'Young,
 I le moment d'inertie de la poutre équivalente,
 E_S le module d'Young du sol,
 H la demie largeur de la poutre

On notera que cette expression de la rigidité relative ne peut pas être obtenue de manière similaire à l'expression développée pour les parois de soutènement par Rowe (1952).

La Figure 25 montre les résultats obtenus concernant l'influence de la rigidité relative ρ^* sur les cuvettes de tassement transversales dans le cas d'un tunnel à 20 m de profondeur et d'un bâtiment de 60 m de large à l'aplomb du tunnel.

On voit que pour une rigidité relative faible le mouvement en surface tend vers un tassement constant entre 0 et 30 m de l'axe du tunnel.

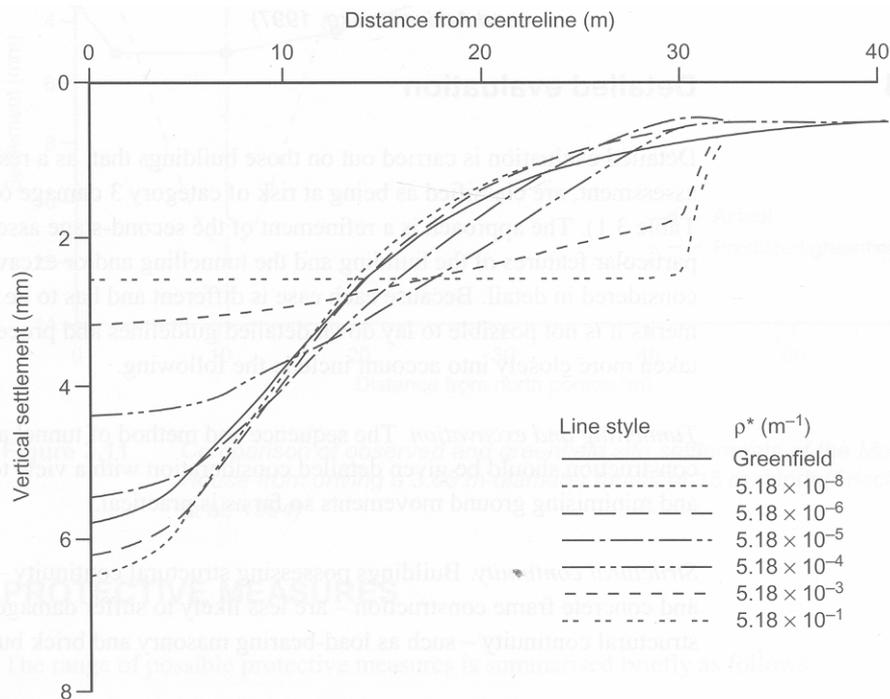


Figure 25 : Influence de la rigidité relative sur les cuvettes de tassement transversal (d'après Potts et Addenbrooke, 1997)

Cette approche constitue un premier travail vers une modélisation à 3 dimensions de l'influence d'un bâtiment sur les cuvettes de tassement. Mais la validation de ce modèle demande une confrontation à des mesures réelles, et c'est pourquoi de nombreux bâtiments ont été instrumentés lors de l'extension de la Jubilee Line à Londres dans ce but. L'ensemble des résultats est présenté dans les deux volumes de l'ouvrage *Building response to tunnelling – case studies from construction of the Jubilee Line Extension* de Burland *et al.* (2001).

Nous présentons ici quelques uns des résultats des comparaisons entre les prédictions de classe A (avant les travaux) et les mesures réalisées sur les trois bâtiments Neptune House, Murdoch House et Clegg House (*Building response to tunnelling*, chapitres 15 et 42, et synthèse chapitre 21, paragraphe 21.4.2). La Figure 26 présente la position de ces trois bâtiments par rapport aux deux tunnels de la Jubilee Line (Westbound et Eastbound running tunnel). Les trois bâtiments en maçonnerie possèdent 2 étages et sont fondés sur des semelles filantes en béton. Neptune House et Murdoch House font 40 m de long pour 8 m de large, et Clegg House est 2 fois moins long. Les tunnels ont été excavés dans les formations Lambeth Group et Thanet Sand au moyen de tunneliers à pression de boue de 5 m de diamètre ; ils sont espacés de 17 à 23 m et leur axe se trouve entre 15 et 17 m sous le niveau des fondations des bâtiments.

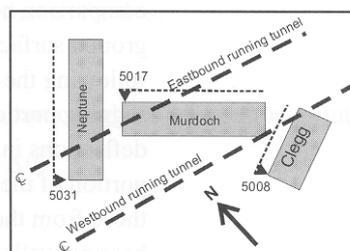


Figure 26 : Positionnement des bâtiments par rapport aux tunnels (d'après Withers, *Building response to tunnelling*, chapitre 42, 2001)

Les mouvements des bâtiments sont calculés en utilisant les prédictions de tassement en champ libre modifiées en fonction de la rigidité du bâtiment à partir des abaques de Potts et Addenbrooke (1997) présentés précédemment. La Figure 27 ci-dessous présente une comparaison des mesures avec les prédictions en champ libre (greenfield prediction) et avec les prédictions modifiées en tenant compte des bâtiments (building prediction).

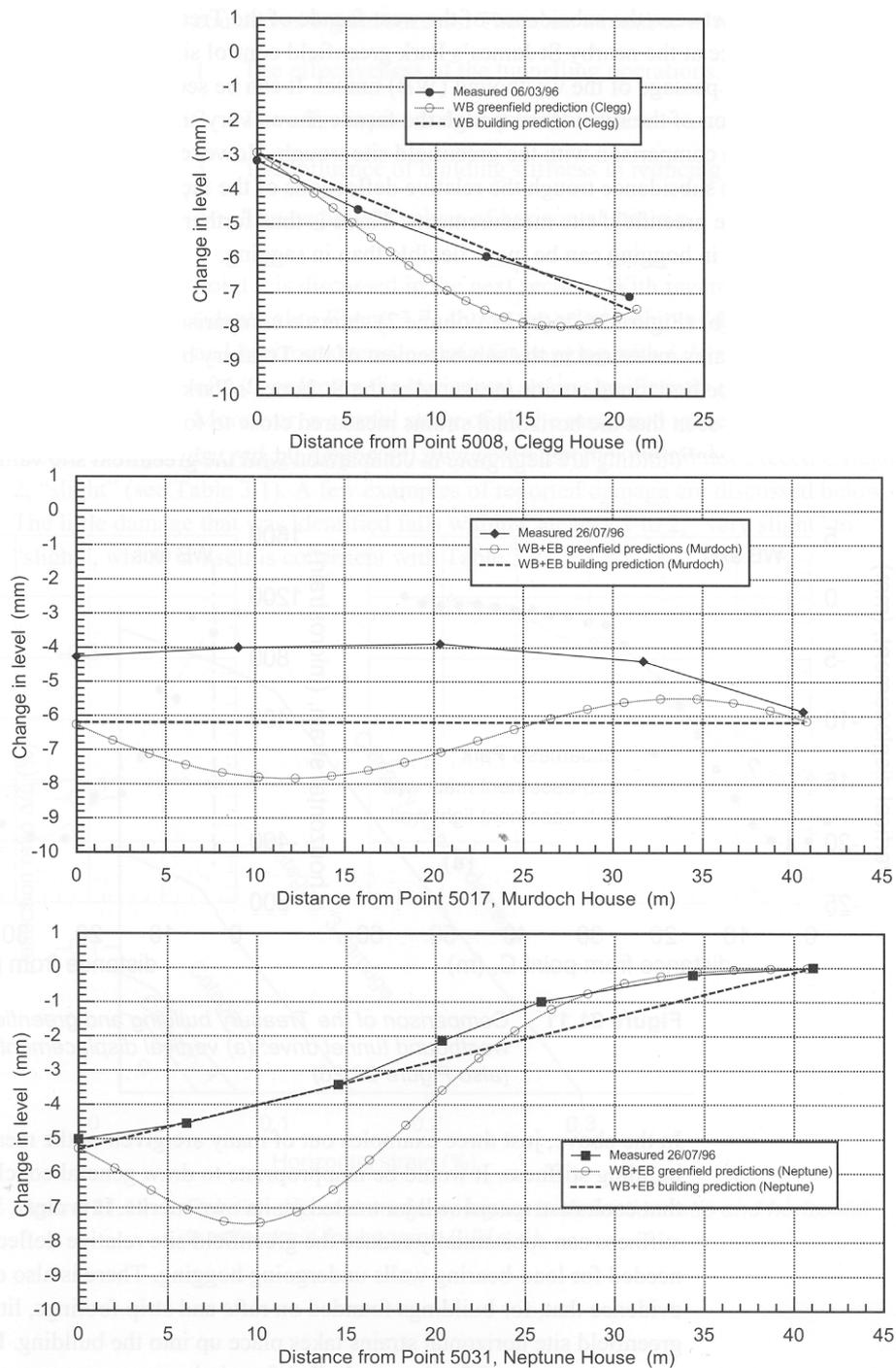


Figure 27 : Comparaison des tassements mesurés avec les prédictions en champ libre (greenfield predictions) et avec bâtiment (building prediction) pour les trois constructions après excavation des deux tunnels (d'après Withers, Building response to tunnelling, chapitre 42, 2001)

On note la bonne correspondance entre les mesures et les prédictions modifiées.

Compte tenu des mesures, on remarque que les bâtiments les plus longs (Murdoch House et Neptune House) sont moins rigides que ce que l'on a déterminé au départ. Les mouvements de Clegg House montrent quand à eux un bâtiment rigide.

Cet exemple montre bien l'influence de la présence de bâtiments sur la forme de la cuvette des tassements.

2.4. Conclusion

Cette bibliographie a permis de repérer sur des mesures *in situ* les différentes phases de progression du tunnelier pendant le creusement du tunnel énoncées au paragraphe 2.1, et de relier à ces phases des mouvements prédominants dans le sol. On a ainsi mis en évidence qu'une même phase de progression n'est pas toujours accompagnée des mêmes mouvements, ni en amplitude, ni même en direction.

Ces quelques exemples semblent montrer que l'excavation d'un tunnel au moyen d'un tunnelier à front pressurisé peut engendrer des phases de soulèvement de la surface et de divergence horizontale dans le massif, et que les tassements finaux sont inférieurs aux tassements habituellement mesurés avec des méthodes de creusement dites conventionnelles.

La dernière partie insiste sur les conséquences des mouvements sur les bâtiments et surtout sur l'influence de ces bâtiments sur les mouvements. Cette interaction mutuelle est actuellement un sujet de recherche important, qui ne s'applique pas exclusivement aux creusements au moyen de tunneliers à front pressurisé, mais à l'ensemble des techniques d'excavation de tunnel.

3. EVOLUTION DES CONTRAINTES ET DES PRESSIONS INTERSTITIELLES DANS LE SOL LORS D'UN CREUSEMENT AU TUNNELIER

L'excavation d'une partie d'un sol provoque inévitablement un changement de l'état de contrainte dans les terrains entourant les travaux. Ces changements sont à l'origine des déformations mesurées dans le massif de sol et en surface.

Comme le souligne Rowe et Kack (1983), le chargement (déchargement) du sol dû à la construction du tunnel entraîne des chemins de contraintes différents de ceux classiquement observés dans les autres problèmes de géotechnique. C'est pourquoi il est important de comprendre comment évoluent les contraintes et les pressions interstitielles autour du tunnel.

Sur les chantiers d'excavation au tunnelier à front pressurisé, la mise en place de capteurs de pressions totales et de pressions interstitielles est rare, souvent au profit des mesures de pressions dans le revêtement, pour la vérification du dimensionnement de celui-ci.

La complexité des champs de contraintes pour les tunneliers à faible profondeur réside dans leur aspect tridimensionnel (Ezzeldine, 1999), ce qui demande l'installation de plusieurs cellules dans le massif afin d'appréhender l'ensemble des variations.

On a vu dans le paragraphe 2.1 que l'on pouvait distinguer les 4 phases suivantes sources de tassement :

- l'approche et le passage du front d'excavation,
- l'avancée du bouclier,
- l'extraction de la jupe,
- la consolidation du terrain.

Ci-dessous, nous présentons les résultats de quelques chantiers d'excavation au tunnelier à front pressurisé qui permettent la compréhension des variations de l'état de contraintes et de pressions interstitielles dans le massif pour ces différentes phases de progression du tunnelier.

3.1. Evolution des pressions interstitielles

3.1.1. Chantier de la ligne 2 du métro de Shanghai – tunneliers à pression de terre

La ligne 2 du métro de Shanghai est constituée de 2 tunnels de 6,2 m de diamètre extérieur. Ces tubes ont été excavés au moyen de 7 tunneliers à pression de terre travaillant simultanément. L'axe des tubes est à 15 m de profondeur, dans des terrains d'argiles vasardes et limoneuses compressibles et plastiques, saturées et à faible perméabilité.

Connaissant le caractère primordial du contrôle de la pression de confinement au front sur les performances du tunnelier (Clough *et al.*, 1983), il a été choisi sur ce chantier une automatisation qui fait que la vis extrait les matériaux de la chambre à un taux légèrement inférieur au sol excavé entrant dans la chambre d'abattage.

Lee *et al.* (1999) présentent les résultats des mesures effectuées sur 2 sections : la section 1 est située au début du tunnel dans une zone non urbanisée, la section 2 est située en ville.

L'instrumentation mise en place permet de mesurer à chaque phase du processus d'excavation les mouvements du massif de sol, les variations de pression interstitielle et la répartition de la pression de terre autour du revêtement. La figure ci-dessous présente cette instrumentation.

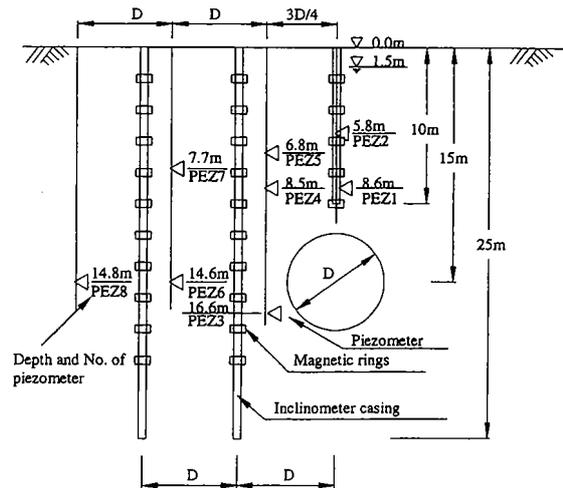


Figure 28 : Détail de l'instrumentation (d'après Lee et al., 1999)

La Figure 29 et la Figure 30 montrent l'évolution mesurée des pressions d'eau pendant les travaux d'excavation au tunnelier par les capteurs positionnés autour du tunnel. Les différentes phases de progression du tunnelier peuvent être reliées aux variations de ces pressions.

Au cours de la phase 1, qui correspond à l'approche du tunnelier vers la section de mesure, les capteurs enregistrent une augmentation de pression quasi simultanément. Ce phénomène commence alors que le tunnelier est à environ 3 diamètres des capteurs. Le maximum est atteint quand le front passe au niveau de la section ; une augmentation de 25 % de la pression interstitielle est mesurée pour le capteur 3, positionné latéralement au tunnel. En clé de tunnel, on enregistre une augmentation de 22 %. La surpression est d'autant plus grande que le capteur est proche du tunnel.

Durant le passage du bouclier (Phase 2), les surpressions commencent à se dissiper, mais de manière non uniforme. Ainsi, les capteurs 1 et 3 montrent une diminution franche, alors que les points plus éloignés du tunnel, comme les capteurs 6 et 8, n'enregistrent quasiment aucune variation de pression. Les auteurs expliquent que cette réduction de pression est accélérée par la décompression du terrain liée à la surcoupe, mais est ralentie par les efforts de friction à l'interface sol-bouclier.

La phase 3 est la phase de l'extraction de la jupe et des injections. Des pics de pressions sont mesurés pour les points les plus proches du tunnel, surtout en clé. La zone d'influence des injections est évaluée à environ 2 diamètres.

A long terme (phase 4) la diminution des pressions est lente (Figure 30). La majorité des surpressions est dissipée au bout de 2,5 mois.

La phase 5 correspond ici à une seconde consolidation observée à partir des mouvements de sol.

Les auteurs attribuent les variations de pression interstitielle à deux causes :

- les variations isotropes de contraintes, sans changer la structure du sol, entraînent des variations de la pression interstitielle. C'est le cas des phases 1 et 3.
- les variations des contraintes déviatoriques induisent un changement dans l'assemblage des particules du sol. Les phases 2 et 4 correspondent à ce type de variation de pression. Ces surpressions se dissipent lentement.

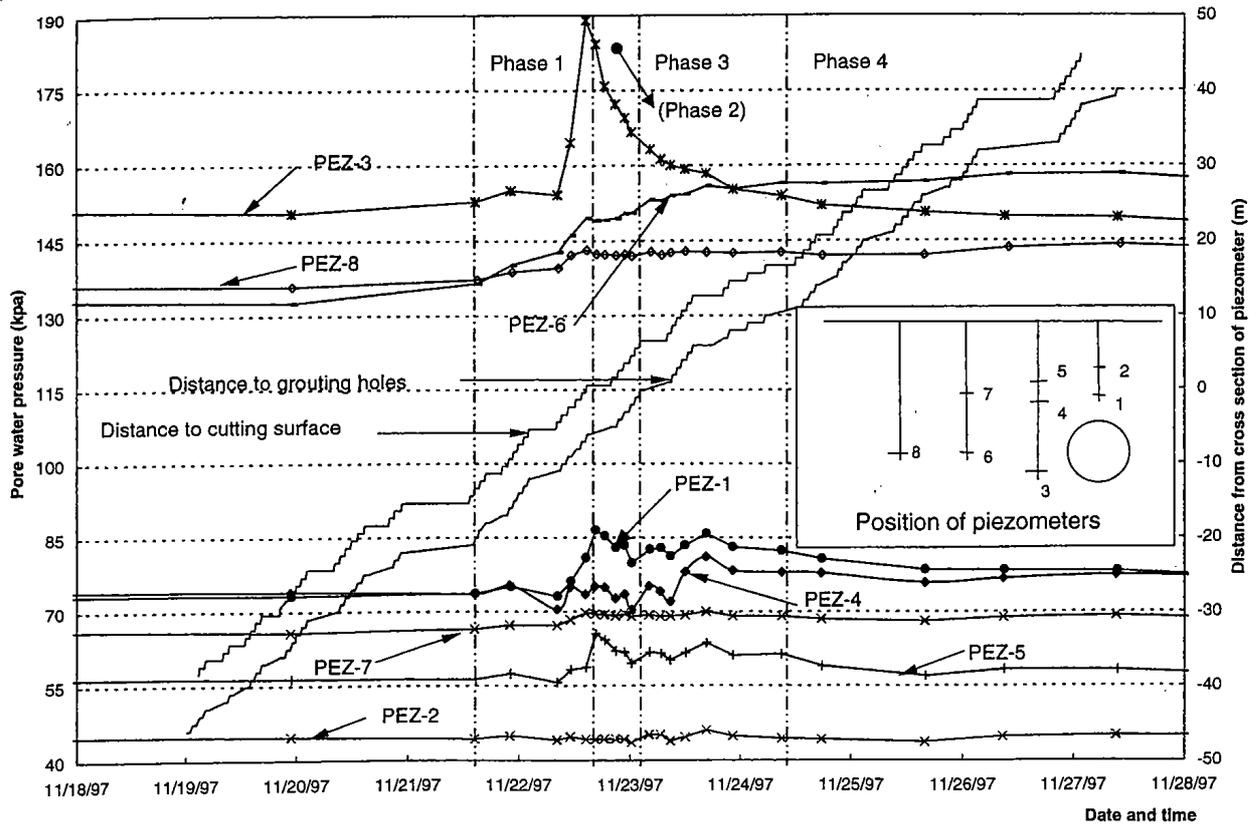


Figure 29 : Evolution des pressions d'eau pendant le passage du tunnelier (d'après Lee et al. , 1999)

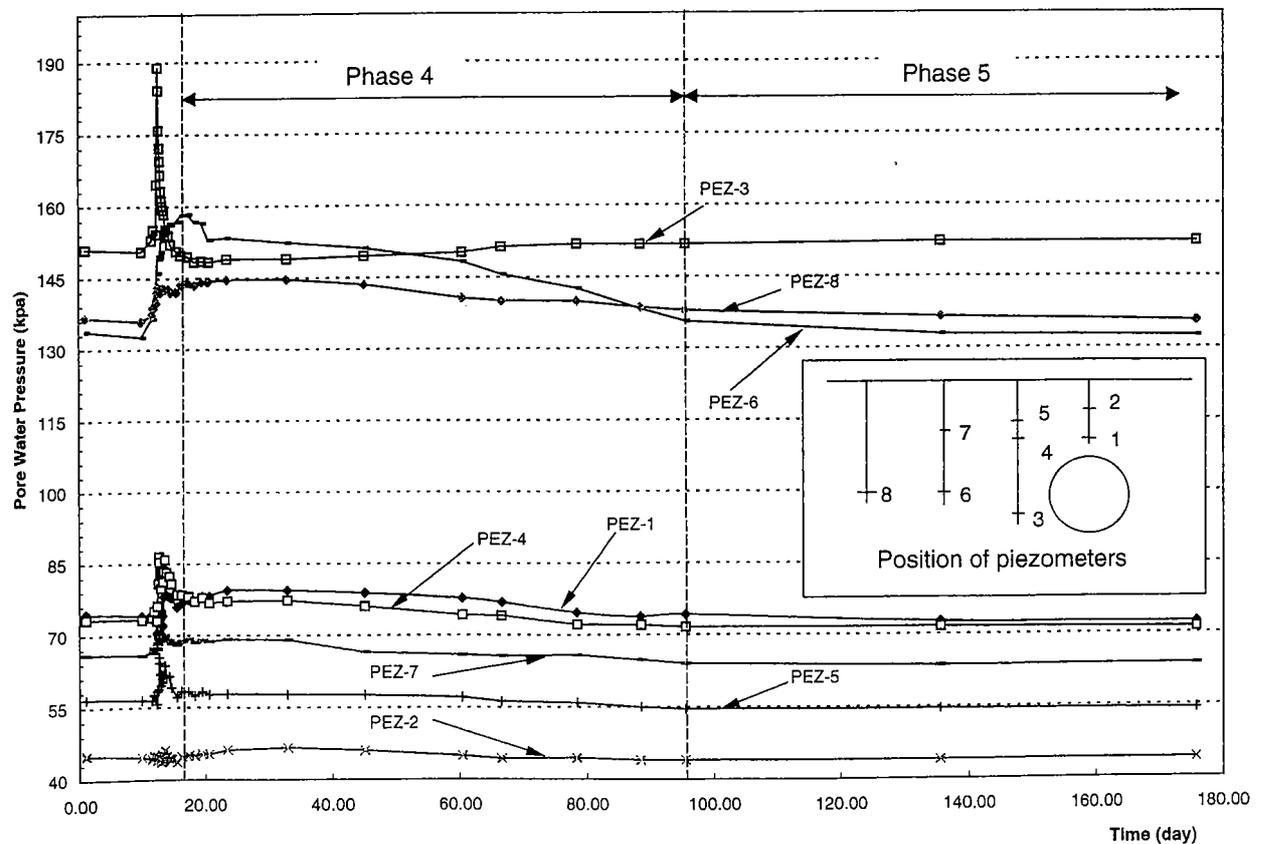


Figure 30 : Evolution des pressions d'eau pendant une demi-année (d'après Lee et al., 1999)

3.1.2. Chantier du prolongement de la ligne D du métro de Lyon – tunnelier à pression de boue

Ce chantier a déjà été présenté au paragraphe 2.2.1. Nous nous intéressons ici aux conclusions de Ollier (1997) sur l'évolution des pressions interstitielles.

Sur la section 1 du plot n°1, les capteurs de pression interstitielle sont positionnés à la profondeur de l'axe du tunnel et à 1 m au dessus de la clé, dans l'axe du tracé et 1,5 m à côté. Les capteurs hauts sont dans une nappe libre reposant sur une couche de limon. Les capteurs bas sont au sein d'une nappe captive dans des sables et graviers. L'évolution des pressions est présentée Figure 31.

L'influence du tunnelier se fait sentir une vingtaine de mètres avant la section (soit environ à 3 diamètres) sous la forme d'une légère augmentation de pression. Cette surpression est double pour le capteur dans l'axe par rapport au capteur au-dessus du tunnel.

Au passage du front, une augmentation de pression est enregistrée. Le pic est plus important pour les capteurs situés au-dessus de la clé que pour ceux placés au niveau de l'axe. Après le passage du front, à chaque arrêt du creusement pour la pose des voussoirs de l'anneau, la pression revient à son niveau d'origine.

Dès 2 m après le passage du front, le phénomène s'inverse : le début de l'excavation d'un nouvel anneau est marqué par une nette diminution des pressions, qui s'atténue vers la moitié de la phase de creusement pour atteindre un niveau supérieur au niveau de départ après la fin du creusement. Cette remontée des pressions au milieu de la phase d'excavation est bien corrélée avec l'injection du coulis derrière la jupe.

Les arrêts s'accompagnent d'un drainage qui permet une diminution des surpressions. On remarque nettement l'influence de la vitesse de cycle : plus de forations avec moins de temps d'arrêt entraîne une accumulation plus importante de surpression.

Les capteurs ressentent le passage du tunnelier jusqu'à 20 m après le passage du front, soit environ 2 diamètres après les points d'injections.

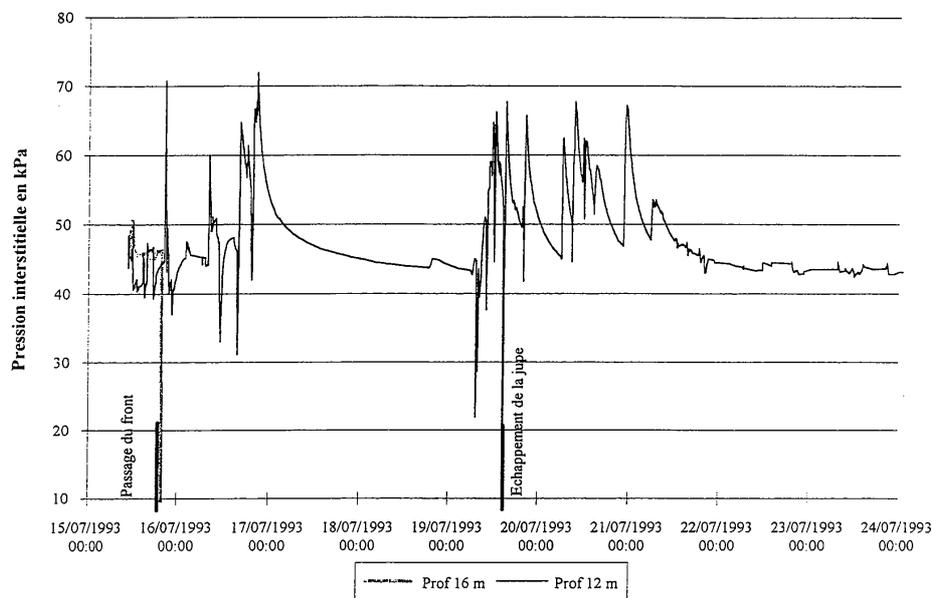


Figure 31 : Evolution des pressions interstitielles au passage du tunnelier - Plot 1 S2 (d'après Ollier, 1997)

3.2. Evolution des pressions de terre - Chantier du tunnel « Shanghai Bund Sightseeing » - tunnelier à pression de terre

La construction de ce tunnel a duré de mars 1998 à mai 1999. Il a été réalisé au moyen d'un tunnelier à pression de terre de 7,65 m de diamètre, dans des terrains d'argiles plastiques limoneuses compressibles. La couverture de terrain au-dessus du tunnel varie de 5,20 à 7 m.

Un important système d'instrumentation a été mis en place pour l'enregistrement des mouvements de sol et des variations de pressions de terre et de pressions d'eau. En particulier, trois cellules de pression interstitielle (w1 à w3) et trois cellules de pression de terre (p1 à p3) sont installées à proximité du tunnel ; trois essais pénétrométriques et six essais scissométriques ont été réalisés autour du tunnel avant et après le passage du tunnelier. Ces essais permettent d'évaluer la zone influencée par le passage du tunnelier. La Figure 32 présente l'instrumentation mise en place sur une des sections d'instrumentation.

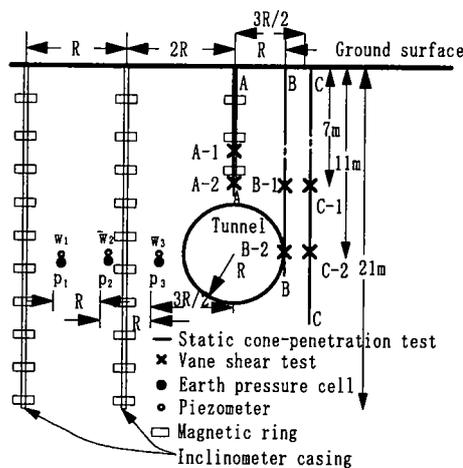


Figure 32 : Instrumentation de la section 1 (d'après Xu *et al.*, 2003)

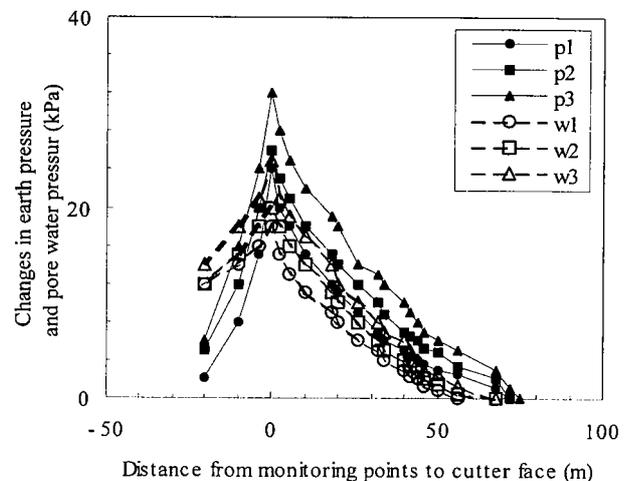


Figure 33 : Mesures de pressions de terre (p1 à p3) et interstitielle (w1 à w3) au passage du tunnelier (d'après Xu *et al.*, 2003)

Les mesures de pressions réalisées pendant le passage du tunnelier sous la section de mesure 1 (Figure 33) montrent une augmentation des pressions de terre quand le front d'excavation s'approche de la section de mesure, puis une diminution après le passage.

Les variations de pressions dues aux travaux d'excavation entraînent un changement de la résistance de pointe non drainée du matériau (Baligh *et al.*, 1987 ; Xu et Sun, 1999 ; cités par Xu *et al.*, 2003). Ainsi, par des essais pénétrométriques, la zone influencée par le passage du tunnelier peut être délimitée. La Figure 34 présente l'extension de cette zone. Cette zone est peu étendue sous le tunnel et latéralement au tunnel. Au dessus du tunnel, la zone s'étend jusqu'à la surface ; mais celle-ci ne prend pas la forme attendue et décrite à partir de l'angle β comme sur la Figure 18, mais une forme de poire.

En plus de la délimitation de cette zone perturbée, les essais au scissomètre permettent d'évaluer en un point donné le degré de perturbation du sol, au travers du rapport des résistances au cisaillement (ratio of undrained shear strength). Plus ce rapport est fort, plus la perturbation des contraintes en ce point a été importante. Par rapport aux mesures, on repère que les points les plus perturbés se situent en clé de tunnel (point A-2, 1 m au-dessus de la clé), et au piédroit (point B-2). Plus on s'éloigne du tunnel, plus la perturbation est faible, les iso-perturbations prenant toujours une forme de poire. Ainsi, on observe que le sol est autant

perturbé à 1,3 m à côté du tunnel (point C-2) qu'à 3,5 m au-dessus. La perturbation des terrains autour du tunnel n'est pas répartie de façon isotrope.

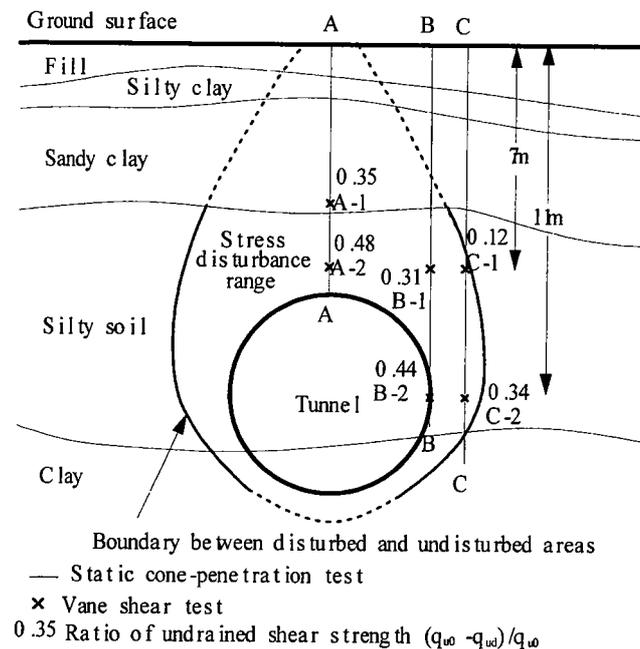


Figure 34 : Zone de variations des pressions établie dans le cas du chantier du « Shanghai Bund Sightseeing » (d'après Xu et al., 2003)

3.3. Conclusion

Les travaux d'excavation d'un tunnel créent inévitablement une variation de l'état des contraintes autour de l'ouvrage. Dans le cas de l'utilisation d'un tunnelier à front pressurisé, les mesures effectuées sur chantier et présentées ici semblent montrer que :

- le passage du front du tunnelier est accompagné d'une augmentation significative des pressions totales et interstitielles, d'autant plus forte que le point de mesure est proche du tunnelier,
- chaque arrêt dans la phase de creusement ou d'injection du tunnelier permet un retour vers la normale des pressions interstitielles,
- la zone de terrain perturbée par le passage du tunnelier s'étend principalement vers la surface.

4. CONCLUSIONS DU CHAPITRE 1

Le tunnelier est un immense complexe automatisé et asservi qui permet la réalisation quasi-simultanée de l'ensemble des phases de construction d'un tunnel. Cette technicité renforce la sécurité mais aussi complique la compréhension des interactions entre la machine et le sol.

Dans un premier temps, la meilleure façon d'évaluer cette interaction est d'observer ses conséquences, en termes de mouvements du massif de sol et d'évolution des contraintes totales et des pressions interstitielles.

Ce chapitre a donc permis, par une présentation de différents chantiers, de mettre en évidence les différentes phases de progression du tunnelier, sources de différents mouvements du sol :

- l'approche du tunnelier,
- le passage du bouclier,
- l'extraction de la jupe et la phase d'injection,
- la consolidation à moyen terme.

L'interaction sol-structure prend différentes formes à chacune de ces phases.

Mais cette observation des résultats de mesures a aussi permis de voir à quel point cette interaction diffère d'un chantier à l'autre. Ces différences s'expliquent naturellement par des conditions géologiques différentes, mais pas seulement. Il est alors légitime de se dire que ces différences peuvent être dues à la façon dont le tunnelier interagit avec le sol. Cette interaction du tunnelier est monitorée continuellement par le système de pilotage par le biais des paramètres de fonctionnement. Le chapitre suivant s'attache à apporter quelques réponses aux questions suivantes : dans quelle mesure chacun des automates d'un tunnelier influence-t-il les mouvements du massif de sol, et de quelle manière relier ces mouvements aux paramètres de fonctionnement du tunnelier enregistrés pendant les travaux.

Chapitre 2

Etude bibliographique Influence des paramètres de fonctionnement des tunneliers à front pressurisé sur les mouvements des massifs de sol

Sommaire Détaillé

1. OBSERVATIONS IN SITU	49
1.1. VITESSE D'AVANCEMENT	49
1.2. ARRET DU TUNNELIER	50
1.3. PRESSION DE CONFINEMENT DU FRONT	50
1.4. INJECTIONS.....	52
1.5. AUTRES PARAMETRES	54
2. OBSERVATIONS SUR MODELES REDUITS OU EN CENTRIFUGEUSE	56
2.1. PRESSION DE CONFINEMENT AU FRONT	56
2.2. INJECTIONS.....	57
2.3. HAUTEUR DE COUVERTURE	58
3. MODELES ANALYTIQUES.....	60
4. MODELES NUMERIQUES	64
4.1. LES MODELES NUMERIQUES DE TUNNELIER.....	64
4.2. INFLUENCE DE LA PRESSION AU FRONT	65
4.3. INFLUENCE DE LA POUSSEE DES VERINS	67
4.4. INFLUENCE DES INJECTIONS.....	68
4.5. COEFFICIENT DES TERRES AU REPOS ET ANISOTROPIE.....	69
5. CONCLUSIONS DU CHAPITRE 2.....	72

Comme cela a été explicité au paragraphe 1 du chapitre 1, le tunnelier à front pressurisé est une machine complexe toujours en interaction avec le sol qui l'entoure. Evaluer clairement l'influence du fonctionnement des tunneliers sur l'état de contrainte et sur le champ de déplacement au sein du massif de sol est une question qui intéresse de plus en plus les ingénieurs et les constructeurs dans le but ultime de maîtriser ces déplacements par le biais du contrôle des paramètres de fonctionnement des tunneliers.

On appelle ici « paramètres de fonctionnement du tunnelier » l'ensemble des paramètres mesurés pendant les travaux au tunnelier renseignant sur le fonctionnement de celui-ci au sein du massif de sol ; on retiendra la pression de confinement au front, la pression et le volume des injections, la vitesse d'avancement, la surcoupe du front... ces paramètres sont aujourd'hui de plus en plus souvent mesurés et enregistrés au cours des travaux grâce à des systèmes de pilotage automatique (voir paragraphe 1.3.8 du chapitre 1).

Cette étude bibliographique présente quelques résultats d'études quantifiant cette relation entre paramètres tunnelier et mouvements du sol, études basées aussi bien sur des observations sur chantier ou sur modèles réduits que sur des modèles analytiques et numériques.

1. OBSERVATIONS IN SITU

Dans le cas des observations *in situ*, l'influence des paramètres tunneliers est le plus souvent mise en évidence *a posteriori*, c'est-à-dire qu'après les travaux l'étude conjointe des mouvements de sol et de certains paramètres tunneliers montre des corrélations. Il est plus rare que les paramètres tunneliers soient volontairement modifiés au cours de l'excavation du tunnel pour voir leur influence sur les déplacements.

1.1. Vitesse d'avancement

Il y a plusieurs années, ce paramètre était déterminé à partir du nombre d'anneaux réalisés par jour. A l'heure actuelle, et avec l'utilisation de chaînes d'acquisition automatique des données, on s'intéresse plutôt soit à la vitesse « instantanée » d'avancement, c'est-à-dire à la vitesse moyenne de progression du tunnelier mesurée, pour chaque anneau en phase de creusement, à partir des élongations des vérins de guidage, soit au temps mis pour réaliser l'ensemble du processus excavation + pose, pour chaque anneau.

Melis *et al.* (1997) ont déterminé l'influence de la vitesse d'avancement sur les mouvements du sol dans le cas des travaux de l'extension de la ligne 10 du métro de Madrid. Ce tunnel a été excavé au moyen d'un tunnelier à pression de terre essentiellement dans des argiles sableuses. Les auteurs indiquent que lorsque le tunnelier avance à faible vitesse pour des raisons non liées au terrain, les tassements mesurés en surface sont 5 à 7 fois plus importants qu'à vitesse rapide (et atteignent alors 12 mm).

Ollier (1997) recherche les explications des corrélations entre vitesse d'avancement et mouvements de sol. Elle remarque que cette vitesse n'a pas d'influence sur les mouvements en avant du front, mais que son influence après le passage du tunnelier est forte. En effet, dans le cas d'un avancement rapide, le coulis reste fluide sur une longueur plus importante derrière la queue du tunnelier, et le terrain est donc plus longtemps sollicité par les cycles d'injection. De plus Ollier montre qu'à vitesse importante, dans ces terrains d'alluvions sableuses et limoneuses, les surpressions créées par la phase de foration n'ont pas le temps de se dissiper et le comportement du terrain n'est plus assimilable à un comportement drainé.

Mais ce sont aussi les raisons qui font que le tunnelier excave plus ou moins vite qui sont importantes : si le changement de vitesse est lié à un changement des conditions géologiques, les conséquences en termes de mouvement de sol seront différentes ; ces conséquences seront encore plus importantes si la variation de vitesse est liée à la non expérience des équipes de travail.

1.2. Arrêt du tunnelier

Clough *et al.* (1983), en se basant sur le chantier du réseau d'alimentation en eau de San Francisco (voir paragraphe 2.2.2 du chapitre 1 pour les détails du chantier), relie les tassements importants à des arrêts du tunnelier de plusieurs jours.

Ollier (1997) s'est aussi intéressée à l'influence des arrêts du tunnelier sur les mouvements verticaux et horizontaux du sol. Elle repère que cette influence n'est pas la même suivant la position du front du tunnelier par rapport au point de mesure.

En ce qui concerne les déplacements verticaux mesurés par les extensomètres (mesures continues), un arrêt avant ou pendant le passage du front du tunnelier entraîne un tassement immédiat de tous les points dans l'axe du tunnel, quelle que soit leur profondeur ; lors d'un arrêt pendant la phase d'injection, les points les plus profonds continuent tout d'abord à se soulever, puis tassent.

En ce qui concerne les déplacements horizontaux mesurés par les inclinomètres (mesures ponctuelles), lors d'un arrêt pendant le passage de la machine, le sol a un mouvement radial convergent vers le tunnel sous l'effet de la consolidation du terrain déstructuré par l'excavation, alors que lors d'un arrêt pendant la phase d'injection, le mouvement est radial divergent.

La durée de l'arrêt est un facteur aggravant.

1.3. Pression de confinement du front

La pression de confinement est reconnue être un facteur important dans la stabilité du front de taille, spécialement dans le cas des tunnels en milieu urbain à faible profondeur. Cette pression est la pression maintenue dans la chambre d'abattage au contact du front et qui permet de limiter la décompression du front d'excavation. Ce paramètre est un des plus fréquemment corrélés aux mesures de tassement sur chantier.

Matsushita *et al.* (1995) montrent une corrélation entre les déplacements mesurés au niveau de deux sections de mesures et la pression de confinement appliquée durant les travaux d'excavation d'un métro dans un terrain d'arène granitique au moyen d'un tunnelier à pression de boue (diamètre du tunnel 10,20 m, couverture entre 8 et 16 m).

Les tassements mesurés avant le passage du front du tunnelier au niveau de chacune des 2 sections sont centimétriques ; ils diminuent lorsque la pression de boue maintenue au front augmente (Figure 35).

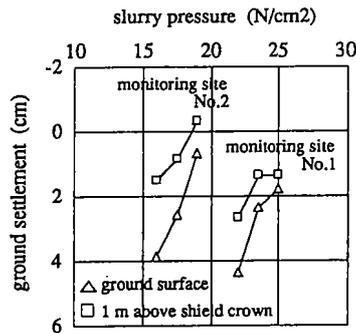


Figure 35 : Tassement avant le passage du front en fonction de la pression de confinement (d'après Matsushita et al., 1995)

Ces mesures permettent aux auteurs d'aller encore plus loin. En traçant face à face l'évolution de la pression de boue au front et les déplacements verticaux à 1 m au-dessus de la clé du tunnel en fonction du temps, ils repèrent l'influence des variations soudaines de cette pression (Figure 36) : aux instants marqués par une flèche, on a simultanément une diminution de la pression de confinement sous la valeur de la pression hydrostatique, et une augmentation (millimétrique) des tassements.

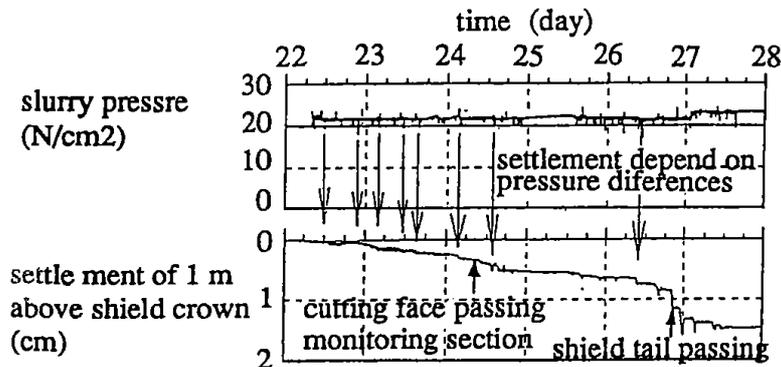


Figure 36 : Tassements et pression de confinement en fonction du temps (d'après Matsushita et al., 1995)

De 2002 à 2004, 36 km de tunnels ont été réalisés à l'est de Londres pour le projet Channel Tunnel Rail Link. Ces tunnels de 8,15 m de diamètre ont été excavés au moyen de tunneliers à pression de terre, à travers un sol hétérogène composé des argiles de Londres, des sables et graves du Lambeth Group, de craie... La perte de volume calculée à partir des mesures de déplacement vertical est comprise entre 0,25 et 0,75 % sur la majorité du tracé (Bowers, 2005).

Une expérimentation sur un site vierge a été réalisée pour appréhender l'influence d'une diminution progressive de la pression de confinement. Cet essai correspond au repère (A) sur la Figure 37. Cette diminution entraîne une rapide augmentation du volume perdu jusqu'à 3%. Un retour à des conditions normales de pression de confinement permet un retour aux valeurs moyennes de déplacement vertical.

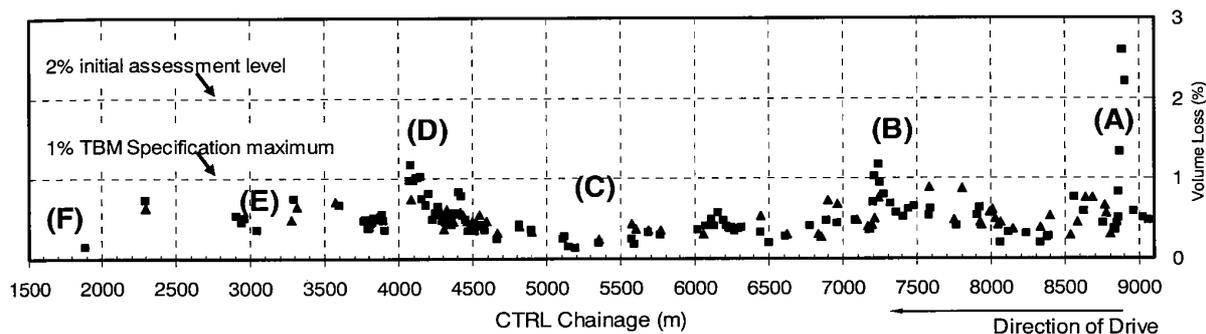


Figure 37 : Perte de volume (volume loss) calculé pour le lot 220 à partir des mesures sur profils transversaux de surface (d'après Bowers, 2005)

Lee *et al.* (1999), avec le chantier de la ligne 2 du métro de Shanghai (voir paragraphe 3.1.1, chapitre 1 pour la présentation de ce chantier) apportent des conclusions intéressantes sur les corrélations entre les mouvements à court et à long terme avec la pression de confinement. Les graphiques de la Figure 38 présentent l'évolution des points de nivellement à l'aplomb de l'axe du tunnel en fonction du paramètre tunnelier adimensionnel EPR. L'EPR est égal au rapport entre la pression de confinement mesurée dans la chambre d'abattage et la contrainte horizontale initiale au niveau de l'axe du tunnel.

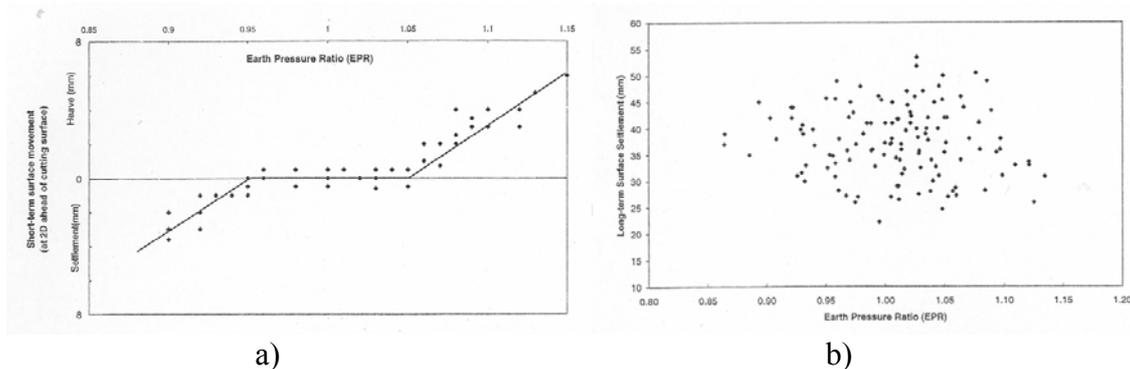


Figure 38 : Relations entre le rapport EPR et les tassements de surface à l'aplomb de l'axe (d'après Lee *et al.*, 1999)

Une corrélation est établie par les auteurs entre les mouvements millimétriques mesurés à l'approche du tunnelier (quand le front du tunnelier est situé 2 diamètres en amont des mesures) et la pression appliquée pour le confinement (Figure 38a) : si le rapport EPR est inférieur à 0,95 on mesure des tassements, s'il est supérieur à 1,05 la surface subit des soulèvements. Par contre, aucune corrélation n'est établie entre les tassements à long terme et le paramètre EPR (Figure 38b).

1.4. Injections

Deux paramètres entrent en jeu dans le processus d'injection : la quantité de mortier injectée et la pression à laquelle ce mortier est injecté.

Le but de ces injections étant de remplir le vide annulaire créé par la différence de diamètre entre l'anneau de revêtement et la roue de coupe, par la conicité du bouclier et par la surcoupe, la quantité injectée est souvent comparée à la valeur théorique de ce vide.

Ollier (1997) a mis en évidence le rôle joué par les injections sur les déplacements verticaux du sol. Grâce aux mesures extensométriques, et particulièrement aux ancrages placés juste au-

dessus de la clé du tunnel, l'action bénéfique de l'injection de mortier est mise en évidence (Figure 39) : à partir du début des injections au niveau du point, et jusqu'à environ +10 m, chaque phase d'injection est accompagnée d'un soulèvement des ancrages situés en clé qui peut atteindre 2mm au maximum, et qui se répercute parfois jusqu'à la surface.

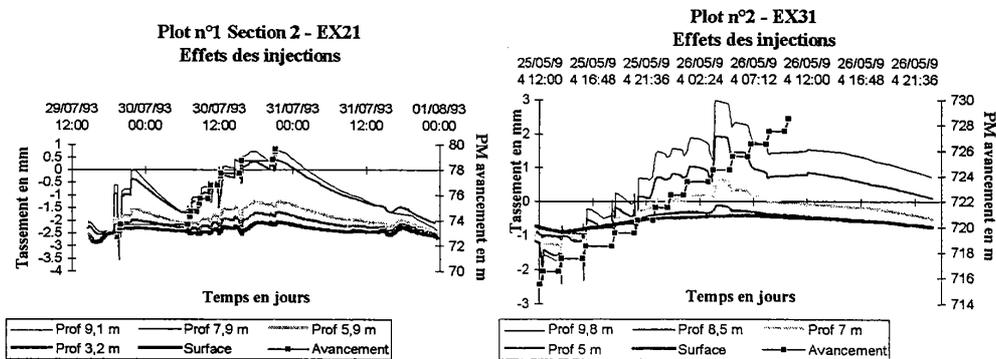


Figure 39 : Effets des injections sur les ancrages du massif pour différentes sections (d'après Ollier, 1997)

Lors de l'analyse des déplacements mesurés durant le chantier du second tunnel de Heinenoord, Van Jaarsveld *et al.* (1999) précisent que les tassements au passage du front sont faibles, et attribuent les tassements maximaux mesurés après le passage du tunnelier à des variations du volume injecté. Malgré de faibles variations de ce volume (inférieures à +/- 15%), les auteurs établissent une relation linéaire entre les tassements finaux et le volume de mortier injecté, illustrée sur la Figure 40.

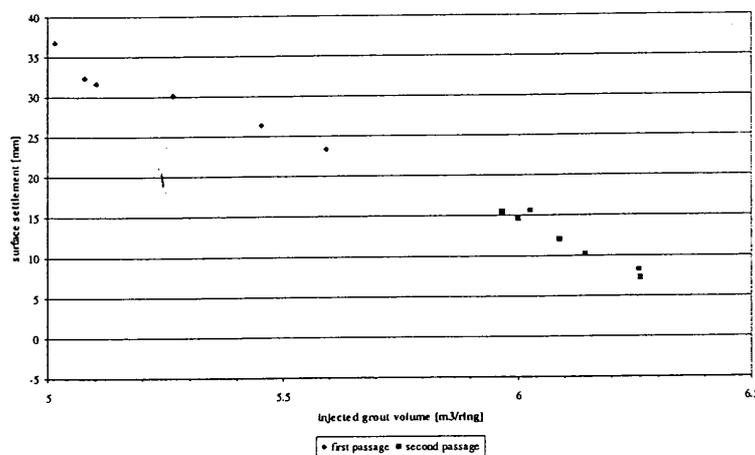


Figure 40 : Tassement maximal en surface en fonction du volume de mortier injecté (d'après van Jaarsveld *et al.*, 1999)

Sur le chantier de la ligne 2 du métro de Shanghai, Lee *et al.* (1999) ont étendu l'étude de corrélation menée entre les tassements et les pressions de confinement (voir le paragraphe 1.3 ci-dessus), avec les volumes d'injection.

Les graphiques de la Figure 41 présentent les tassements à long terme (3 mois après le creusement) en fonction du rapport GVR (volume injecté divisé par le volume du vide annulaire théorique) et en fonction du rapport GFR (volume injecté divisé par le volume « réel » du vide annulaire, soit le vide théorique + le vide créé par la surcoupe). On observe que si aucune relation n'est mise en évidence à partir du premier graphique, une relation linéaire peut être dessinée dans le second cas ; cette relation présente un coefficient de détermination R^2 égal à 0,78, ce qui indique que 78% des valeurs de tassement peuvent être

approchées par cette relation. Les auteurs mettent ainsi en évidence que les tassements à long terme à l'aplomb de l'axe du tunnel sont dépendants de la surexcavation et de l'efficacité du remplissage du vide par le mortier. Cependant, on notera l'amplitude des tassements, et l'écart entre certaines mesures et la relation linéaire : dans certains cas, cet écart atteint 7,5 mm, soit de 15 à 25% d'erreur.

Les auteurs indiquent que le volume injecté optimal est égal à environ 1,1 fois le volume du vide tenant compte de la surexcavation, mais ils insistent aussi sur le fait que des injections excessives de mortier peuvent entraîner la formation de fractures hydrauliques dans les argiles, et par conséquent augmenter le degré de perturbations du sol et les mouvements de celui-ci.

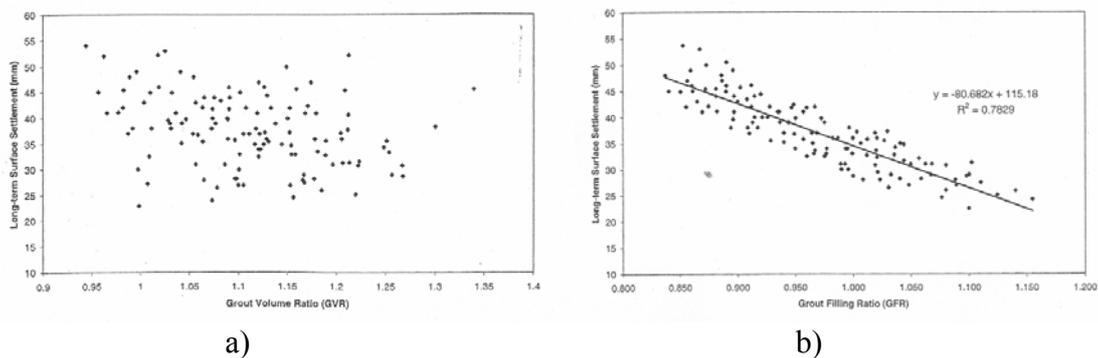


Figure 41 : Relations entre les volumes injectés et les tassements de surface à l'aplomb de l'axe (d'après Lee et al., 1999)

1.5. Autres paramètres

D'autres paramètres sont parfois mis en avant par les auteurs pour expliquer certains déplacements.

Ainsi, la conduite du tunnelier est souvent considérée comme un paramètre influent.

La surcoupe est une action volontaire de la part du pilote du tunnelier d'augmenter le diamètre d'excavation afin de faciliter le passage du bouclier, spécialement dans les virages. Mais le guidage du tunnelier peut parfois induire une surexcavation non désirée. En effet, que ce soit en courbe ou en ligne droite, il est possible que le tunnelier ne suive pas exactement le tracé ; puisque la direction que suit le tunnelier est mesurée à chaque anneau grâce au système de guidage automatique, le pilote a connaissance du décalage entre sa position actuelle et la position recherchée, il va donc agir sur les vérins de guidage afin de se rapprocher de la position désirée. Ce changement de direction brusque crée un vide supplémentaire qui peut être source de tassement.

Mis à part ces problèmes de conduite de tunnelier, le seul fait que le tracé du tunnelier tourne sur la droite ou sur la gauche peut entraîner des déplacements supplémentaires.

Ollier (1997) fait ainsi référence aux résultats établis par Pantet (1991) concernant le métro de Lille qui montre comment, dans une section en courbe, les différences de poussées des vérins de guidage à droite et à gauche sont liées aux mouvements horizontaux développés dans le terrain (Figure 42).

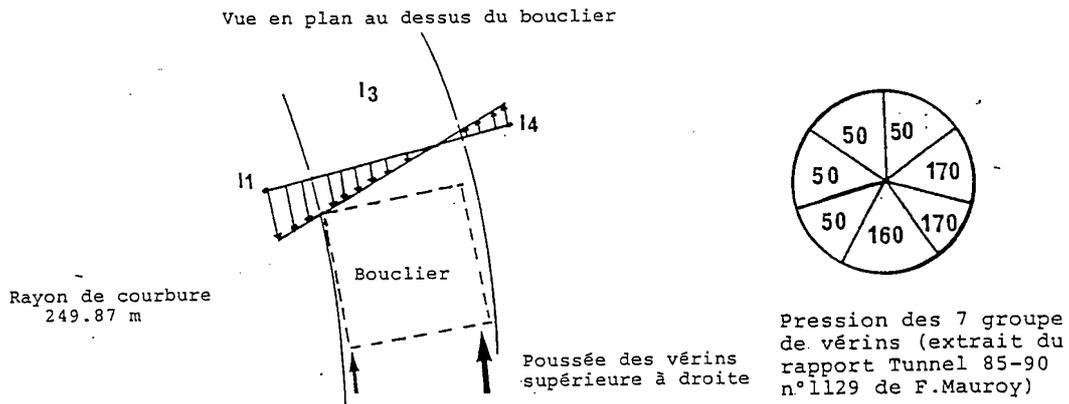


Figure 42 : Effet de la différence des efforts de poussée sur les déplacements horizontaux (d'après Pantet, 1991, cité par Ollier, 1997)

Pour Matsushita *et al.* (1995), quand le tunnelier est en train de remonter vers la surface, l'action de poussée des vérins peut entraîner un mouvement ascendant de l'arrière du bouclier, et par conséquent des soulèvements (Figure 43).

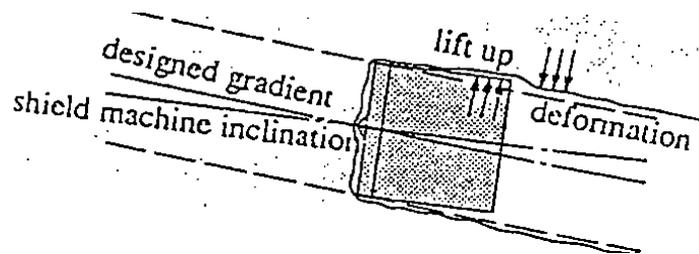


Figure 43 : Effet du mouvement ascendant du tunnelier sur les déplacements du massif de sol (d'après Matsushita *et al.*, 1995)

2. OBSERVATIONS SUR MODELES REDUITS OU EN CENTRIFUGEUSE

Puisque l'observation *in situ* de l'influence des paramètres de tunnelier est limitée essentiellement pour des raisons de sécurité et financières, une autre façon d'obtenir des données expérimentales est l'utilisation de modèles réduits ou de modèles en centrifugeuse. Ceux-ci présentent l'avantage d'être rapides, reproductibles et de pouvoir être conduits jusqu'à la rupture.

Le but des scientifiques qui mettent en place ces modèles est de reproduire des cas réels d'excavation afin de visualiser les phénomènes qui se produisent dans le sol, de connaître les valeurs de tassement en surface et l'influence sur les ouvrages existants. Si les modèles en centrifugeuse peuvent être réalisés de manière à respecter toutes les conditions des lois de similitude, ce n'est pas le cas des modèles réduits, qui ne peuvent pas reproduire les conditions réelles du phénomène à simuler.

Au vu de la complexité d'un tunnelier, on comprend que les scientifiques travaillent essentiellement sur une phase particulière de progression du tunnelier, et que l'on ne trouve donc pas de modèles qui permettent d'appréhender chacune de ces phases.

2.1. Pression de confinement au front

On trouve de nombreux travaux sur modèles réels traitant du problème de la stabilité du front d'excavation, mais moins faisant intervenir une pression de confinement et traitant de l'influence des valeurs de cette pression sur le comportement du massif de sol.

Chambon *et al.* (1991) présentent les résultats d'essais en centrifugeuse sur des sols granulaires, effectués au LCPC en France et à Bochum en Allemagne. Ils ont observé (voir Figure 44) que lorsque la pression de confinement diminue, les mouvements du front sont d'abord négligeables jusqu'à une certaine pression, nommée pression de plasticité (yield pressure) ; à partir de cette pression, les déplacements sont plus importants. Si l'on continue à diminuer la pression de confinement, on atteint la pression de rupture (collapse pressure) à partir de laquelle les déplacements deviennent incontrôlables. L'étude paramétrique a permis de démontrer que la pression de rupture est dépendante du diamètre du tunnel et du ratio couverture/diamètre (Figure 45).

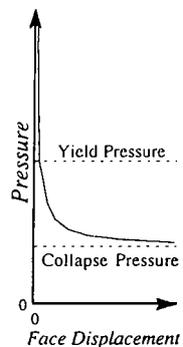


Figure 44 : Evolution des déplacements en fonction de la pression de confinement (d'après Chambon *et al.*, 1991)

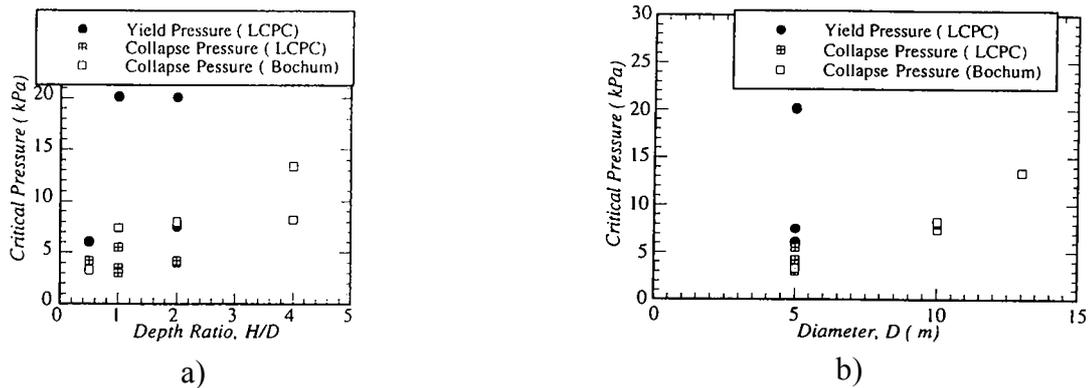


Figure 45 : Pressions critiques en fonction a) du rapport couverture sur diamètre du tunnel et b) du diamètre seul (d'après Chambon et al., 1991)

En 1987, Mair a présenté les résultats d'essais sur modèles en centrifugeuse réalisés par Kimura et Mair (1981). Ces essais ont été menés avec un sol argileux. Ils montrent bien l'influence de la pression de confinement sur la stabilité du front de taille, et par conséquent de l'ensemble du massif de sol en avant de ce front de taille.

Ils permettent de délimiter les pressions limites qui causent un soulèvement ou un tassement préjudiciable. Ces pressions dépendent de la cohésion non drainée C_u du sol, de la couverture C et du diamètre du tunnel D . On voit que plus le tunnel est proche de la surface, plus l'intervalle de variation de la pression de confinement est faible.

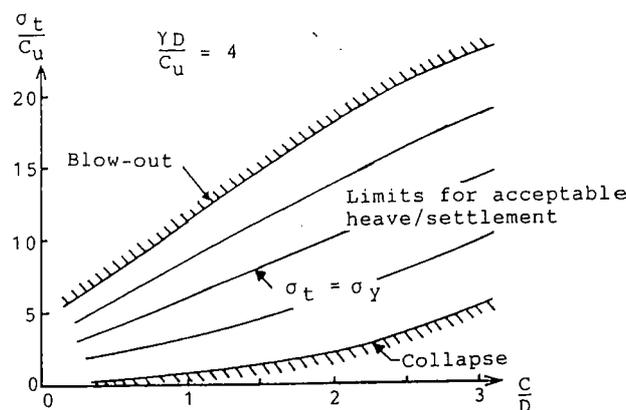


Figure 46 : Pressions au front nécessaires à la stabilité et au contrôle des mouvements (d'après Mair, 1987)

2.2. Injections

Dolzhenko (2002) a réalisé un modèle réduit de tunnel en utilisant le matériau bidimensionnel de Schneebeli. La phase d'injection de mortier est modélisée par une augmentation du diamètre du tunnel et on observe alors l'influence de l'amplitude de cette variation sur les déplacements. Cela peut être vu comme l'influence d'une injection qui non seulement remplirait le vide annulaire mais aussi repousserait le sol radialement de façon uniforme. Cette étude compare les résultats d'une augmentation de diamètre de 2% et de 5,8%.

La Figure 47 donne un tableau récapitulatif des déplacements dans le cas de ces 2 variations de diamètre (dans cette figure on note D le diamètre et d le déplacement). On voit que le rapport $\frac{\Delta d_{5,8}}{\Delta d_2}$ augmente avec la distance Z ; ce rapport est maximal en surface et minimal en clé du tunnel. C'est-à-dire que la dispersion des déplacements est plus rapide (en distance)

dans le cas d'une faible augmentation du diamètre. En d'autre terme, l'influence des injections sur les mouvements dans le massif de sol n'est pas linéaire.

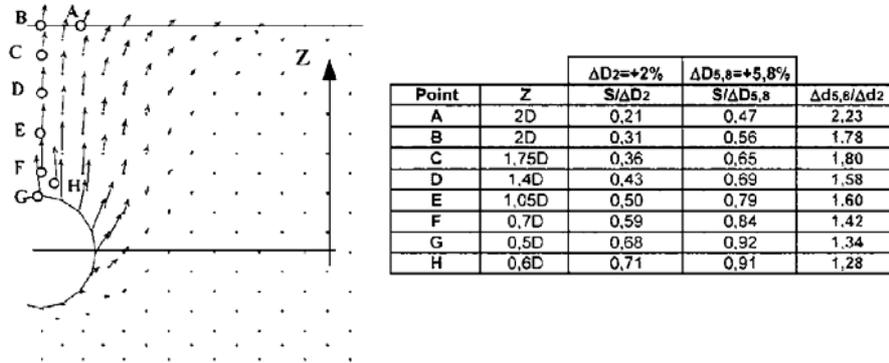


Figure 47 : Déplacements relatifs totaux pour les 2 variations de diamètre (d'après Dolzhenko, 2002)

2.3. Hauteur de couverture

Nomoto *et al.* (1999) ont travaillé sur l'influence de la hauteur de couverture C lors de tests en centrifugeuse simulant la conicité de la jupe et l'extraction de la jupe par réduction du diamètre du tube. Les résultats sont présentés en terme de variation du rapport C/D (D : diamètre du tunnel), mais il est bien précisé que seule la couverture est modifiée dans ces différents tests. Comme on peut le voir sur la Figure 48 les auteurs ont déterminé une relation entre le tassement de surface à l'aplomb du tunnel divisé par l'épaisseur du vide simulé y_t/v , et le rapport C/D. Cette relation prend la forme d'une exponentielle.

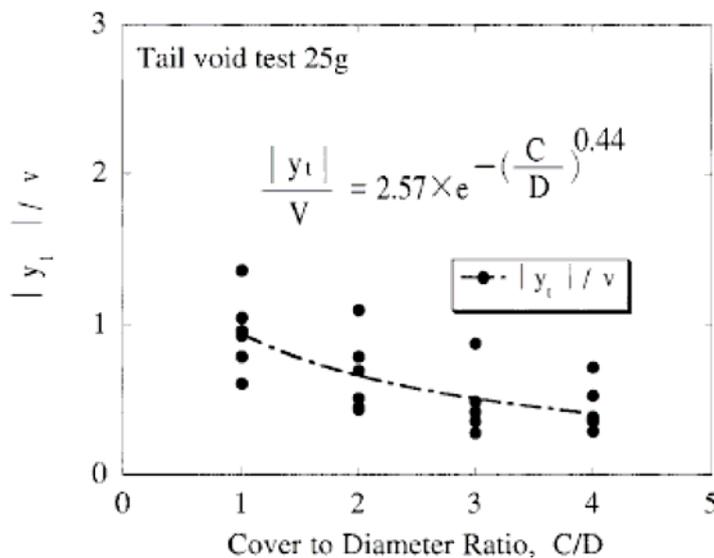


Figure 48 : Tassement adimensionné en surface à l'aplomb du tunnel en fonction de C/D (d'après Nomoto *et al.*, 1999)

Adachi (1985) a comparé les champs de déplacements dans le massif pour 2 hauteurs de couverture ($H=1D$ et $H=4D$, avec $C=H+D/2$). Son modèle réduit utilise un sol analogique constitué d'un mélange de rouleaux d'aluminium de 50 mm de longueur de 1,6 et 3,2 mm de diamètre. L'essai consiste en une diminution du diamètre du tube.

Les résultats de cette analyse sont les suivants :

- pour $H = 1D$, la distribution des déplacements au dessus du tunnel est uniforme (Figure 49a),
- pour $H = 4D$, l'amortissement des déplacements avec la hauteur est important (Figure 49b),
- dans les deux cas, en surface, le tassement maximal est mesuré à l'axe, et diminue quand on s'éloigne de celui-ci.

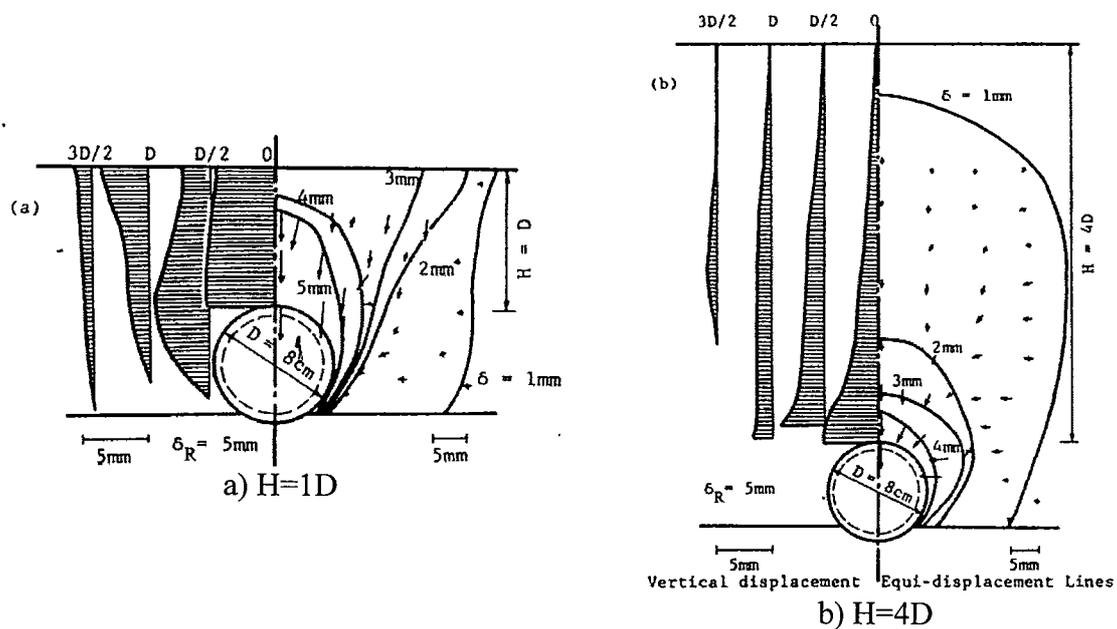


Figure 49 : Déplacements verticaux et isodéplacements dans le massif de sol pour deux cas de couverture (d'après Adachi, 1985)

3. MODELES ANALYTIQUES

Les scientifiques qui cherchent à établir un modèle analytique pour décrire l'influence des paramètres tunnelier sur les contraintes et les déformations du massif de sol sont confrontés au même problème que pour la mise en place de modèles réduits ou en centrifugeuses : les interactions sol-structure sont tellement diverses d'une phase de progression du tunnelier à une autre qu'il est bien difficile d'établir un seul modèle.

C'est pourquoi, on trouve plusieurs approches analytiques qui se concentrent sur une seule des phases de progression du tunnelier.

En 1979, Romo *et al.* ont proposé une méthode « simplifiée » pour la détermination des tassements induits par un tunnelier dans des sols meubles. Des développements ont eu lieu (Romo 1984, Romo 1985) et ont aujourd'hui abouti à un modèle analytique permettant le calcul des déplacements verticaux et horizontaux du massif de sol.

Le modèle a été établi à partir de simulations numériques aux éléments finis, tenant compte de l'ensemble des phases de progression du tunnelier : excavation du front, passage du bouclier, extraction de la jupe et injections, consolidation du sol. Le modèle de sol est basé sur une loi contraintes-déformations de type hyperbolique.

A l'heure actuelle, il existe une expression des déplacements verticaux en surface et en profondeur, une des déplacements horizontaux longitudinaux et une des déplacements horizontaux transversaux pour chaque phase de progression du tunnelier cité ci-dessus (Romo, 1997). Ces expressions sont données en Annexe 1 ; elles tiennent compte de :

- la géométrie du tunnel : diamètre, couverture,
- les paramètres du sol : coefficient de Poisson, module tangent initial, module de réaction tangent initial, coefficient des terres au repos, indice des vides... ces paramètres sont définis à partir de différents essais.

Les expressions des déplacements avant le passage du front tiennent de plus compte de :

- la contrainte initiale horizontale au niveau de l'axe du tunnel,
- la pression de confinement dans la chambre d'abattage.

Les expressions des déplacements à l'extraction de la jupe et pendant les injections ne tiennent pas compte directement des volumes et des pressions injectées ; elles sont basées sur la valeur d'un déplacement δ égal à la somme du déplacement du sol vers le tunnelier à cause du vide annulaire, plus le déplacement divergent du sol induit par les injections, plus le mouvement convergent résultat de la consolidation du terrain. Comme le souligne Romo (1997), l'évaluation de ce déplacement n'est pas une tâche facile.

Ce modèle analytique est par conséquent relativement compliqué par ses expressions analytiques, mais surtout parce qu'il nécessite la détermination de certains paramètres de choix, dépendant à priori de paramètres tunneliers instantanés.

L'auteur compare les résultats de ces calculs aux mouvements centimétriques mesurés après le creusement d'un tunnel dans les argiles molles de Mexico par un tunnelier à pression de boue de 4 m de diamètre. La Figure 50 présente les déplacements verticaux mesurés et calculés sur deux sections transversales au tracé du tunnel. La Figure 51 montre les déplacements horizontaux mesurés et calculés à 2,50 m de l'axe du tunnel. Si l'on admet que l'amplitude et la forme des mouvements sont comparables, il faut garder en mémoire que pour aboutir à ces résultats de calcul, plusieurs paramètres doivent être évalués, et que le choix de ces valeurs n'est pas toujours évident.

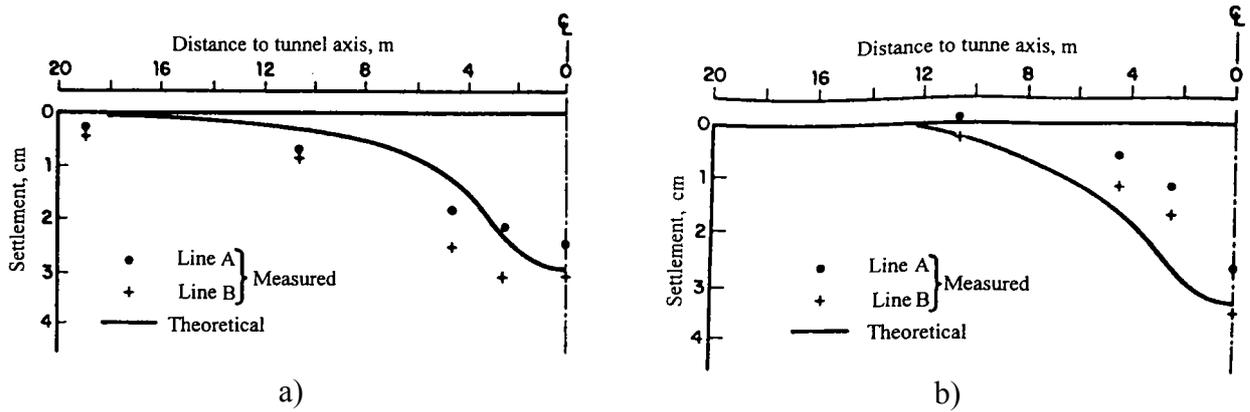


Figure 50 : Tassements finaux mesurés et calculés en surface (a) et à 10 m de profondeur (b) (d’après Romo, 1997)

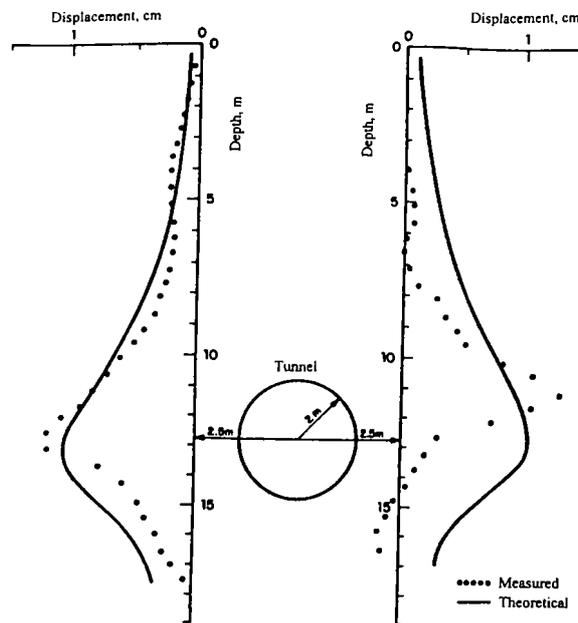


Figure 51 : Déplacements horizontaux finaux mesurés et calculés (d’après Romo, 1997)

Rowe *et al.*, dès 1983, ont défini un nouveau paramètre, le « gap parameter g », comme l’amplitude, en 2 dimensions, du vide qui se forme autour du tunnel dû à la combinaison des effets de la déformation élastoplastique et tridimensionnelle du terrain au front, de la surexcavation et du vide créé par la différence de diamètre entre le bouclier et l’anneau de revêtement. Ainsi, Lee *et al.* (1992) ont exprimé le « gap parameter » par l’expression :

$$g = G_p' + U_{3D}^* + w \tag{10}$$

où G_p' est la déformation due au vide annulaire,

U_{3D}^* est la déformation élastoplastique en 3 dimensions au front,

w est la déformation radiale au front, tenant compte de la qualité de l’exécution des travaux.

En théorie, le deuxième terme est nul dans le cas d’un tunnelier à confinement.

A partir de cette théorie, plusieurs auteurs ont développé des modèles analytiques.

En particulier, Loganathan et Poulos (1998) ont introduit le « gap parameter » dans le modèle analytique de Verruijt et Booker (1995) pour un tunnel dans un milieu élastique homogène.

Les expressions des mouvements établies par Verruijt et Booker sont basées sur un déplacement radial uniforme du sol autour du tunnel (Figure 52a).

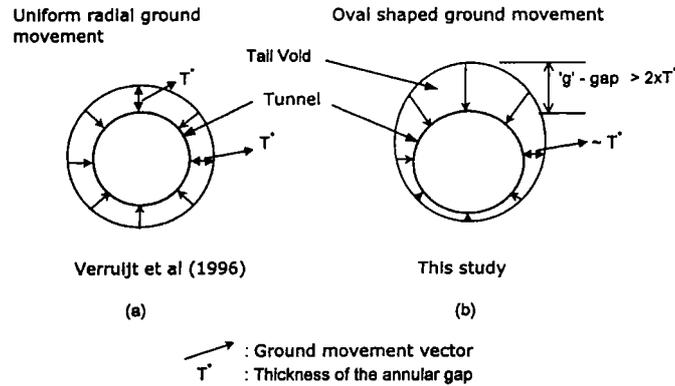


Figure 52 : Schéma explicatif de la déformation radiale de forme circulaire (a) et ovalisée (b) (d'après Loganathan et Poulos, 1998)

Loganathan et Poulos utilisent le « gap parameter » et la non-uniformité des déplacements du sol autour de l'excavation (Figure 52b) pour obtenir l'expression des tassements en profondeur et des déplacements horizontaux à court terme suivants :

$$U_z = R^2 \left[\frac{z-H}{x^2 + (H-z)^2} + (3-4\nu) \frac{z+H}{x^2 + (H+z)^2} - \frac{2z(x^2 - (z+H)^2)}{(x^2 + (H+z)^2)^2} \right] \times \frac{4gR + g^2}{4R^2} \exp \left\{ - \left(\frac{1,38x^2}{(H+R)^2} + \frac{0,69z^2}{H^2} \right) \right\}$$

$$U_x = -R^2 x \left[\frac{1}{x^2 + (H-z)^2} + \frac{3-4\nu}{x^2 + (H+z)^2} - \frac{4z(z+H)}{(x^2 + (H+z)^2)^2} \right] \times \frac{4gR + g^2}{4R^2} \exp \left\{ - \left(\frac{1,38x^2}{(H+R)^2} + \frac{0,69z^2}{H^2} \right) \right\}$$

avec x la distance latérale à l'axe du tunnel, z la profondeur, R le rayon du tunnel, H la couverture de terrain, g le « gap parameter » et ν le coefficient de Poisson du sol.

De ces expressions, Loganathan et Poulos tirent une relation analytique entre le paramètre i de la courbe de Gauss et les paramètres H et R :

$$\frac{i}{R} = 1,15 \left(\frac{H}{2R} \right)^{0,9} \quad (11)$$

Les figures ci-dessous présentent une comparaison des résultats de calcul à partir des relations de Loganathan et Poulos, avec les résultats de mesures réalisées sur un tunnel de 2,5 m de diamètre au Canada, excavé au TBM (Thunder Bay Tunnel).

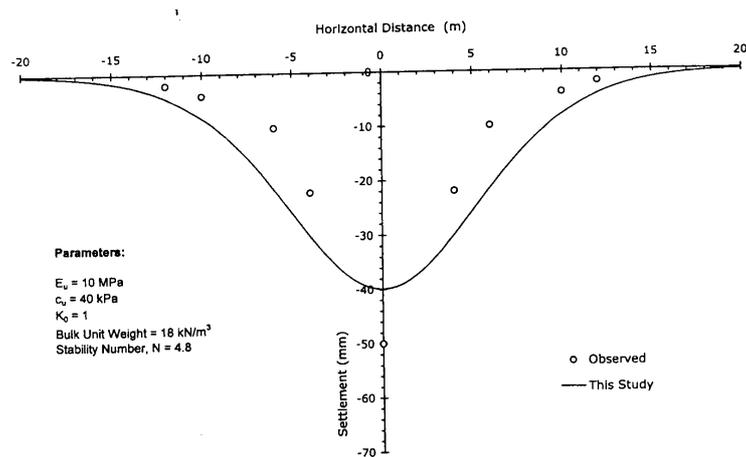


Figure 53 : Tassements de surface mesurés au Thunder Bay Tunnel et calculés à partir de la relation de Loganathan et Poulos (d'après Loganathan et Poulos, 1998)

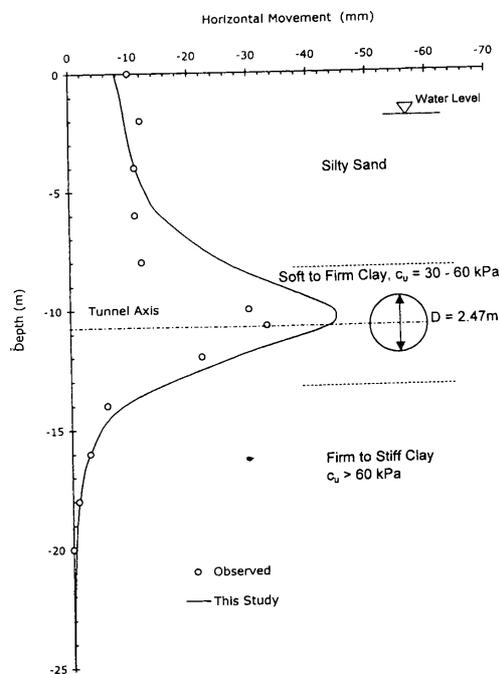


Figure 54 : Déplacements horizontaux mesurés au Thunder Bay Tunnel et calculés à partir de la relation de Loganathan et Poulos (d'après Loganathan et Poulos, 1998)

Mais dans tous ces modèles analytiques, il reste toujours à l'utilisateur le choix de certains paramètres qui dépendent du fonctionnement du tunnelier à chaque instant, comme le « gap parameter » pour Loganathan, ou le déplacement δ de Romo. Ceci rend les prédictions par ces relations plus difficiles, à moins d'avoir déjà pu approcher les valeurs de ces paramètres par des travaux d'excavation antérieurs dans des conditions similaires.

4. MODELES NUMERIQUES

La modélisation numérique est une méthode aujourd'hui largement utilisée pour la prédiction des mouvements induits par le creusement d'un tunnel au moyen d'un tunnelier à front pressurisé. On trouve de nombreux articles, chacun proposant sa propre façon de modéliser chacune des phases de progression du tunnelier au sein du massif.

Dans quelques cas, en plus de la présentation du modèle numérique et d'une confrontation à des résultats de mesures, une étude paramétrique est menée permettant de mettre en évidence de quelle manière les différents paramètres du modèle numérique influent sur les déplacements du massif. Nous présentons ci-dessous les résultats d'études de ce type.

4.1. Les modèles numériques de tunnelier

Il est impossible de présenter des résultats de simulations numériques sans d'abord s'interroger sur les conditions qui régissent ces modèles. Nécessairement, les résultats d'une simulation sont dépendants de ces conditions. Néanmoins, ce sujet demanderait beaucoup de développement pour être exhaustif, et c'est pourquoi nous nous attachons, dans ce paragraphe, à insister simplement sur les éléments du modèle qui entrent en jeu ; on se reportera aux travaux de Maghazi (2001), de Bloodworth (2002), de Lee (2003) et de Franzius (2003) pour plus de détails.

Les modèles numériques utilisent principalement la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies.

Le maillage du modèle tient en général compte de toutes les phases de calcul dès le début ; les limites actuelles en capacité et en temps de calcul poussent à réduire la taille et le maillage du modèle, principalement lors des simulations en 3 dimensions. Néanmoins, la précision des résultats dépend de ces 2 facteurs, et des vérifications sont nécessaires pour les valider. Certains modèles numériques récents gomment ce problème par l'utilisation d'un maillage évolutif : le maillage est réinitialisé à chaque phase de calcul ce qui permet d'affiner celui-ci dans une nouvelle zone à chaque phase de progression du tunnelier, et donc d'éviter des temps de calcul trop long.

La loi de comportement du sol doit être adaptée au comportement réel du terrain en fonction des chemins de contraintes. Là encore, la capacité et le temps de calcul limitent souvent ce choix au modèle de Mohr-Coulomb pour les simulations 3D.

Les caractéristiques des sols sont des facteurs importants dans la modélisation.

Compte tenu de l'effet tridimensionnel des travaux d'excavation d'un tunnel, les modélisations 3D sont à privilégier dans les études. Néanmoins, on trouve de nombreux modèles 2D qui tentent de prendre en compte l'effet tridimensionnel par des facteurs tels que le paramètre λ issus de la méthode convergence-confinement ou le coefficient n de la méthode du ramollissement progressif (Swoboda, 1979).

Les auteurs sont confrontés au problème de la complexité du fonctionnement d'un tunnelier au moment de leur modélisation et sont fréquemment obligés de limiter le nombre de phases de progression du tunnelier pris en compte.

Pour une même phase modélisée, l'approche peut être différente selon les auteurs. Dans les paragraphes qui suivent, on s'attache ainsi à détailler la modélisation mise en place.

4.2. Influence de la pression au front

Tout comme dans le cas des modèles réduits et en centrifugeuses, le problème de la stabilité du front est largement étudié par les modèles numériques, et tout naturellement, l'influence de la valeur de la pression appliquée dans la chambre d'abattage au front d'excavation aussi.

En 1994, Eisenstein et Ezzeldine ont présenté les résultats de leurs travaux de modélisation 2D axisymétrique et 3D, concernant l'influence d'une réduction de la pression de confinement sur les déplacements du front d'excavation. Dans le modèle 3D, l'excavation est simulée par la désactivation des éléments du front et l'application d'une force perpendiculaire au front, constante sur toute la hauteur, égale initialement à la contrainte horizontale au front, puis diminuée par palier. Le modèle de sol utilisé est de type Mohr-Coulomb.

La Figure 55 présente les résultats obtenus pour deux types de sol. Le ratio de pression de confinement est égal à la pression appliquée au front divisé par la contrainte initiale horizontale au niveau de l'axe du tunnel.

Logiquement, on repère une augmentation des déplacements quand la pression de confinement diminue. Le maximum de déplacement est calculé soit au niveau de l'axe pour le sol purement frottant, soit proche du tiers inférieur pour l'autre modèle. Pour une même valeur de déplacement maximal, la pression au front dans le cas d'un sol purement frottant est largement inférieure à la pression au front dans le cas d'un sol avec cohésion (par exemple, un déplacement maximal de 50 mm est calculé pour un ratio de pression inférieur à 20 % dans le premier cas, et d'environ 42,5 % dans le second).

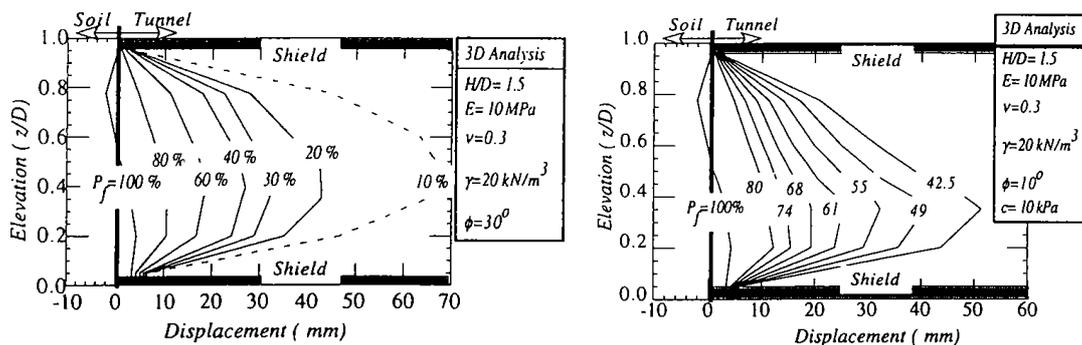


Figure 55 : Déplacements longitudinaux du diamètre vertical du front d'excavation pour différents ratio de pression de confinement (d'après Eisenstein et Ezzeldine, 1994)

A partir du modèle modifié de Cam-Clay, Van Eekelen *et al.* (1997) ont développé un modèle de sol qui permet de contrôler la valeur de K_0 (le modèle de Cam-Clay modifié donnant des valeurs trop élevées de K_0). Pour cela, alors que le modèle de Cam Clay modifié est formé d'une seule ellipse, le modèle de sol de Van Eekelen *et al.* est constitué par 2 demi-ellipses, comme indiqué sur la Figure 56.

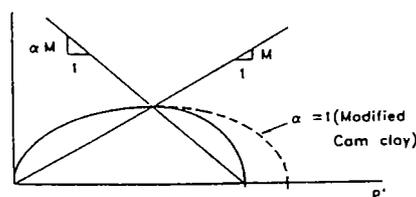


Figure 56 : Modèle de Cam Clay modifié et modèle développé par van Eekelen *et al.* (d'après van Eekelen *et al.*, 1997)

Ils ont ensuite créé un modèle numérique 3D représentant les conditions au front durant l'excavation du second tunnel de Heinenoord. Le tunnel est excavé au sein d'un silt modélisé par le modèle de Cam-Clay modifié par les auteurs.

L'influence de la pression de confinement sur les mouvements du front est mise en évidence par l'application d'une pression de 56,95 kPa au niveau de l'axe (gradient de cette pression égal à 11 kN/m³), puis augmentation de la pression jusqu'à la rupture par butée ou diminution de la pression jusqu'à la rupture par poussée. La pression de 56,95 kPa correspond à la contrainte initiale horizontale au niveau de l'axe.

Les résultats montrent que le déplacement au front et la pression de confinement à l'axe sont reliés par des relations polynomiales d'ordre 2, liées au modèle de sol choisi.

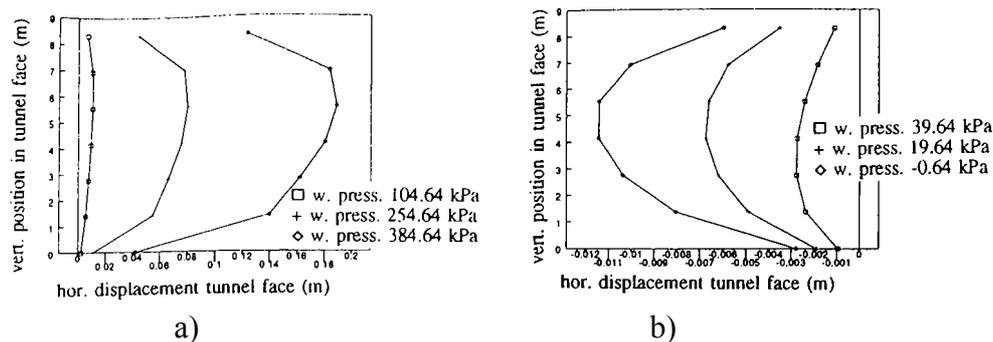


Figure 57 : Déplacements du front du tunnel a) lors d'une augmentation de la pression au front b) lors d'une diminution de la pression au front (d'après van Eekelen et al., 1997)

Le modèle tridimensionnel développé par Kasper et Meschke (2004) est un modèle aux éléments finis d'excavation au tunnelier à pression de boue d'un tunnel dans des terrains meubles saturés surconsolidés. Il comprend le sol, le tunnelier, les vérins de poussées, le revêtement et l'injection du vide annulaire ; il tient compte de la formation du cake au front, ainsi que du frottement entre le bouclier et le sol. Il permet de simuler un tracé en virage. Le sol utilise un modèle de Cam-Clay.

Ce modèle très complet permet une étude de l'influence de la pression de boue dans la chambre d'abattage sur les déplacements en surface à l'aplomb du tunnel. Le poids volumique de la boue est pris égal à 13 kN/m³. La contrainte initiale horizontale au niveau de l'axe est de 170 kPa. Des simulations sont réalisées pour 3 valeurs de pressions à l'axe, à savoir 110, 170 et 230 kPa. Le modèle montre une relation quasi-linéaire entre la pression et les déplacements : plus la pression de confinement est forte, plus les déplacements maximaux en surface sont faibles (Figure 58b). Pour une pression de 230 kPa, on modélise même un léger soulèvement de 4 mm juste avant le passage du front (Figure 58a).

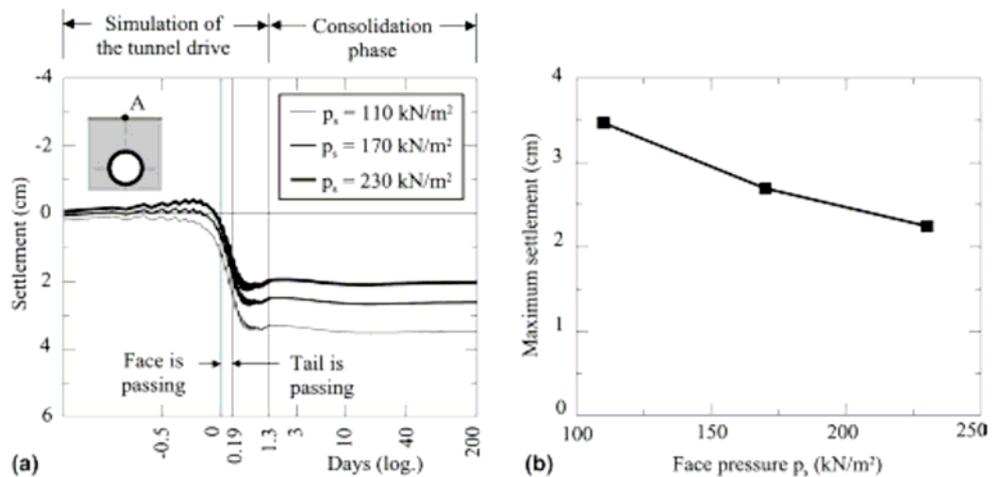


Figure 58 : Tassements de surface calculés au point A pour différentes valeurs de pression de confinement (d'après Kasper et Meschke, 2005)

Kasper et Meschke montrent aussi qu'une pression de confinement plus forte entraîne moins de déconfinement du front et une pression sur le revêtement légèrement plus importante par la suite.

4.3. Influence de la poussée des vérins

L'influence de la poussée des vérins sur les mouvements dans le massif de sol est une question qui a intéressé Ezzeldine (1999) dans sa modélisation tridimensionnelle d'un tunnelier à pression de boue. Ce modèle tient compte d'une pression de confinement au front, des efforts de poussée des vérins et d'une pression d'injection (Figure 59). Les efforts de poussée des vérins sont modélisés par des contraintes dans la direction longitudinale au tunnelier, les injections par des chargements à l'interface sol-anneau dans la direction radiale au tunnel. Le revêtement est modélisé par un matériau élastique rigide.

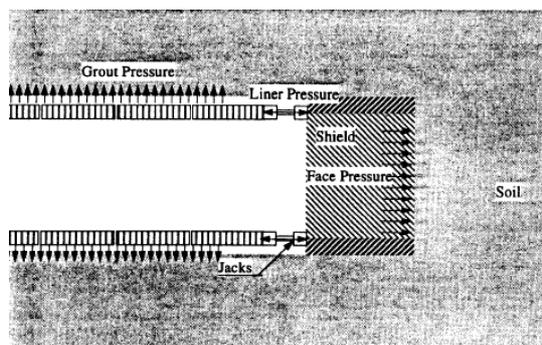


Figure 59 : Schéma des forces prises en compte dans le modèle numérique (d'après Ezzeldine, 1999)

Plusieurs combinaisons du couple (pression d'injection, pression dans les vérins de poussée) ont été utilisées dans le modèle afin de définir l'influence de ces 2 paramètres. Dans l'étude, l'auteur utilise le rapport GR, égal à la pression d'injection divisée par la contrainte verticale initiale à l'axe, et le rapport LR, égal à la pression des vérins divisée par la contrainte horizontale initiale à l'axe.

La Figure 60a reflète l'influence des pressions de poussée des vérins sur les déplacements en surface. La Figure 60b présente la cuvette transversale des tassements maximaux.

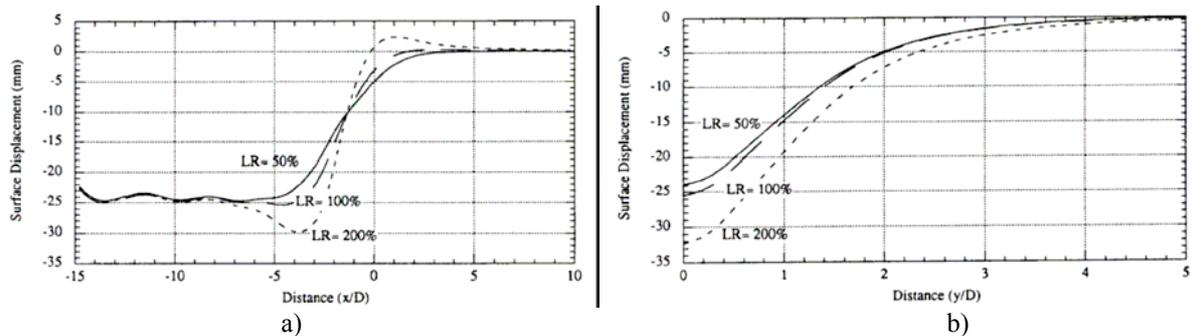


Figure 60 : Déplacements en surface pour différentes valeurs du rapport LR pour GR=50% a) dans le sens longitudinal suivant la position du tunnelier, b) dans le sens transversal au point de tassement maximum (d'après Ezzeldine, 1999)

Quand la pression de poussée augmente, les mouvements en surface sont plus prononcés. Suivant la pression dans les vérins de poussée, on observe soit un début de tassement avant le passage du front, soit un léger soulèvement. L’auteur explique ce phénomène par le fait que cette pression dans les vérins induit une pression horizontale supplémentaire dans la direction de l’excavation qui tend à faire se soulever le sol à l’avant du front. Après le passage du front, le tassement est maximum pour le rapport LR maximum, puis les injections stabilisent les mouvements.

La cuvette transversale des tassements maximaux est un peu plus large pour un rapport LR grand. En moyenne, la demie largeur est de 4D.

4.4. Influence des injections

Avec l’approche numérique, les auteurs s’intéressent surtout à la pression d’injection, plus qu’à la quantité injectée.

Le modèle développé par Ezzeldine (1999), présenté au paragraphe précédent, permet d’étudier cette influence de la pression d’injection sur les mouvements de surface. La Figure 61 présente les déplacements calculés en surface pour différentes valeurs du rapport GR (pression d’injection divisée par la contrainte verticale initiale) pour un rapport LR égal à 100% (pression de poussée des vérins divisée par la contrainte horizontale initiale).

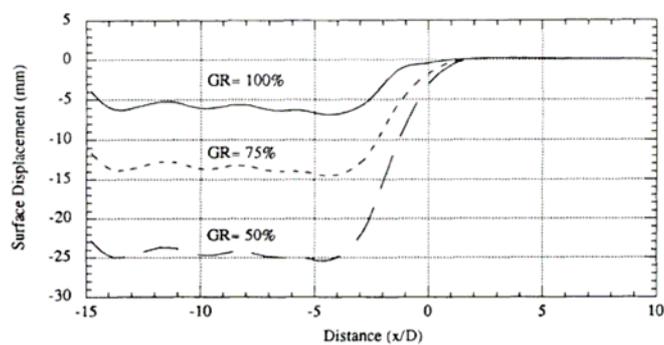


Figure 61 : Déplacements en surface suivant la distance au front du tunnelier pour différentes valeurs du rapport GR pour LR=100% (d'après Ezzeldine, 1999)

Comme on pouvait s’y attendre, plus la pression d’injection est forte, plus les mouvements de surface sont faibles. Le maximum de tassement est obtenu environ 4D après le passage du front.

Avec le modèle développé par Kasper et Meschke (2004 – voir paragraphe 4.2), l'influence de la pression d'injection est aussi mise en évidence par une étude paramétrique (Kasper et Meschke, 2005). La pression d'injection est modélisée par l'application d'une pression sur le sol, augmentant avec la profondeur ; le mortier est modélisé comme un matériau élastique dont le module et la perméabilité évoluent avec le temps.

A partir de la modélisation de 3 pressions d'injection, Kasper et Meschke montrent qu'une augmentation de la pression d'injection entraîne une diminution des tassements finaux calculés (Figure 62a) et une diminution des tassements maximaux (Figure 62b). La relation qui lie le tassement maximal et la pression d'injection est linéaire.

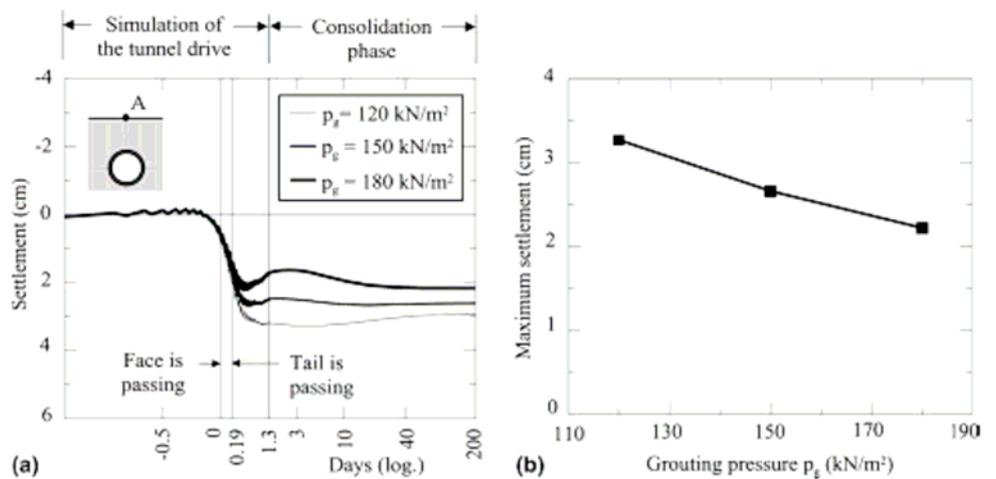


Figure 62 : Tassements de surface calculés au point A pour différentes pressions d'injection (d'après Kasper et Meschke, 2005)

Ce modèle montre aussi que plus la pression d'injection est forte, plus la surpression d'eau au voisinage du tunnel est forte (Figure 63) ; de ce fait, la dissipation de cette surpression durant la phase de consolidation entraîne de plus large tassements, ce que l'on voit bien en comparant les tassements calculés entre le maximum à +2 jours et 200 jours pour des pressions d'injection de 180 kPa et de 150 kPa sur la Figure 62a.

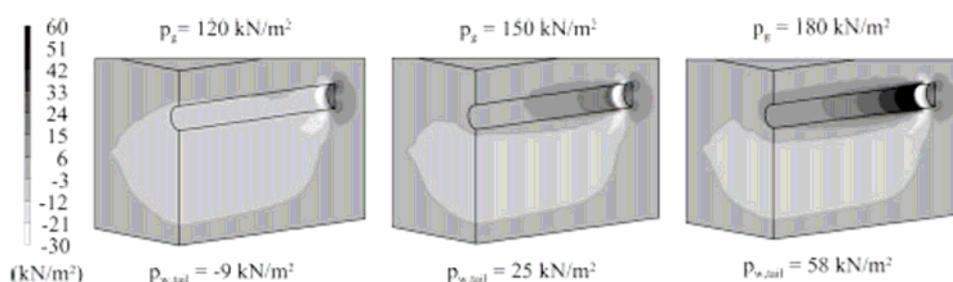


Figure 63 : Surpression calculée dans le sol à la fin de la progression du tunnelier pour différentes valeurs de pression d'injection (d'après Kasper et Meschke, 2005)

4.5. Coefficient des terres au repos et anisotropie

Quelques auteurs ont travaillé numériquement sur l'influence du paramètre K_0 et de l'anisotropie sur les modélisations de mouvements de terrains lors de creusement de tunnel. Même si ces paramètres ne sont pas des paramètres tunneliers mais des paramètres du sol, et que ces études n'ont pas été toujours réalisées dans le cadre strict des tunneliers à front pressurisé, il semble important de présenter ces résultats.

Guedes de Melo *et al.* (2000) ont utilisé une modélisation 3D d'un tunnelier à pression de boue pour étudier l'influence du paramètre K_0 sur les mouvements de sol. Le modèle de tunnelier tient compte de la phase d'excavation, avec pression constante au front, de la création d'un vide annulaire de 15 cm, rempli d'un matériau de très faible rigidité modélisant le mortier, et de l'injection de ce mortier (une pression uniforme est appliquée au sol et au revêtement sur 4 m). La rigidité du matériau mortier augmente sur ces mêmes 4 m, pour simuler la consolidation de celui-ci.

Les calculs sont réalisés pour $K_0=0,5$ et $1,5$.

Les résultats montrent une diminution des tassements avec l'augmentation du K_0 . La Figure 64 présente les déplacements verticaux calculés dans une section transversale à l'axe du tunnel pour les modélisations 3D (présentées ci-dessus) et 2D (idem 3D mais sans pression au front) pour $K_0=0,5$ et $K_0=1,5$.

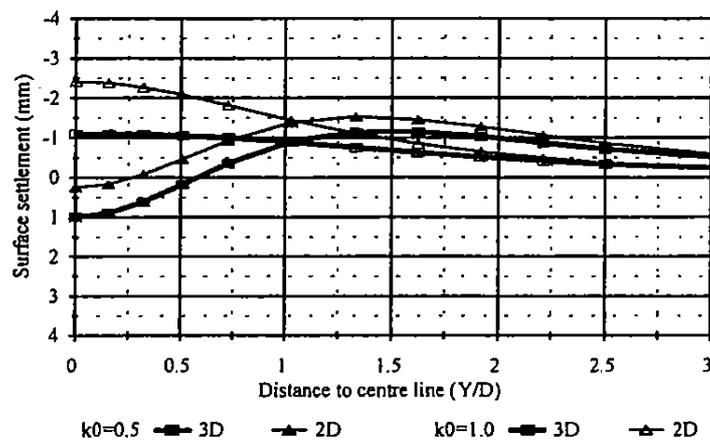


Figure 64 : Déplacements verticaux de surface transversaux (d'après Guedes de Melo *et al.*, 2000)

Ce résultat montre bien l'influence du coefficient K_0 sur les mouvements verticaux de surface. Pour $K_0=0,5$ on calcule des tassements pour les points situés à moins de 0,5 diamètre du tunnel et du soulèvement pour les points plus éloignés. Pour $K_0=1,5$ tous les points se soulèvent et le maximum de soulèvement est mesuré à l'aplomb de l'axe du tunnel.

Lee et Ng (2002) ont travaillé sur l'influence du coefficient K_0 et sur l'influence de l'anisotropie du sol. L'anisotropie est caractérisée par le coefficient n , égal au rapport des modules d'Young horizontaux et verticaux. Les calculs sont réalisés avec $n=1$ (cas isotropie) et $n=1,6$, ainsi qu'avec $K_0=0,5$ et $K_0=1,5$. Le modèle est tridimensionnel avec un comportement élastique-parfaitement plastique du sol ; les modules d'Young augmentent linéairement avec la profondeur.

Les auteurs ont modélisé une excavation par un tunnelier à front ouvert de 9 m de diamètre à 18 m de couverture. Aucune pression n'est appliquée au front d'excavation ; un revêtement béton est mis en place à la distance $D/4$ derrière le front, sans injection, ni vide annulaire.

La Figure 65 présente les résultats des calculs en termes de cuvettes transversales, juste au moment du passage du front. Le tassement maximal est calculé pour $K_0=0,5$ et $n=1,6$, mais dans ce cas la cuvette est la moins large ($i/z_0=0,44$). Pour $K_0=0,5$ et $n=1$, le tassement maximal est plus faible et la cuvette est plus large. On voit ainsi l'influence importante de l'anisotropie dans les résultats de calcul.

Quand K_0 est plus fort ($K_0=1,5$), les tassements maximaux sont plus faibles, que $n=1$ ou $n=1,6$. La forme de la cuvette pour $K_0=1,5$ et $n=1$ ne permet pas une approximation par une courbe de Gauss puisque le maximum de tassement est calculé à environ $1D$ de l'axe du tunnel et non pas à l'aplomb de celui-ci.

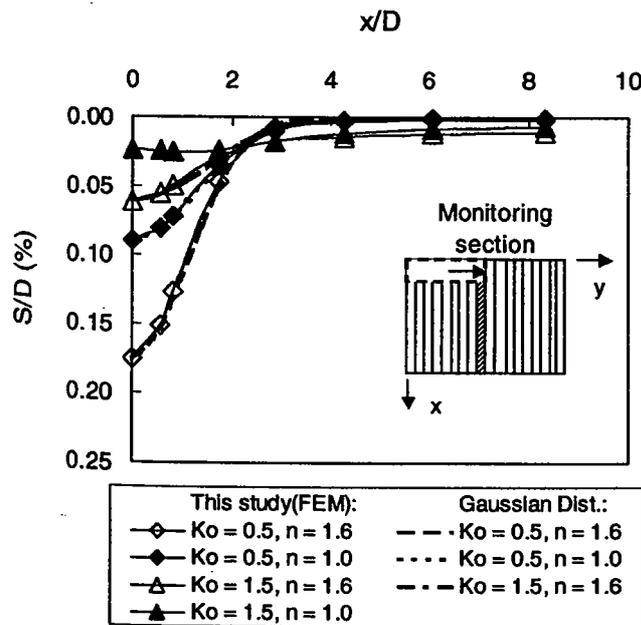


Figure 65 : Cuvettes transversales de tassements au passage du front et caractéristiques des cuvettes de Gauss associées (d'après Lee et Ng, 2002)

Les auteurs ont aussi regardé l'influence de K_0 et de n sur les déplacements longitudinaux, et sur la façon dont la courbe cumulative décrite par Attewell et Woodman (1982) approche les calculs. La Figure 66 présente les résultats de ce travail. Pour $K_0=0,5$ la modélisation avec $n=1,6$ donne des tassements supérieurs à la modélisation avec $n=1$. Le maximum de tassement est alors obtenu 4 diamètres après le passage du front. Pour $K_0=1,5$ le maximum de tassement est calculé au moment du passage du front ; après, quand le tunnelier progresse, les tassements ont tendance à diminuer, surtout dans le cas où $n=1,6$. Pour $K_0=0,5$, les courbes cumulatives permettent une bonne approximation des mouvements longitudinaux. Pour $K_0=1,5$, aucune courbe cumulative ne peut être calée sur les mouvements.

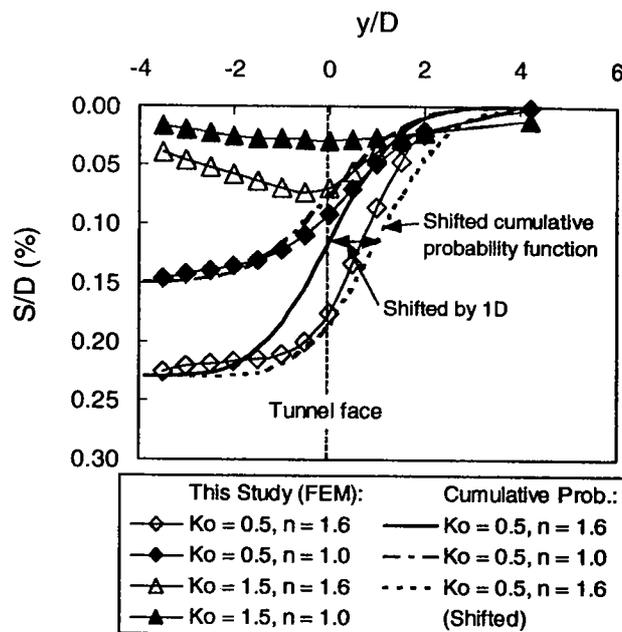


Figure 66 : Tassements longitudinaux de surface à l'aplomb de l'axe du tunnel (d'après Lee et Ng, 2002)

5. CONCLUSIONS DU CHAPITRE 2

Ce chapitre a fait le point sur les connaissances actuelles concernant l'influence des paramètres de fonctionnement des tunneliers sur les mouvements des massifs de sol. Ces connaissances sont basées sur des observations sur chantiers, sur modèles réduits et en centrifugeuses, ainsi que sur des modèles analytiques et numériques.

A partir de cette étude, on peut donc définir les paramètres de fonctionnement des tunneliers qui paraissent influencer de manière significative les mouvements du sol. Ces paramètres sont :

- la vitesse d'avancement du tunnelier,
- les arrêts du tunnelier,
- la pression de confinement du front,
- le volume et la pression d'injection de mortier,
- la pression de poussée des vérins de guidage,
- la surcoupe volontaire ou non,
- la courbure du tracé.

D'autres paramètres, indépendants des tunneliers, paraissent aussi influencer les mouvements ; ce sont :

- la hauteur de couverture,
- le coefficient des terres au repos,
- l'anisotropie.

Chapitre 3

Présentation du chantier de la ligne B du métro de Toulouse et des mesures d'auscultations

Sommaire Détaillé

1. LA LIGNE B DU METRO DE TOULOUSE	77
1.1. TRACE DE LA LIGNE.....	77
1.2. OUVRAGES CONSTITUTIFS	78
2. LE CONTEXTE GEOLOGIQUE, HYDROGEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE.....	79
2.1. CADRE GEOLOGIQUE	79
2.2. COMMENTAIRES SUR L'ENSEMBLE DES CAMPAGNES DE RECONNAISSANCE AVANT TRAVAUX	80
2.3. CADRE HYDROGEOLOGIQUE	80
2.4. CADRE GEOTECHNIQUE	81
2.4.1. <i>Identification des sols</i>	81
2.4.2. <i>Caractéristiques mécaniques des sols</i>	82
2.4.3. <i>Conclusion sur les essais disponibles au marché</i>	84
2.5. ESSAIS COMPLEMENTAIRES	84
2.5.1. <i>Essai oedométrique K_0 à haute pression</i>	84
2.5.2. <i>Caractéristiques mécaniques en petites déformations</i>	86
2.5.3. <i>Conclusion de ces essais</i>	89
3. LES TUNNELIERS	90
3.1. ALLOTISSEMENT DES TRAVAUX	90
3.2. CARACTERISTIQUES DES TUNNELIERS	91
3.2.1. <i>Lot 2</i>	91
3.2.2. <i>Lot 3</i>	93
3.2.3. <i>Lot 4</i>	94
3.2.4. <i>Lot 5</i>	95
3.3. PROCEDURES D'EXECUTION	95
3.3.1. <i>Gestion de la pression de confinement par la vis</i>	96
3.3.2. <i>Guidage du tunnelier</i>	96
3.3.3. <i>Injection du mortier de bourrage</i>	96
3.3.4. <i>Injection de mousse</i>	97
3.3.5. <i>Creusement dans les terrains sableux entraînant des venues d'eau dans la chambre</i> 97	97
3.4. DISPOSITIFS D'EVALUATION	97
4. LES PARAMETRES DE FONCTIONNEMENT DES TUNNELIERS.....	99
4.1. PRESENTATION GENERALE DES PARAMETRES DE FONCTIONNEMENT DES TUNNELIERS UTILISES POUR LA CONSTRUCTION DE LA LIGNE B DU METRO DE TOULOUSE	99
4.2. PRESENTATION DES PARAMETRES TUNNELIERS RETENUS POUR L'ETUDE	99
5. LES MESURES DE NIVELLEMENT	105
6. LES SECTIONS SPECIFIQUES DE MESURES.....	106
6.1. IMPLANTATION DES SECTIONS	106
6.2. INSTRUMENTATION DES SECTIONS.....	107

Capitale de la région Midi-Pyrénées, Toulouse est la 4^{ème} ville de France. Elle connaît une progression démographique d'importance puisqu'elle accueille en moyenne 10 000 nouveaux habitants par an, ce qui fait d'elle l'une des premières métropoles de l'Europe du sud. Du fait de cet afflux important de population, Toulouse a dû faire un effort en matière d'urbanisme et d'équipement avec le développement des axes routiers, ferroviaires et aériens, des zones de stationnement et des transports en commun. Dans ce contexte, le projet de la ligne B du Métro entre dans une logique de développement important et nécessaire.

Le Syndicat Mixte des Transports en Commun de l'Agglomération Toulousaine (Tisseo-SMTC) a confié la Maîtrise d'Ouvrage déléguée de l'opération à la Société du Métro de l'Agglomération Toulousaine (SMAT). En 1999, la SMAT a attribué au Groupement SYSTRA – TTE – INGEROP – SETI l'étude et le suivi des travaux de gros-œuvre, de second-œuvre et des équipements non liés au système. En 2001, SIEMENS TRANSPORTATION SYSTEMS se voyait confier l'étude et la réalisation du système VAL (véhicule automatique léger).

1. LA LIGNE B DU METRO DE TOULOUSE

1.1. Tracé de la ligne

La ligne B est longue de 16 km, entièrement en souterrain : tunnel foré à 2 voies de 11 600 m, tunnel foré à 1 voie de 1 100 m et tranchée couverte de 2 700 m. Elle comprend 21 stations dont une station réservée, et une station de correspondance avec la ligne A.

Le tracé de la ligne B est présenté Figure 67. La ligne est globalement orientée nord-sud et relie le nouveau quartier nord-est de Borderouge à la commune de Ramonville au sud.

A l'extrémité nord, la ligne est constituée d'un garage-atelier. La progression du tracé vers le sud a tout d'abord été réalisée en tranchée couverte sur 1270 m ; le tunnel traverse des quartiers au bâti peu dense. A partir de la station Trois-Cocus, le tunnel à 2 voies est réalisé au tunnelier dans une zone urbanisée sur 4700 m jusqu'au centre-ville (puits Hugo entre les stations Jeanne d'Arc et Jean-Jaurès). En centre-ville, le tunnel devient bitube sur 425 m, avec une jonction vers la ligne A. Au-delà, la ligne redevient monotube et traverse la vieille ville au bâti ancien et dense (de la station François Verdier à la station Saint-Michel), puis sort de la ville historique vers le sud (3700 m). Le tunnel se dirige ensuite (3200 m) vers les quartiers périphériques sud à l'habitat plus dispersé. La fin de la ligne (de la station Université Paul Sabatier à la station Ramonville) est réalisée en tranchée couverte sur 1500 m.

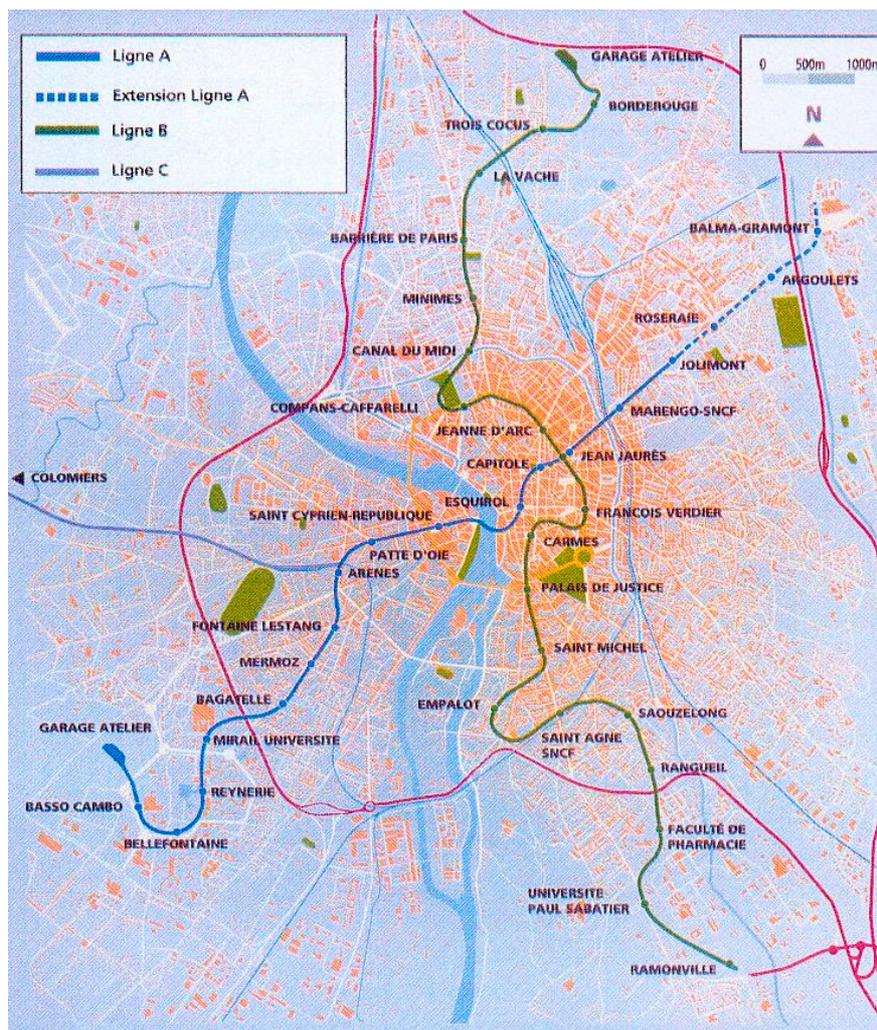


Figure 67 : Tracé de la ligne B au sein de la ville de Toulouse

1.2. Ouvrages constitutifs

Les stations ont une longueur intérieure de 53 mètres et une largeur intérieure de 15 mètres environ. Le radier est calé entre 15 et 20 mètres de profondeur.

Les tunnels à deux voies ont un diamètre intérieur de 6,80 m pour un diamètre garanti de 6,60 m. Les tunnels forés à une voie, en centre-ville, ont un diamètre intérieur de 4,66 m pour un diamètre garanti de 4,46 m. Les tunnels cadres ont une largeur minimale de 6,34 m et une hauteur de 3,50 m.

La ligne compte 28 ouvrages annexes de ventilation et d'épuisement. Les ouvrages de ventilation sont des puits circulaires de 20 mètres de profondeur en moyenne et de 6,80 mètres de diamètre, et sont reliés au tunnel foré par un rameau exécuté en souterrain.

2. LE CONTEXTE GEOLOGIQUE, HYDROGEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

2.1. Cadre géologique

La ville de Toulouse est implantée sur les rives de la Garonne, à l'emplacement d'un brusque coude du lit du fleuve. La vallée est très dissymétrique ; la Garonne a, en effet, rongé les berges de sa rive droite et a étalé ses terrasses alluviales en rive gauche, ce qui démontre une migration de son lit vers l'Est au cours du Quaternaire.

Un extrait de la carte géologique sur lequel le tracé de la ligne B a été reporté, est donné en Annexe 2.

La plaine alluviale est creusée dans des terrains d'âge tertiaire, les molasses ou formations molassiques. Ce type de dépôts, qui recouvre l'ensemble de la région, correspond à l'épandage de matériaux détritiques fins déposés par de grands courants fluviaux et issus de l'érosion des reliefs pyrénéens.

D'après la carte géologique au 1/50 000, feuille de Toulouse-Est, le substratum molassique toulousain est d'âge stampien supérieur et stampien terminal pour les sommets de certaines butes de la rive droite.

La molasse se présente sous des formes lithologiques très variées à faciès essentiellement détritiques fins limono-argileux. La répartition lenticulaire des faciès ne permet pas d'établir des corrélations stratigraphiques entre sondages consécutifs. Le pendage général est faible et orienté vers l'Ouest. Des accidents tectoniques peuvent exister, mais ont une faible extension. Ces terrains ont été surmontés par 100 à 200 m de Stampien terminal et de Miocène qui ont été érodés.

L'essentiel du tunnel de la ligne B est creusé dans ces formations molassiques. Le profil en long de la ligne est donné en Annexe 3.

Le substratum est recouvert de formations superficielles constituées :

- des alluvions de la basse plaine de la Garonne, limoneuses et peu épaisses en partie supérieure, et généralement plus grossières et plus propres à la base. Ces alluvions peuvent atteindre jusqu'à 7 à 9 m d'épaisseur au centre-ville,
- au-dessus de ces alluvions, on trouve, au centre de Toulouse, les remblais historiques dont l'épaisseur peut atteindre 4 à 5 m et davantage ponctuellement, notamment au niveau des anciens remparts. Ces remblais ont généralement un caractère argilo-limoneux à argilo-sableux. Le fossé Est de la ville médiévale, remblayé lors de la création des boulevards et que le tracé suit entre la station Compans Caffarelli et l'ouvrage Hugo, est la principale empreinte historique inventoriée dans le sous-sol.

L'éventail des faciès molassiques a été subdivisé en 8 classes sur des critères essentiellement lithologiques :

- classe M1 – argiles : formations de couleur marron jaunâtre, gris verdâtre à gris olive qui lithologiquement se situent entre un pôle argilo-limoneux et un pôle limono-argileux sans trace notable de sable,
- classe M2 – argile calcareuse : lithologiquement identiques aux terrains de la classe M1 quant à la composition de la fraction détritique, ces faciès bariolés marron jaune à gris clair se distinguent par une teneur en carbonate significative (de 5 à 20 % en règle générale, et jusqu'à 35 % localement),

- classe M3 – argile sableuse : ces faciès de couleur marron jaunâtre à gris verdâtre sont des limons sableux plus ou moins argileux. La fraction sableuse est généralement très fine,
- classe M4 – sable argileux : ces sols assez cohérents sont des sables fins et/ou moyens limono-argileux, de couleur jaune clair ou gris à gris olive,
- classe M5 – sable fin à moyen : faciès sableux de couleur jaune ou gris à gris olive d'apparence assez propres mais pouvant comporter un pourcentage de fines élevé et possédant une légère cohésion qu'ils peuvent perdre suite à un remaniement,
- classe M6 – sable grossier : faciès à grains plus grossiers de couleur jaune à gris olive, généralement propres,
- classe M7 – calcaire argileux : la fraction détritique est comparable à celles des terrains de classe M1, M2 et M3 mais une forte teneur en carbonate confère à ces faciès de couleur gris clair à jaune clair une consistance de roche tendre,
- classe M8 – grès : sables indurés de couleur gris clair à marron jaunâtre comparables à ceux des classes M5 et M6 auxquels une cimentation secondaire en carbonate donne une consistance rocheuse.

2.2. Commentaires sur l'ensemble des campagnes de reconnaissance avant travaux

Les campagnes de reconnaissances avant travaux se sont déroulées en 4 phases :

- campagne DPC de mars à décembre 1993
- campagne APS en juin et juillet 1994
- campagne en septembre 1998
- campagne de novembre 1999 à mai 2000

L'ensemble de ces campagnes donne un total de 303 sondages situés à moins de 30 m de l'axe du tracé du tunnel, plus 42 forages entre 30 et 50 m de cet axe. Si on exclut la station Jean-Jaurès où les sondages ont été multipliés du fait de la position particulière de cette station, il reste 244 sondages carottés à moins de 30 m de l'axe, soit un point de reconnaissance pour 63 m de ligne en moyenne. Cette valeur est en fait de 78 m en moyenne en interstation et de 27 m en moyenne (21 m si on inclut les sondages pressiométriques) sur les stations.

2.3. Cadre hydrogéologique

Sur le plan hydrogéologique, il convient de distinguer :

- les alluvions sablo-graveleuses reposant sur le substratum, et qui renferment une nappe libre s'écoulant schématiquement vers l'ouest à nord-ouest. Le niveau de la nappe est susceptible de fluctuations dans le temps, en particulier, dans la partie sud où la perméabilité est faible et le substratum peu profond, des remontées brutales sont possibles.
- les molasses, dont les niveaux sableux perméables sont aquifères et dont la charge piézométrique est en équilibre avec celle de la nappe des alluvions.

Durant les études marché, les tests de perméabilité ont concerné les alluvions sablo-graveleuses et les niveaux sableux de la molasse par essais de pompage, essais Lefranc et essais Lugeon.

Dans les alluvions, à partir des essais Lefranc et des essais de pompage, on distingue trois ensembles :

- les limons et argiles sableuses d'origine colluviale : $k \cong 10^{-6}$ m/s

- les graves argileuses et sables argileux : $k \in \{10^{-5} - 7.10^{-5} \text{ m/s}\}$
- les graves propres : $k \in \{2.10^{-4} - 4.10^{-3} \text{ m/s}\}$

Au vu des essais Lefranc, des essais Lugeon et des essais de pompage, les valeurs de perméabilité des faciès molassiques sont :

- sables : $k \in \{10^{-6} - 10^{-7} \text{ m/s}\}$
- sables au contact des alluvions : $k \cong 10^{-5} \text{ m/s}$
- argiles : $k \in \{5.10^{-8} - 10^{-9} \text{ m/s}\}$

2.4. Cadre géotechnique

2.4.1. Identification des sols

Durant les études marché, les essais d'identification des sols ont été réalisés à partir d'échantillons prélevés directement des carottages. Suivant l'essai, le nombre d'échantillons varie de 129 à 896 ; ce nombre est spécifié dans le Tableau 4 ci-dessous.

Tableau 4 : Nombres d'échantillons testés pour chaque type d'essai d'identification des sols

Teneur en eau	Masse volumique sèche et humide	Indice de plasticité	Teneur en carbonate	Analyse granulométrique
896	597	129	144	189

Pour chaque essai d'identification, des études statistiques par classe de terrain ont été réalisées pour définir les paramètres des distributions des valeurs. Ce travail est présenté dans le document marché de synthèse des reconnaissances géologiques, géotechniques et hydrogéologiques (Antea *et al.*, 2000). Ces distributions sont présentées dans les tableaux en Annexe 4. Le tableau ci-dessous résume les valeurs moyennes des paramètres d'identification des sols obtenus pour chaque classe de terrain M1 à M8.

Tableau 5 : Valeurs moyennes des paramètres d'identification des sols par classe de terrain M1 à M8 (d'après le rapport de synthèse géotechnique, Antea *et al.*, 2000)

Classe de terrain	Teneur en eau (%)	Masse volumique humide (kN/m ³)	Masse volumique sèche (kN/m ³)	Indice de plasticité	Teneur de carbonate de calcium (%)
M1	16,6	21,6	18,5	15,7	9,7
M2	13,8	22,2	19,5	14,9	19,7
M3	15,3	21,7	18,8	13,2	9,6
M4	18,6	20,9	17,6	-	6,6
M5	20,4	20,4	17,1	-	6,6
M6	19,1	-	-	-	-
M7	7,2	23,7	22	-	40
M8	9	23,8	22,2	-	38

2.4.2. Caractéristiques mécaniques des sols

Les essais de caractérisation mécanique des sols ont été menés en laboratoire et *in situ*.

Les essais en laboratoire sont constitués :

- d'essais de résistance en compression uniaxiale
- d'essais brésiliens
- d'essais triaxiaux non consolidés non drainés
- d'essais triaxiaux consolidés non drainés
- d'essais de dureté et d'abrasivité
- d'essais oedométriques
- d'essais pour la mesure du coefficient des terres au repos K_0

Les essais *in situ* sont des essais pressiométriques.

Le nombre d'échantillons pour chaque type d'essai en laboratoire est indiqué dans le tableau ci-dessous.

Tableau 6 : Nombres d'échantillons testés pour chaque type d'essai de caractérisation mécanique

Résistance en compression uniaxiale	Brésiliens	Triaxiaux non consolidés non drainés	Triaxiaux consolidés non drainés	Dureté et abrasivité	Oedomètre	Coefficient K_0
396	73	11	37	49	8	5

On voit donc que le nombre d'essais réalisés est faible, sauf en ce qui concerne la détermination de la résistance en compression simple. Ce faible nombre rend ces valeurs non statistiquement représentatives des caractéristiques mécaniques des terrains.

Le tableau ci-dessous donne pour chaque classe de terrain les paramètres des distributions de R_c , obtenues à partir des essais en compression simple ; ces valeurs sont très dispersées. Cette conclusion est la même pour les autres types d'essais en laboratoire : les résultats des essais montrent des terrains très hétérogènes ; de plus une grande partie des éprouvettes semble remaniée du fait du prélèvement, de la taille des échantillons et de la saturation. Pour de nombreux essais, la norme n'a pu être correctement appliquée sous peine d'éliminer quasi entièrement l'étude de certains faciès.

Tableau 7 : Distribution des valeurs de R_c (unité MPa) d'après le rapport de synthèse géotechnique (Antea et al., 2000)

	n	moyenne	s	Q1	Q2	Q3	min.	max.
M1	82	0.75	0.31	0.46	0.74	0.93	0.1	1.61
M2	118	1.05	0.60	0.68	0.92	1.16	0.07	3.69
M3	63	0.54	0.23	0.31	0.46	0.67	0.12	1.03
M4	24	0.18	0.25	0.05	0.10	0.26	0.02	0.95
M7	36	4.04	3.37	1.87	3.51	3.52	0.58	16.24
M8	23	3.57	3.03	1.21	3.09	4.58	0.54	13.3

Le tableau ci-dessous présente les résultats des essais triaxiaux en termes de plages d'extension des valeurs, et de moyennes.

Tableau 8 : Résultats des essais triaxiaux (d'après le rapport de synthèse géotechnique, Antea et al., 2000)

	Triaxiaux non consolidés, non drainés			Triaxiaux consolidés, non drainés				
	Nbre essai	ϕ_{uu}	C_{uu} (kPa)	Nbre essai	ϕ		c' (kPa)	
					moyenne	plage de valeurs	moyenne	plage de valeurs
M1	8	{17,5;28}	{80;290}	9	31,9	{23;40}	80	{20;154}
M2	2	{23;32}	{300}	7	31,2	{26,5;40}	174	{50;330}
M3	1	{27}	{240}	8	32,6	{28;34}	83,6	{15;280}
M4	-	-	-	8	30,2	{25;33}	52	{0;90}
M5	-	-	-	5	35,7	{34;36}	0	

La régression linéaire de C_{uu} à partir des résultats des essais triaxiaux UU avec la contrainte de confinement σ_3 donne :

$$C_{uu} = 0,702 \sigma_3 + 278 \text{ (kPa)}$$

Mais avec un coefficient de corrélation égal à seulement 0,26.

Les essais oedométriques n'ont pas permis de déterminer une valeur satisfaisante de la contrainte de préconsolidation car les machines utilisées ne permettaient pas des valeurs de contraintes suffisantes.

Les mesures du coefficient de pression des terres au repos sont réalisées à partir d'une presse triaxiale : l'éprouvette de sol à laquelle on impose une variation diamétrale nulle est chargée puis déchargée. La valeur de K_0 est calculée comme le rapport de la contrainte horizontale σ'_3 lue sur la courbe de déchargement par la contrainte verticale σ'_1 pour $\sigma'_1 = \sigma'_{v0}$.

Sur les 5 essais réalisés, seuls 2 donnent des résultats exploitables. Ces essais ont donné K_0 égal à 1,02 et à 1,32 dans des argiles sableuses M3, respectivement à 10 et 20 m de profondeur. Ces résultats sont en accord avec des essais antérieurs donnant comme plage de valeur pour K_0 {0,71 – 1,36}, et avec l'hypothèse d'une couverture de 100 à 200 m de Stampien aujourd'hui érodée.

Les essais pressiométriques réalisés sont au nombre de 271, dont 83 dans les remblais et limons et 188 dans les molasses. Le Tableau 9 donne les résultats de module et de pression limite en termes de moyenne et de plage de valeur. Lors des essais dans la molasse les classes de terrain M1 à M8 n'ont pas été reconnues. Les dispersions des valeurs sont très importantes.

Tableau 9 : Résultats des essais pressiométriques (d'après le rapport de synthèse géotechnique, Antea et al., 2000)

	Module pressiométrique (MPa)		Pression limite (MPa)	
	moyenne	plage	moyenne	plage
Remblais				
Graves	23	{3,8 – 70}	2,7	{0,6 – 6,6}
Sables et limons	5,3	{2 – 15,6}	0,6	{0,2 – 3}
Remblais divers	8,2	{0,9 – 32}	1,4	{0,02 – 4,7}
Molasse	81,8	{24 – 290}	5,3	{1,4 – >8,8}

Des essais pressiométriques alternés ont aussi été réalisés. Ceux-ci consistent en un déchargement puis un rechargement durant la dilatation de la sonde pressiométrique. Ces essais permettent une évaluation du module du sol en déchargement. Le tableau ci-dessous fournit les résultats de l'étude statistique menée sur les modules alternés Ema et le rapport Ema/Em déduit des résultats des essais alternés.

Tableau 10 : Distribution des valeurs de Ema et Ema/Em (d'après le rapport de synthèse géotechnique, Antea et al., 2000)

	n	Q1	Q2	Q3	min	max	m	s
Ema	68	85.8	129	160	38	293	132.3	61.8
Ema/Em	68	1.31	1.64	2.17	0.65	3.49	1.75	0.54

2.4.3. Conclusion sur les essais disponibles au marché

La lecture du rapport de synthèse géotechnique concernant l'identification des formations composant le substratum montre que chacune des classes M1 à M8 est correctement identifiée à partir des essais en laboratoire réalisés dans le cadre du marché.

Au contraire, l'étude des conditions de réalisation des essais de caractérisation mécanique des sols et de ces résultats montre que les informations disponibles sont peu fiables. De plus, ces essais ne distinguent pas systématiquement les classes de terrain M1 à M8. Il est donc apparu nécessaire de réaliser des essais complémentaires en laboratoire pour une meilleure caractérisation mécanique des terrains molassiques.

2.5. Essais complémentaires

Ces essais en laboratoire ont été réalisés au Laboratoire Sols Roches Rhéologie d'Aix en Provence (CETE Méditerranée) à partir de 5 échantillons carottés d'un même sondage. On se reportera au rapport « Métro de Toulouse – Ligne B. Essais de laboratoire. Avril Août 2005 », établi par J.F. Serratrice, pour les détails complémentaires. Le programme expérimental comprend des mesures des propriétés des matériaux (teneur en eau, densité, granulométrie) et des essais mécaniques : essais oedométriques K_0 à haute pression, essais triaxiaux drainés en compression à haute pression, essais triaxiaux à chemins contrôlés. La gamme des pressions mises en œuvre est 0 – 4 MPa.

2.5.1. Essai oedométrique K_0 à haute pression

L'appareillage du CETE d'Aix en Provence permet des chargements oedométriques à haute pression (contrainte axiale jusqu'à 20 MPa). Les essais consistent en des cycles de chargement-déchargement en conditions drainées.

A l'heure actuelle, seul un essai oedométrique K_0 haute pression a été réalisé.

La courbe de compressibilité ($\log \sigma_a$, indice des vides) obtenue pour tous les cycles de cet essai est présentée sur la Figure 68. Cette courbe est continue et ne présente pas un coude marqué, ce qui est typique des terrains marneux (Serratrice, 2005). Par conséquent, il est difficile de déterminer précisément la pression de préconsolidation du terrain. Dans cet essai, on remarque que la courbe inférieure se raccorde à une droite pour une contrainte supérieure à 2 MPa. Cette valeur de contrainte marque l'entrée de cet échantillon de molasse dans le domaine normalement-consolidé, la pression de préconsolidation est donc évaluée à 2 MPa.

Cette contrainte élevée est le fruit de l’histoire de cette formation et de son induration associée.

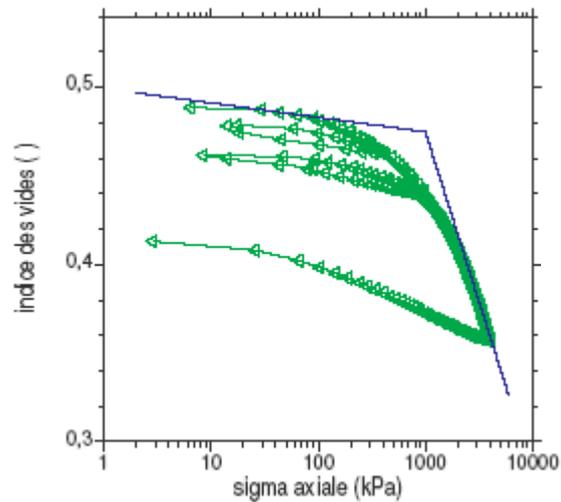


Figure 68 : Courbe oedométrique contrainte axiale - indice des vides (d’après Serratrice, 2005)

Les résultats de cet essai dans le plan (contrainte axiale σ'_a , contrainte radiale σ'_r) sont présentés sur la Figure 69. Durant cet essai, les chemins de contrainte en chargement suivent 2 segments de droite : pour des contraintes axiales inférieures à 1000 kPa un segment de droite

de pente $\frac{\Delta\sigma'_r}{\Delta\sigma'_a}$ égale à 0,21, et pour des contraintes axiales supérieures à 1000 kPa, un segment de droite de pente 0,53. Ce second chemin de contrainte traduit des conditions normalement consolidées, et 0,53 correspond donc à la valeur du coefficient des terres K_0 dans ces conditions.

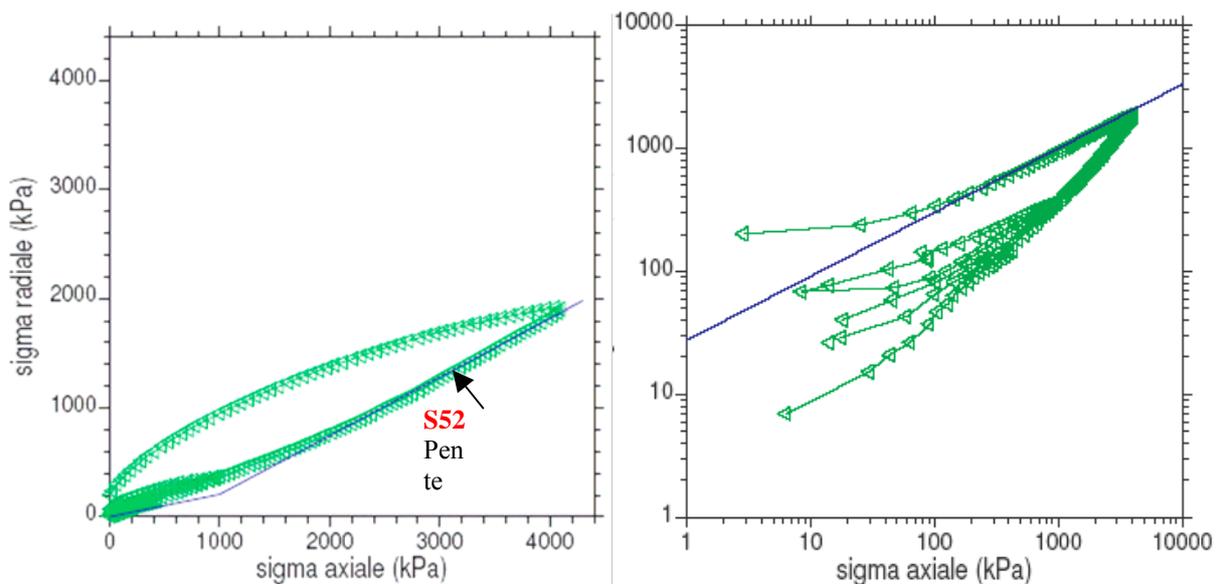


Figure 69 : Résultat de l’essai oedométrique dans le plan (contrainte radiale, contrainte axiale) (d’après Serratrice, 2005)

Le coefficient K_0^{sc} en condition surconsolidée se déduit de la valeur en condition normalement consolidée ($K_0^{nc} = 0,53$) et du degré de surconsolidation OCR, par la relation

$$K_0^{sc} = OCR^h K_0^{nc}, \text{ où } OCR = \frac{\text{contrainte de préconsolidation}}{\text{contrainte effective}}$$

le paramètre h se détermine au déchargement dans le plan ($\log \sigma'_a, \log \sigma'_r$) en échelle bilogarithmique où la pente du chemin des contraintes vaut 1-h. Ainsi $h = 0,52$.

Ainsi, en supposant :

- le niveau de l'eau 4 m sous le Terrain Naturel,
- le poids volumique sec des terrains égal à 18 kN/m^3 , et le poids volumique humide égal à 21 kN/m^3 ,
- une pression de préconsolidation valant 2 MPa,

à 25 m de profondeur, on évalue le coefficient des terres au repos K_0 à 1,4 et à 15 m de profondeur, $K_0 = 1,8$.

D'autres essais oedométriques à haute pression devraient être réalisés afin de confirmer ces valeurs.

2.5.2. Caractéristiques mécaniques en petites déformations

Du fait des faibles amplitudes des mouvements dans le terrain, observés à partir des mesures en station et sur sections, la connaissance précise des propriétés mécaniques de la molasse dans son domaine élastique est primordiale pour des modélisations numériques.

Des essais spécifiques ont été menés sur ce sujet : des essais triaxiaux drainés en compression à haute pression et des essais triaxiaux à chemins contrôlés.

Ces essais permettent la détermination des modules d'Young et coefficients de Poisson à différentes pressions de consolidation (de 300 à 4000 kPa), dans des conditions drainées et non drainées, ainsi que la caractérisation des paramètres de rupture dans le cas d'un critère de Mohr-Coulomb (c' et φ').

Module d'Young et coefficient de Poisson

Les essais triaxiaux drainés à haute pression permettent l'évaluation des caractéristiques élastiques E et ν au début des phases de cisaillement. Les résultats graphiques des essais sont présentés ci-dessous dans le plan (déformation axiale ϵ_a , déviateur) et (déformation axiale ϵ_a , déformation volumique ϵ_v).

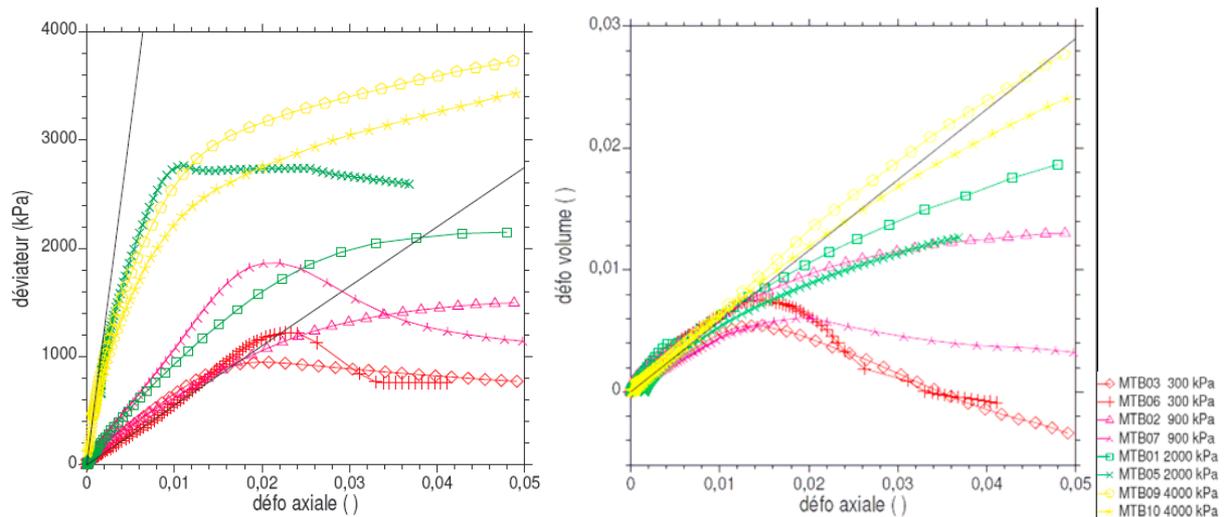


Figure 70 : Courbes du cisaillement drainé en compression dans les plans (ϵ_a, q) et (ϵ_a, ϵ_v) (d'après Serratrice, 2005)

Les modules d'Young ainsi obtenus sont compris entre 55 et 625 MPa. Ils augmentent globalement avec la pression de consolidation, mais cet accroissement est perturbé par l'hétérogénéité de la molasse.

Dans le plan (ϵ_a, ϵ_v) , les chemins suivent une pente commune, correspondant à un coefficient de Poisson $\nu = 0,16$; cette valeur faible est typique des matériaux marneux (Serratrice, 2005).

Les essais triaxiaux à chemins contrôlés donnent, en ce qui concerne les mesures locales des déformations, des modules d'Young variant de 108 à 990 MPa, soit 2 à 3 fois plus grand que les modules déterminés par ces mêmes essais en mesures globales. On constate une nette dépendance de ces valeurs avec la contrainte de confinement, toutefois estompée par l'hétérogénéité des échantillons. A partir de ces mêmes essais, on détermine des coefficients de Poisson supérieurs à 0,3, et donc supérieurs aux valeurs déterminées par les essais triaxiaux drainés à haute pression.

Transition état surconsolidé – état normalement consolidé

Le cisaillement drainé, lors de l'essai triaxial à haute pression, est poursuivi pour les basses pressions de confinement jusqu'à 5 % de déformation axiale, et jusqu'à 20 % pour les hautes pressions. Les résultats sont présentés ci-dessous avec le rapport q/p en fonction de la déformation déviatorique. Cette figure montre que les pics de rupture n'ont plus lieu pour les fortes pressions. La transition entre les 2 modes de rupture s'effectue vers 2000 kPa de confinement ; ce phénomène traduit le passage d'un état de surconsolidation à un état normalement consolidé. On retrouve donc la pression de préconsolidation déterminée par l'essai oedométrique.

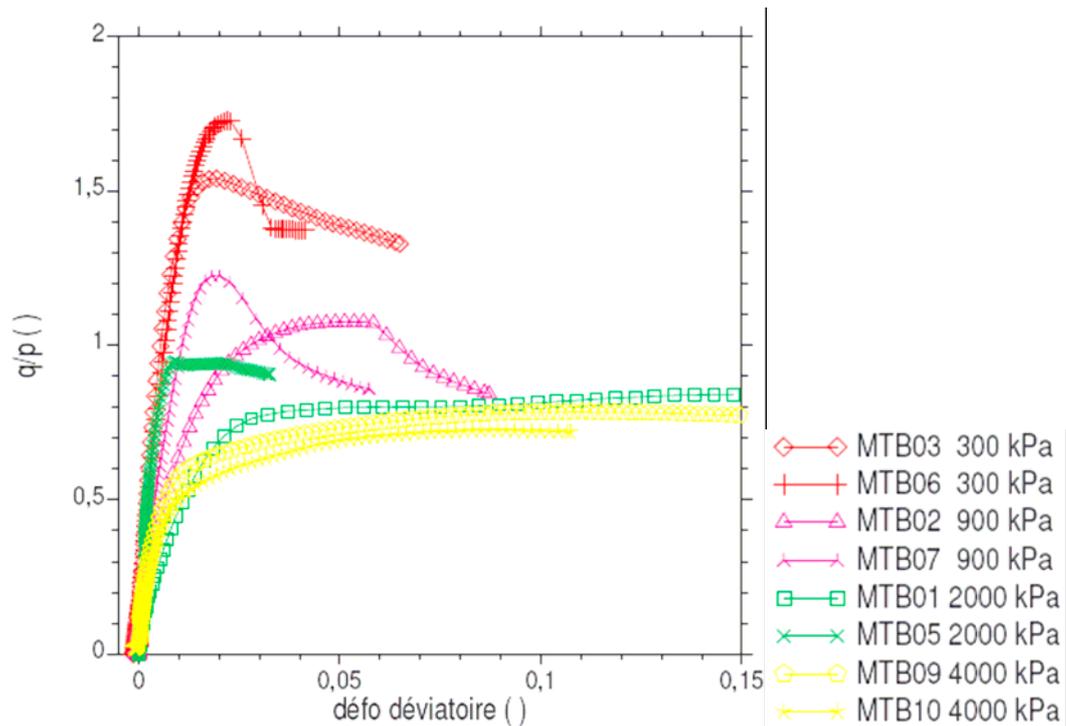


Figure 71 : Résultats des essais triaxiaux à haute pression - rapport q/p en fonction de la déformation déviatorique (d'après Serratrice, 2005)

Paramètres du critère de Mohr-Coulomb

Avec les essais triaxiaux drainés à haute pression, 2 couples de caractéristiques de rupture de la molasse sont déterminés :

- $c' = 210$ kPa et $\varphi' = 18,3^\circ$
- $c' = 337$ kPa et $\varphi' = 18,3^\circ$

Mais du fait de l'hétérogénéité de la molasse, une variation de 25% de la valeur de la cohésion drainée est mesurée.

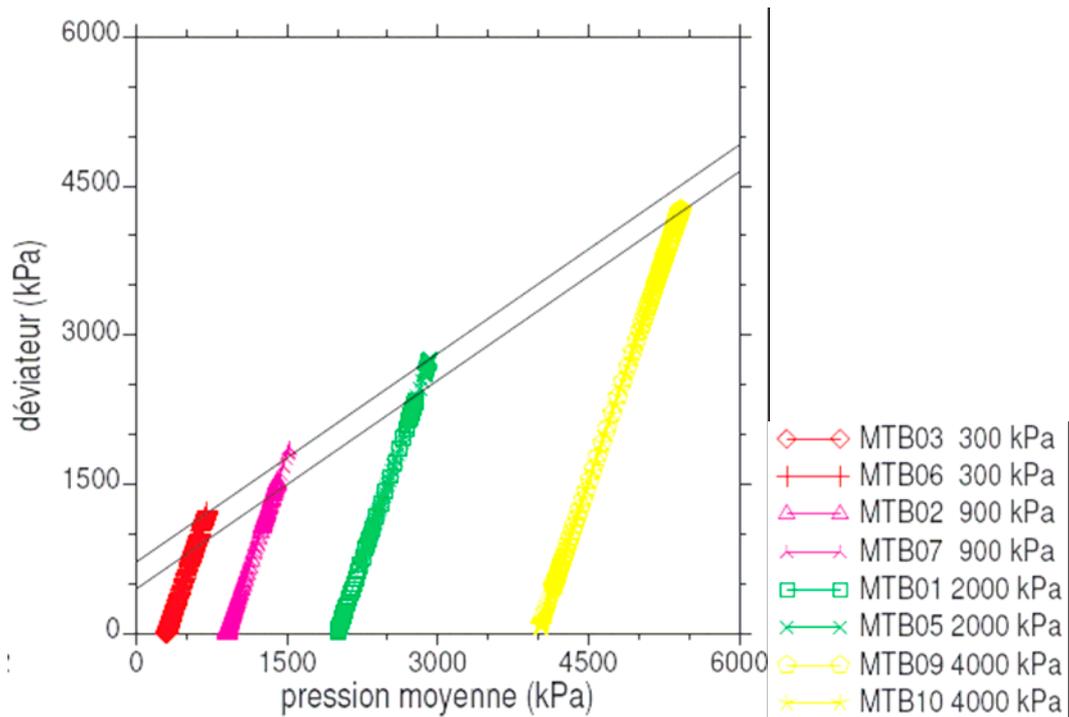


Figure 72 : Résultat de l'essai triaxial haute pression – déviateur des contraintes en fonction de la pression moyenne (d'après Serratrice, 2005)

2.5.3. Conclusion de ces essais

Ces essais ont largement révélé le caractère hétérogène et surconsolidé de la molasse. L'hétérogénéité des molasses se traduit par une dispersion de leurs caractéristiques d'état et de leurs propriétés mécaniques. La transition vers un comportement normalement consolidé est établie pour des contraintes de l'ordre de 2 MPa. Une dépendance des modules d'Young avec la pression moyenne effective est mise en évidence.

3. LES TUNNELIERS

3.1. Allotissement des travaux

L'ensemble des travaux de gros-œuvre est divisé en 6 lots, présentés sur la Figure 73.

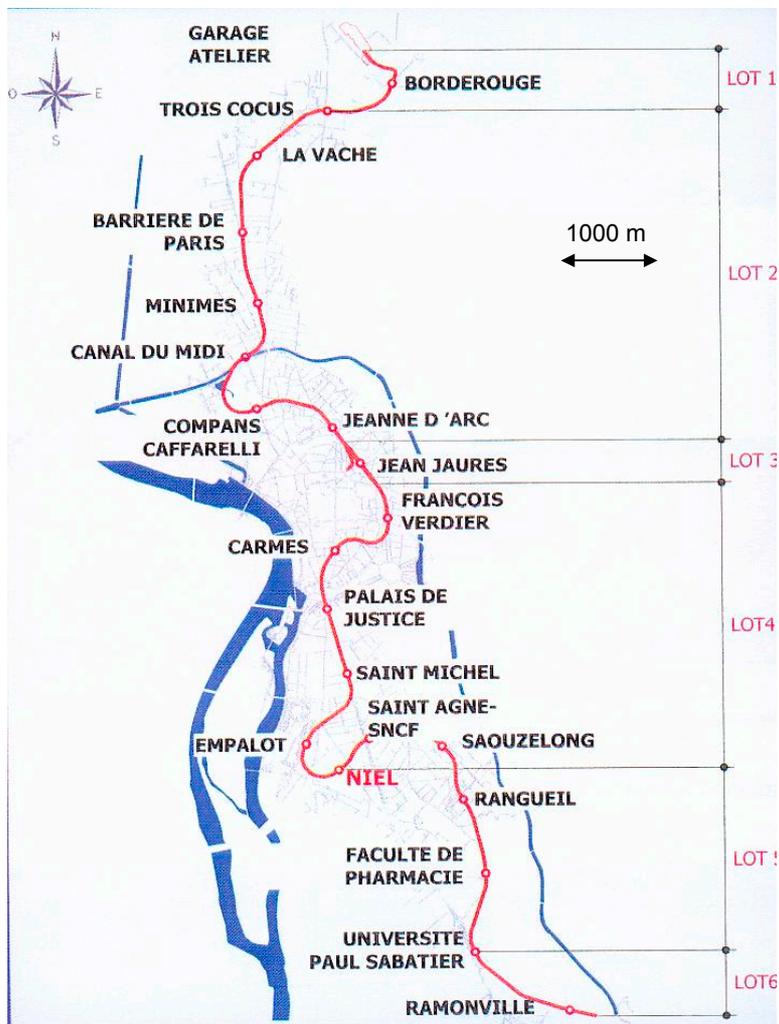


Figure 73 : Ligne B du métro de Toulouse - allotissement des travaux

Les tableaux ci-dessous présentent les travaux constitutifs de chaque lot ainsi que les groupements d'entreprises attributaires et les types de tunnelier utilisés.

Lot n°	Type d'ouvrages	Attributaires	Type de tunnelier
1	Tranchée couverte nord et 1 station	DV Construction, Sogea, Dodin, Botte Sade, Intrafor	-
2	Tunnel nord et 7 stations	Campenon Bernard TP, Eiffage TP	Tunnelier neuf à pression de terre
3	Tunnels bitubes et station Jean-Jaurès	Carillion, Urbaine de Travaux, Soletanche Bachy, Seso, Malet, CSM Bessac	Tunnelier neuf à pression d'air

Lot n°	Type d'ouvrages	Attributaires	Type de tunnelier
4	Tunnel centre et 6 stations	Bouygues TP, Dalla Vera, Soletanche Bachy, Razel, Demathieu & Bard, Malet, Seso	Tunnelier reconditionné à pression de boue
5	Tunnel sud et 5 stations	GTM Construction, Spie Batignolles TPCI	Tunnelier reconditionné à pression de terre
6	Tranchée couverte sud et 1 station	Chagnaud, Condotte d'Acqua, DG Construction, Rabot Dutilleul, Sopreco	-

3.2. Caractéristiques des tunneliers

3.2.1. Lot 2



Figure 74 : Le tunnelier à pression de terre du lot 2

Les 4700 m de tunnel du lot 2 sont réalisés au moyen d'un tunnelier Herrenknecht neuf, à pression de terre. Un schéma des principaux organes d'un tunnelier à pression de terre est présenté Figure 75. Les caractéristiques de ce tunnelier sont résumées dans le Tableau 11.

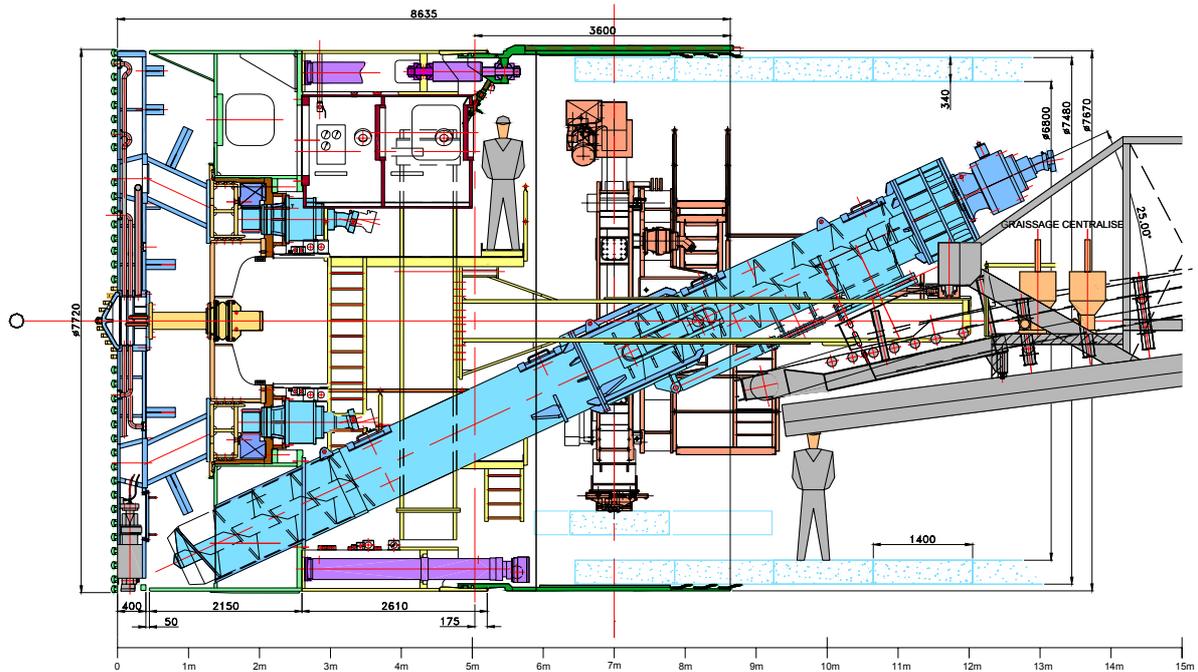


Figure 75 : Schéma d'un tunnelier à pression de terre

Tableau 11 : Caractéristiques techniques du tunnelier à pression de terre du lot 2

Diamètre extérieur d'excavation	7,77 m
Puissance de la tête	2 000 kW
Couple nominal	11 800 kNm à 1,5 tour/min
Poussée maximale	63 700 kN avec 15 paires de vérins
Longueur du bouclier avec roue de coupe	8,50 m
Diamètre fin de jupe	7,72 m
Diamètre anneau extérieur	7,48 m
Nombre de pipes d'injection	6, dont 4 en partie supérieure utilisées et 2 en partie inférieure réservées
Longueur des anneaux du revêtement	1,40 m et 1,00 m
Nombre de voussoirs par anneau	5 voussoirs universels + 1 clé

3.2.2. Lot 3



Figure 76 : Tunnelier à pression d'air utilisé pour le creusement du tunnel du lot 3

Le lot 3 correspond au creusement d'un tube monovoie, jonction avec la ligne A existante, et du tunnel de circulation de la ligne B, en bitube, et à l'excavation de la station de correspondance Jean-Jaurès. La longueur cumulée des tunnels atteint 1053 m.

Le tunnelier du lot 3 est un tunnelier neuf CSM Bessac, à attaque ponctuelle et confinement par air. Un schéma de ce tunnelier est présenté en Figure 77. Les caractéristiques de ce tunnelier sont résumées dans le Tableau 12.

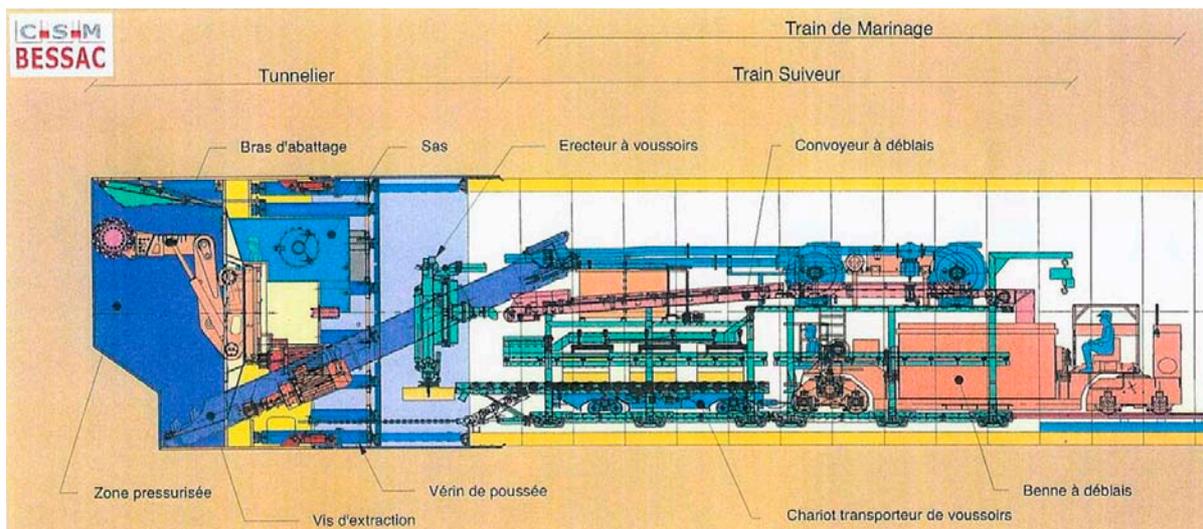


Figure 77 : Schéma du tunnelier à pression d'air (lot 3)

Tableau 12 : Caractéristiques du tunnelier à pression d'air du lot 3

Diamètre extérieur d'excavation	5,28 m
Equipement de la tête	Fraise de 130 kW
Poussée maximale	20 000 kN avec 12 vérins
Longueur du bouclier avec roue de coupe	8,50 m
Diamètre anneau extérieur	5,16 m
Longueur des anneaux du revêtement	1,00 m
Nombre de voussoirs par anneau	5 voussoirs universels + 1 clé

3.2.3. Lot 4



Figure 78 : Tunnelier à pression de boue du lot 4 en station (station Empalot)

Les 3700 m de tunnel du lot 4 sont réalisés au moyen d'un tunnelier FCB reconditionné, à pression de boue avec bulle d'air. Les caractéristiques de ce tunnelier sont résumées dans le Tableau 13.

Tableau 13 : Caractéristiques du tunnelier à pression de boue du lot 4

Diamètre extérieur d'excavation	7,76 m
Puissance de la tête	640 kW
Couple nominal	4 000 kNm à 0,9 tour/min
Poussée maximale	52 000 kN avec 26 vérins
Longueur du bouclier avec roue de coupe	8,35 m
Diamètre fin de jupe	7,73 m
Diamètre anneau extérieur	7,48 m
Nombre de pipes d'injection	4 (à 41° de part et d'autre de la verticale, en partie supérieure et en partie inférieure)
Longueur des anneaux du revêtement	1,40 m et 1,00 m
Nombre de voussoirs par anneau	6 voussoirs universels + 1 clé

3.2.4. Lot 5



Figure 79 : Roue de coupe du tunnelier à pression de terre du lot 5

Les 3200 m de tunnel du lot 5 ont été excavés à l'aide d'un tunnelier FCB reconditionné à pression de terre, dont les caractéristiques principales sont données dans le Tableau 14.

Tableau 14 : Caractéristiques du tunnelier à pression de terre du lot 5

Diamètre extérieur d'excavation	7,75 m
Puissance de la tête	1 280 kW
Couple nominal	10 320 kNm à 0,9 tour/min
Poussée maximale	51 500 kN avec 15 paires de vérins
Longueur du bouclier avec roue de coupe	8,63 m
Diamètre fin de jupe	7,67 m
Diamètre anneau extérieur	7,48 m
Nombre de pipes d'injection	4 (à 31° de part et d'autre de la verticale, en partie supérieure et en partie inférieure)
Longueur des anneaux du revêtement	1,40 m et 1,00 m
Nombre de voussoirs par anneau	5 voussoirs universels + 1 clé

3.3. Procédures d'exécution

Les procédures d'exécution régissent la manière dont doivent s'effectuer en théorie les principales actions du tunnelier. En pratique, ces procédures sont adaptées lors des différents problèmes rencontrés, mais elles restent néanmoins la ligne directrice du fonctionnement du tunnelier.

Dans la suite, on présente essentiellement les procédures de creusement du lot 2 ; certains détails sont ajoutés pour les autres lots.

3.3.1. Gestion de la pression de confinement par la vis

Pour les tunneliers à pression de terre (lots 2 et 5), le confinement du front est d'autant mieux maintenu que le creusement du tunnelier se fait avec une chambre d'abattage pleine de matériau. Le pilote s'attache à respecter les pressions de consignes déterminées sur le capteur de pression le plus haut (voir le positionnement de ces capteurs sur la Figure 78). La régulation de la pression lue sur ce capteur se fait en agissant sur la vitesse de rotation de la vis d'extraction. La pression de confinement augmente lorsqu'il entre plus de matériau dans la chambre d'abattage qu'il en est extrait par la vis.

Pour le tunnelier à pression de boue du lot 4, la pression de confinement est contrôlée par l'intermédiaire d'une bulle d'air située en partie supérieure arrière de la chambre d'abattage. La bentonite au front de taille est mise en pression par cette bulle. Cette technique limite les variations brutales de pression au front de taille.

Dans le cas du lot 3, le principe d'un confinement à pression d'air a été retenu. La chambre d'abattage est ainsi remplie d'air sous pression. En cas de terrain à forte perméabilité ou de terrain bouillant, le dispositif de confinement est complété par un dispositif de projection au front de produit consolidant. Sous l'effet de l'air comprimé, cette mousse pénètre dans le terrain et améliore les caractéristiques de celui-ci.

La plage de valeur de pression de confinement à respecter a été déterminée en amont en bureau d'étude, en fonction de la géologie et des surcharges en surface. Néanmoins, ces valeurs peuvent être ajustées au cas par cas suivant les conditions réelles rencontrées et le positionnement particulier du tunnelier. C'est le cas par exemple pour le creusement en terrain sableux, et pour toutes les entrées et sorties de station.

3.3.2. Guidage du tunnelier

Le guidage du tunnelier se fait depuis la polygonale de surface descendue en galerie et déterminée à l'avancement du tunnel. Le système de relevé automatique du positionnement du tunnelier fournit au géomètre les éléments qui, à l'aide du système de pilotage automatisé, calcule la trajectoire à suivre par le tunnelier. Ce même outil indique au pilote du tunnelier, en temps réel, sa position par rapport à la trajectoire calculée. Le pilote peut choisir le mode de guidage automatique (gestion des pressions des secteurs des vérins par le système) ou manuel (gestion des pressions par le pilote). Le mode de fonctionnement automatique est généralement préféré.

3.3.3. Injection du mortier de bourrage

Le système de gestion automatisé permet deux modes de fonctionnement :

- le mode automatique :
 - o le système gère automatiquement l'ensemble des quatre points d'injection,
 - o l'injection en un point est gérée par les facteurs suivants, par ordre de priorité :
 - respect des seuils de pression programmés. Pour chacun des points, il y a 2 seuils programmés :
 - ✓ S_{min} : seuil de pression statique normal enclenchant le pompage,
 - ✓ S_{max} : seuil de pression dynamique normal arrêtant le pompage : même si le nombre de coups de pompe programmé n'est pas atteint, le franchissement de ce seuil S_{max} stoppe le pompage,

- respect du nombre de coups de pompe programmé pour chacun des points d'injection.
- le mode manuel :
 - les coups de pompes sont donnés de manière manuelle,
 - seuls les seuils de pressions S_{min} et S_{max} restent actifs. Des voyants indiquent lorsque $P < S_{min}$ et $P > S_{max}$.

Pour les deux modes, les opérateurs ont à leur disposition :

- les pressions statiques et dynamiques dans la conduite principale et dans chacune des lignes d'injection,
- le nombre de coups de pompe donné sur chaque ligne depuis la dernière remise à zéro.

L'injection de mortier se fait au fur et à mesure de l'avancement de la machine.

Dix anneaux environ, de part et d'autre des stations sont injectés au mortier actif. Partout ailleurs, l'injection se fait au mortier semi-inerte.

Lorsqu'une panne empêche l'injection de mortier, la progression du tunnelier doit être immédiatement arrêtée.

3.3.4. Injection de mousse

Pour les tunneliers à pression de terre (lots 2 et 5), l'injection de mousse dans la chambre d'abattage et dans la vis d'extraction est destinée à lubrifier le matériau abattu et à diminuer ainsi le couple sur la roue de coupe et la vis.

3.3.5. Creusement dans les terrains sableux entraînant des venues d'eau dans la chambre

Ces terrains sont repérés par la présence de mottes recompressées, de boue fluide ou de matériau pâteux et collant à la sortie de la vis d'extraction des tunneliers à pression de terre.

Dans ces circonstances, le pilotage doit être adapté de la manière suivante :

- réduire la vitesse d'extraction de la vis de façon à ne pas la colmater,
- donc réduire la vitesse de creusement aux alentours de 25 / 35 mm/min,
- monter la pression de confinement à la valeur haute de la plage indiquée,
- tenter d'éviter les arrêts prolongés.

3.4. Dispositifs d'évaluation

Le bon déroulement des phases d'excavation et d'injection de mortier est contrôlé par le biais de 2 dispositifs de mesure :

- la pesée de matériau extrait,
- le fontimètre.

Les matériaux extraits sont pesés à chaque anneau au moyen de balances positionnées à l'arrière des tunneliers. Dans le cas du lot 2, le poids net de matériau doit être compris entre 132 tonnes (densité de matériau égale à 2) et 146 tonnes (densité égale à 2,2) pour les anneaux de 1,40 ml, et entre 95 et 104 tonnes pour les anneaux de 1 ml. Si le poids extrait est supérieur à la valeur limite, c'est que soit il y a eu surexcavation de matériau, soit la quantité de matériau extraite de la chambre d'abattage est trop importante ce qui entraîne une diminution de la pression de confinement au front.

Le fontimètre est installé dans la chambre avant du sas à personnel, soit 2 m derrière la roue de coupe. Cet instrument consiste en une tige que le pilote du tunnelier fait sortir puis rentrer

à la fin de l'excavation de l'anneau, de manière à évaluer la pression hydraulique nécessaire pour que la tige atteigne sa longueur maximale de sortie (497 mm). La pression hydraulique maximale du vérin est de 32 bars. A chaque utilisation, le pilote note la valeur d'élongation de la tige et la pression hydraulique du vérin.

Cet instrument renseigne sur l'état du terrain en clé de voûte. En cas de surexcavation, le fontimètre donnera des valeurs importantes d'élongation associées à des valeurs faibles de pression hydraulique, signifiant la présence d'un vide ou d'un terrain décomprimé en clé du tunnel.

Les seuils de vigilance et d'alerte sont :

- seuil de vigilance : lorsque la valeur d'élongation du vérin dépasse 150 mm ; une nouvelle mesure doit alors être effectuée à nouveau après 0,70 m de creusement,
- seuil d'alerte : lorsque 3 mesures successives dépassent 350 mm.

En plus de ces 2 dispositifs, qui renseignent rapidement sur le bon déroulement des opérations, les mesures de topographie en surface sont un troisième indicateur des conséquences de l'excavation sur le massif de sol. En cas de tassements importants, des injections curatives dans le sol sont possibles afin de limiter les mouvements.

4. LES PARAMETRES DE FONCTIONNEMENT DES TUNNELIERS

Comme cela a été vu au chapitre 1, les tunneliers sont des machines puissantes et complexes, qui réalisent quasi-simultanément l'ensemble des actions nécessaires à la construction d'un tunnel. De ce fait, les constructeurs introduisent dans ces machines de plus en plus de technologies avancées, le tout étant généralement contrôlé par un automate en plus du contrôle humain.

Cet automate permet l'enregistrement automatique des valeurs d'un grand nombre de paramètres ; ces valeurs brutes doivent être traitées pour pouvoir être exploitées correctement.

4.1. Présentation générale des paramètres de fonctionnement des tunneliers utilisés pour la construction de la ligne B du métro de Toulouse

Sur les lots des tunneliers à pression de terre (lot 2 et lot 5), le nombre de paramètres de fonctionnement enregistrés en continu par le système est d'environ 150 pour le lot 2 et 80 pour le lot 5, auxquels s'ajoutent les paramètres calculés à partir de paramètres mesurés et contenus à la fin des fichiers de données. Pour le tunnelier à pression de boue (lot 4), ce nombre monte à plus de 300. Au contraire, pour le tunnelier à pression d'air (lot 3) seulement une dizaine de paramètres sont mesurés.

Les paramètres mesurés sont classés dans différentes catégories suivant leur champ d'action : avancement, front, poussée, guidage, articulation passive, roue de coupe, vis, surcoupe, mortier, mastic, mousse, eau, bentonite... Ils renseignent sur les quantités, les pressions, les élongations, les débits... ainsi que sur le mode de gestion, automatique ou manuel.

Les tunneliers utilisés pour l'excavation de la ligne B du métro de Toulouse ne sont pas tous fabriqués par le même constructeur, et par conséquent, les capteurs enregistrés par le système automatique ne sont pas tous positionnés aux mêmes endroits ; on ne mesure donc pas toujours la même chose sous un même nom de capteur.

4.2. Présentation des paramètres tunneliers retenus pour l'étude

Un des objectifs de notre étude est de mettre en corrélation les déplacements de la surface induits par le creusement des tunnels aux tunneliers, avec les paramètres de fonctionnement de ces tunneliers. Il est malheureusement impossible de travailler avec l'ensemble des paramètres mesurés par le système automatique. Compte tenu de l'étude bibliographique présentée aux chapitres 1 et 2, et de l'étude des sections spécifiques (présentée au chapitre 4), nous avons sélectionné les paramètres qui semblent influents sur les mouvements du massif de sol.

Le tableau ci-dessous résume les paramètres retenus pour notre étude pour chacun des lots (une case grisée signifie que ce paramètre n'existe pas pour ce type de tunnelier, une case vide correspond à un paramètre non fourni par le système).

Paramètre	Lot2 (pression de terre)	Lot3 (pression d'air)	Lot4 (pression de boue)	Lot5 (pression de terre)
AVANCEMENT				
Longueur forée (mm)	X		X	X
Vitesse d'avancement (mm/mn ou cm/mn)	X	X	X	X
Temps de foration (h)		X		
FRONT				
Pression de terre au front (bar)	X			X
Pression de boue au front (bar)			X	
Pression d'air au front (bar)		X		
Débit d'air (l/s)		X		
GUIDAGE				
CH théorique (mm)	X			X
CV théorique (mm)	X			X
deltaCH (mm)	X			X
deltaCV (mm)	X			X
Couple de guidage	X			X
Roulis		X	X	X
Tangage		X	X	X
ARTICULATION PASSIVE				
Pression de l'articulation passive (bar)	X		X	X
déportH	X			X
déportV	X			X
POUSSEE				
Pression de poussée des vérins (bar)	X		X	X
Poussée totale	X		X	X
centreH de poussée	X			X
centreV de poussée	X			X
INJECTIONS				
Pression de mortier (bar)	X		X	X
Nombre de coups de pompe	X	X	X	X
ROUE DE COUPE				
Pression de travail de la roue de coupe (bar)	X		X	X
Vitesse de rotation de la roue de coupe (tour par minute)	X		X	X
Sens de rotation				X
Couple de la roue de coupe (kNm)	X		X	X
Puissance de la roue de coupe (kW)	X			X
Pas (mm)	X			X

Paramètre	Lot2 (pression de terre)	Lot3 (pression d'air)	Lot4 (pression de boue)	Lot5 (pression de terre)
SURCOUPE				
Longueur de sortie des outils (mm)			X	X
Position de la surcoupe (°)	X		X	X
VIS				
Pression hydraulique de la vis (bar)	X			X
Vitesse de rotation de la vis (tour / mn)	X			X
Elongation de la trappe (mm)	X			X
Pression de terre AV (bar)	X			X
Pression de terre AR (bar)	X			X
Couple de la vis (kNm)	X			X
Puissance de la vis (kW)	X			X
Poids du terrain	X			X
MOUSSE				
Quantité de mousse injectée (m ³)	X			X
EAU				
Quantité d'eau injectée (l)	X			X

Les paramètres d'avancement

La vitesse d'avancement correspond à la vitesse instantanée de progression longitudinale du tunnelier.

Le temps de foration pour le lot 3 correspond au temps pendant lequel le tunnelier est en mode excavation.

Les paramètres au front

Suivant le type de confinement, on mesure la pression de terre, la pression de boue ou la pression d'air. Pour le lot 2 les pressions de terre sont mesurées sur 7 capteurs, pour le lot 5 sur 5 capteurs, plus une valeur de pression moyenne (voir les positions de ces capteurs sur la Figure 80), pour le lot 4 une seule mesure de pression de boue est donnée ainsi qu'une mesure de pression de la bulle d'air, enfin pour le lot 3 le système ne mesure la pression d'air que sur un capteur.

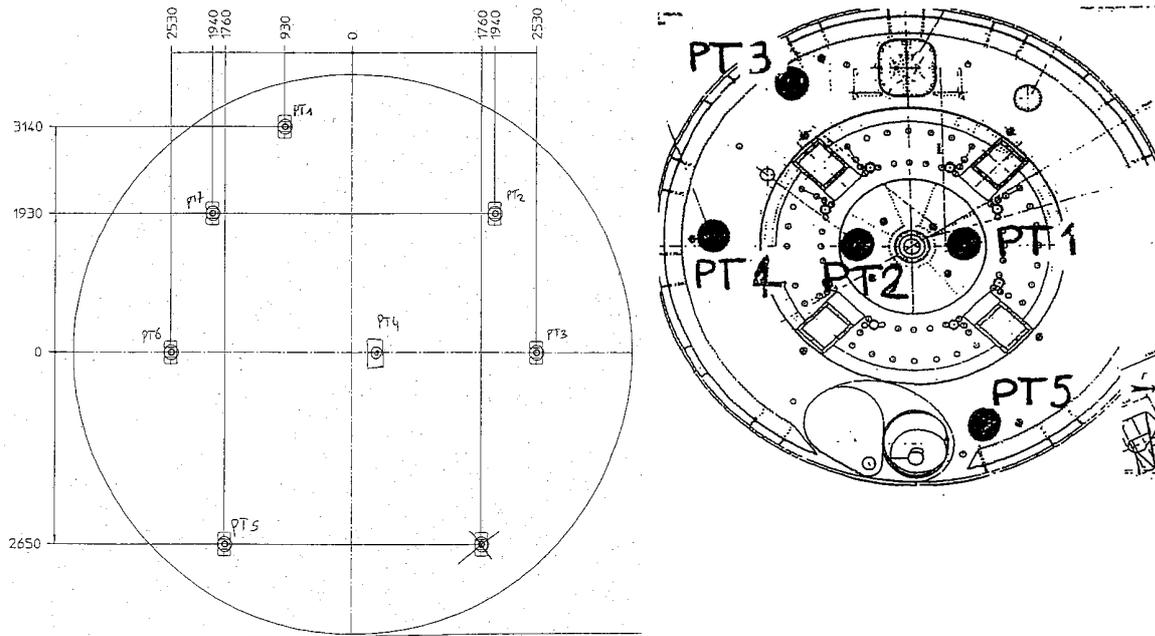


Figure 80 : Positions des capteurs de pression de terre pour les tunneliers du lot 2 et du lot 5 (lorsque l'on regarde la cloison)

Les paramètres de guidage

Les paramètres CH et CV correspondent à la différence d'élongation entre les vérins et indiquent la déviation horizontale et verticale d'un anneau par rapport au précédent (voir les explications sur ce paramètre au chapitre 1, paragraphe 1.3.6). Les systèmes nous fournissent les CH et CV théoriques calculés au début de la phase d'excavation à partir des mesures topographiques et que le pilote doit atteindre afin de suivre au plus proche le tracé du tunnel. Les systèmes fournissent aussi les paramètres deltaCH et deltaCV qui correspondent à l'écart entre les valeurs théoriques et les valeurs réellement atteintes. Toutes ces données s'expriment en mm.

Le couple de guidage est calculé à partir des pressions dans les vérins de poussée.

Les paramètres de l'articulation passive

La pression de l'articulation passive correspond à la pression dans les vérins de cette articulation. Les paramètres déportH et déportV sont calculés à partir des élongations de ces vérins. Ils sont calculés sur le même principe que les paramètres CH et CV ; ils renseignent sur le tracé du tunnel.

Les paramètres de poussée

Les pressions de poussée dans les vérins sont mesurées sur 5 capteurs pour les lots 2 et 4, et sur 6 capteurs pour le lot 5. La poussée totale des vérins et les centres de poussée (centre H et centre V) sont déterminés à partir des pressions de poussée.

Les paramètres d'injections

Sur le lot 2, les injections sont réalisées au travers des 4 lignes situées en voûte, les 2 lignes en radier étant réservées. Sur le lot 4 et le lot 5, les tunneliers possèdent 2 lignes d'injection en voûte et 2 lignes en radier, mais l'étude des fichiers montrent que seules les lignes supérieures sont utilisées. Le positionnement des lignes d'injection pour chacun de ces lots est donné sur la Figure 81.

Pour les lots 2 et 4, le nombre de coups de pompe est donné pour chaque ligne d'injection, alors que pour le lot 5, on a seulement un nombre total pour toutes les lignes. Le volume de mortier injecté est déduit du nombre de coups de pompe connaissant le volume théorique de chaque lance et en supposant que la lance est entièrement remplie à chaque fois.

Pour le lot 3, la seule indication concerne le volume injecté en nombre de bennes de mortier.

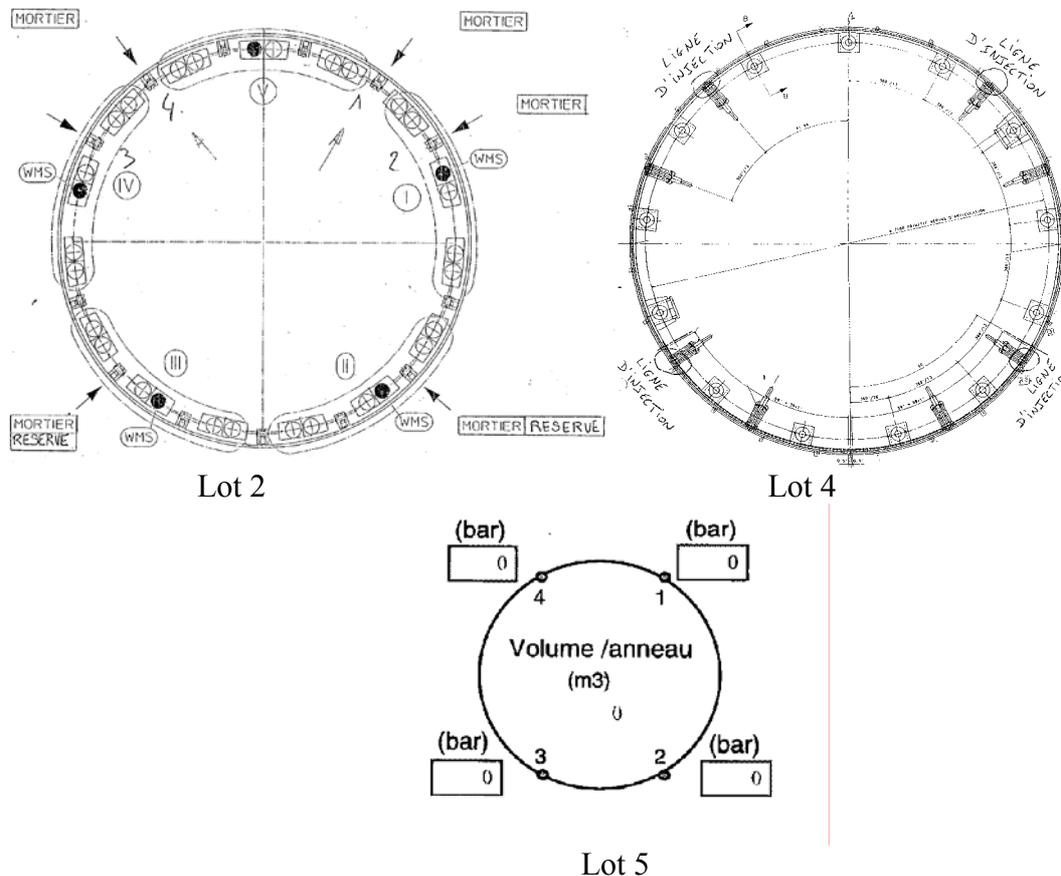


Figure 81 : Positions des points d'injection des lots 2, 4 et 5

Les paramètres de la Roue de Coupe

Le paramètre de pression de la roue de coupe est mesuré sur un seul capteur. Il correspond à la pression nécessaire pour faire tourner cette roue ; il permet le calcul du couple et de la puissance.

Les paramètres de la Vis

Les pressions de terre sont mesurées au début et à la fin de la Vis (Pression de terre AV et AR). L'élongation de la trappe permet de connaître la quantité de matériau extrait de la chambre d'abattage.

Le poids du terrain est mesuré pour les lots 2 et 5, mais ce paramètre est délicat à utiliser car il est difficile d'attribuer chaque mesure de poids à un anneau correspondant.

Les paramètres de conditionnement des terrains

Dans le cas des tunneliers à pression de terre, lorsque le matériau présent dans la chambre d'abattage est sec et difficile à malaxer, le pilote ajoute de la mousse et/ou de l'eau.

La quantité de mousse injectée est calculée à partir du débit de sol liquide et du débit d'air pour le lot 2 ; la valeur de ce paramètre est donnée automatiquement pour le lot 5. La quantité

d'eau injectée est mesurée sur les 6 lignes d'injection pour le lot 2 ; elle est donnée en termes de débit total pour le lot 5.

Les paramètres de la Surcoupe

Lorsque le tracé du tunnel est en courbe, afin de limiter le frottement du bouclier contre le terrain, une surcoupe est effectuée, c'est-à-dire que le rayon excavé est supérieur au rayon théorique. Cette surcoupe est réalisée au moyen d'outils placés en périphérie de la roue de coupe, dont la longueur de sortie et la position peuvent être contrôlées. Dans le cas du lot 2, la longueur de sortie n'est pas fournie dans les fichiers de données.

5. LES MESURES DE NIVELLEMENT

Des mesures de nivellement, destinées à suivre et à analyser le comportement des terrains et du tunnel ainsi que des immeubles et des réseaux environnants, sont réalisées par les entreprises de gros œuvre au cours des travaux d'excavation. Elles permettent de s'assurer que les méthodes de creusement n'entraînent pas de désordres importants.

Ces mesures consistent en un nivellement de haute précision de repères positionnés sur les chaussées et sur le bâti proche du tunnel (situé à moins de 2 fois la profondeur du tunnel par rapport à l'axe du tunnel).

Cette auscultation s'appuie sur 2 groupes de 4 repères implantés en zone stable. Chaque cheminement doit avoir un écart de fermeture inférieur à 1 mm pour être validé.

Théoriquement, des profils transversaux de 5 points sont positionnés tous les 30 mètres le long du tracé, et chaque façade de bâtiment donnant directement sur la ligne est équipée d'un point situé à proximité du sol. Ces dispositions théoriques sont modifiées suivant les contraintes réelles en surface.

La Figure 82 présente l'implantation des repères de nivellement sur une partie de l'interstation Carmes – François Verdier du lot 4. Mis à part le profil constitué de 5 repères (45170 à 45174) au PM 3483, le passage du tunnel sous les immeubles ne permet pas la mise en place d'autres profils, et par conséquent, seuls les repères sur bâtiment sont relevés. Du PM 3390 au PM 3430, il est même impossible de positionner des points, et cette partie ne peut donc pas être auscultée. Sur cette figure, on repère les points de référence 4134 à 4141.

La fréquence des mesures est variable ; on trouve généralement une mesure après l'installation du point, une mesure à l'approche du tunnelier, des mesures quotidiennes lors du passage du tunnelier au niveau des points, puis des mesures espacées à long terme.

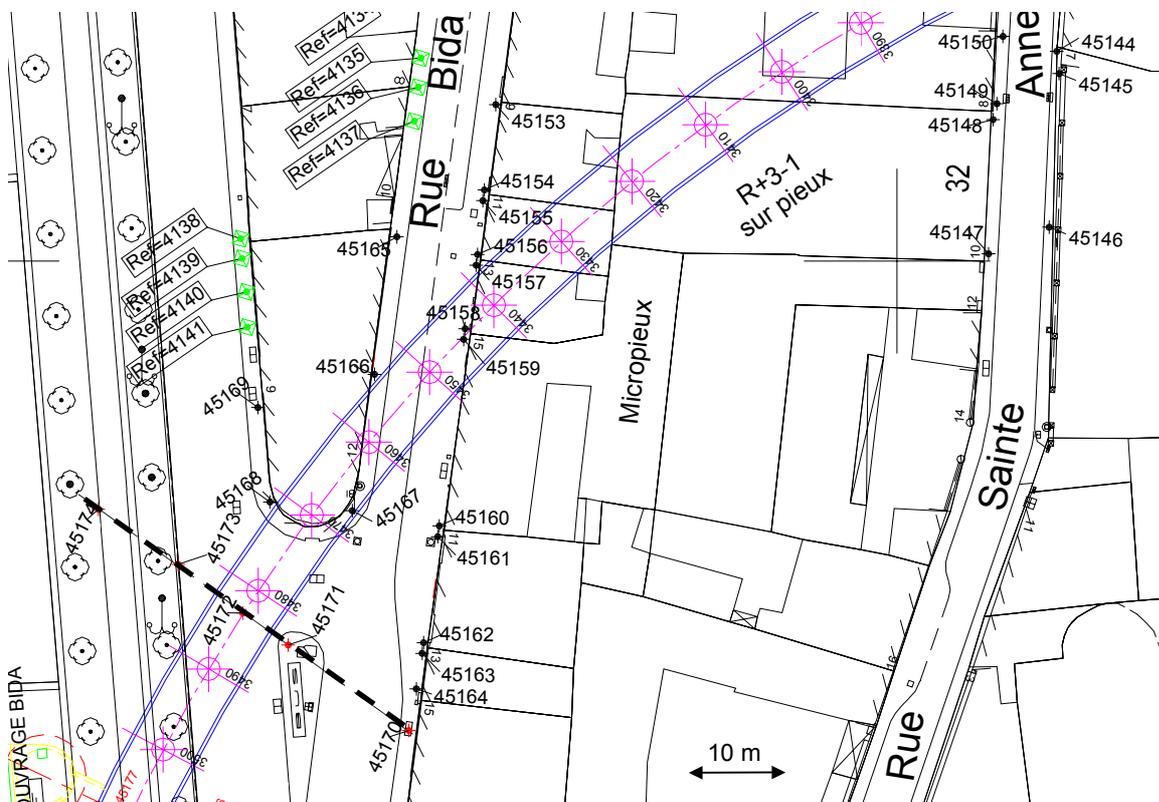


Figure 82 : Implantation des repères de nivellement entre le PM 3390 et le PM 3500 de l'interstation Carmes - François Verdier du lot 4

6. LES SECTIONS SPECIFIQUES DE MESURES

Afin de mieux appréhender les mouvements du massif de sol lors du creusement au tunnelier (lots 2 à 5), quelques sections de mesure ont été instrumentées le long du tracé.

Le but de ces sections est d'obtenir des données expérimentales sur les conséquences mécaniques et hydrauliques du creusement au tunnelier sur le massif de sol et les bâtiments voisins. Ces mesures pourront être utilisées comme référence pour faire évoluer et pour qualifier les méthodes de simulation numérique.

Les moyens mis en place permettent de mesurer les mouvements verticaux et horizontaux du massif de sol en surface et en profondeur ainsi que les mouvements verticaux des bâtiments proches. Ils permettent aussi l'évaluation des pressions interstitielles dans le sol et des contraintes dans le revêtement.

6.1. Implantation des sections

Douze sections ont été instrumentées le long du tracé du tunnel. Ces sections sont localisées sur la Figure 83.

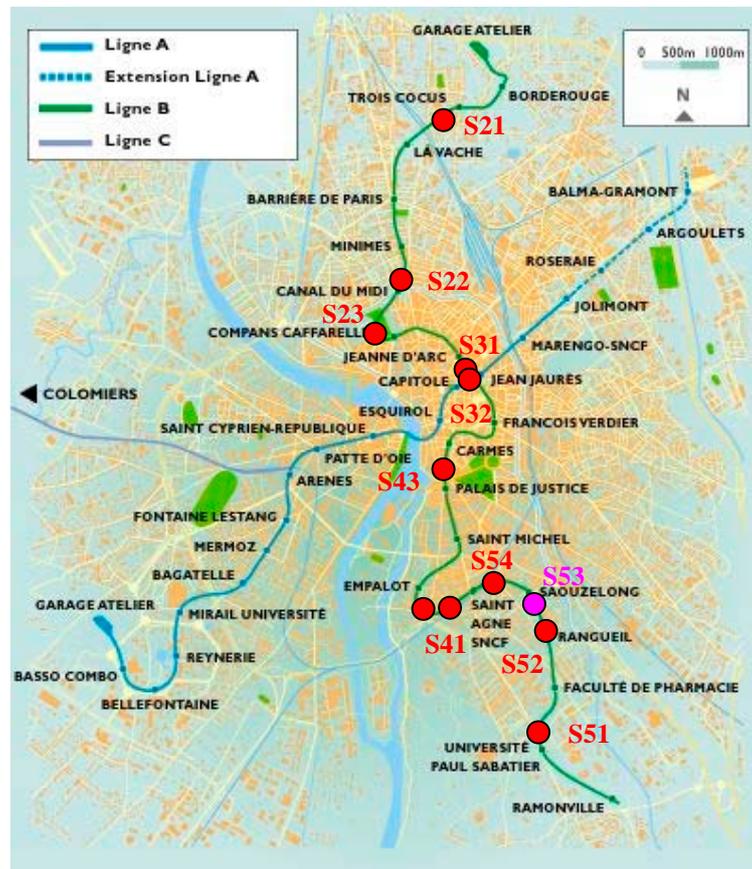


Figure 83 : Implantation des sections de mesure

Elles se répartissent comme suit :

- Lot 2 : S21 Arsonval / S22 Castéra / S23 Jardin Compans
- Lot 3 : S31 / S32
- Lot 4 : S41 Niel / S42 Empalot / S43 Salin
- Lot 5 : S51 UPS / S52 Bougainville / S54 Devic

La section de mesure S53 Avions est une section supplémentaire mise en place dans le cadre des travaux d'excavation du tunnel par une méthode traditionnelle.

Pour les sections S31 et S32, 3 tirs au total ont été réalisés (tunnel bitube + raccordement avec la ligne A). Chaque tir a fait l'objet d'une campagne de mesure.

6.2. Instrumentation des sections

La nature, le nombre et la position de ces instruments ont été décidé d'après les exemples et observations de la littérature. Ainsi, Mair (1993) préconise l'utilisation d'au moins trois extensomètres de façon à déduire la forme et la largeur de la cuvette de tassement en profondeur. L'AFTES, dans les recommandations relatives aux tassements induits par le creusement d'un tunnel (1995), estime que chaque section doit comprendre au minimum trois couples d'appareils (extensomètre + inclinomètre), un situé dans l'axe et les deux autres de part et d'autre du tunnel. Les auteurs préconisent en plus, pour une interprétation plus fiable des caractéristiques des cuvettes de tassement, de disposer de deux extensomètres de chaque côté.

Dans la mesure du possible, chaque section de mesure comporte :

- 5 extensomètres de forage multipoints
- 3 inclinomètres
- un suivi topographique de plusieurs points constituant un profil transversal
- des extensomètres en voussoirs

La figure ci-dessous présente un exemple d'instrumentation sur une de ces sections.

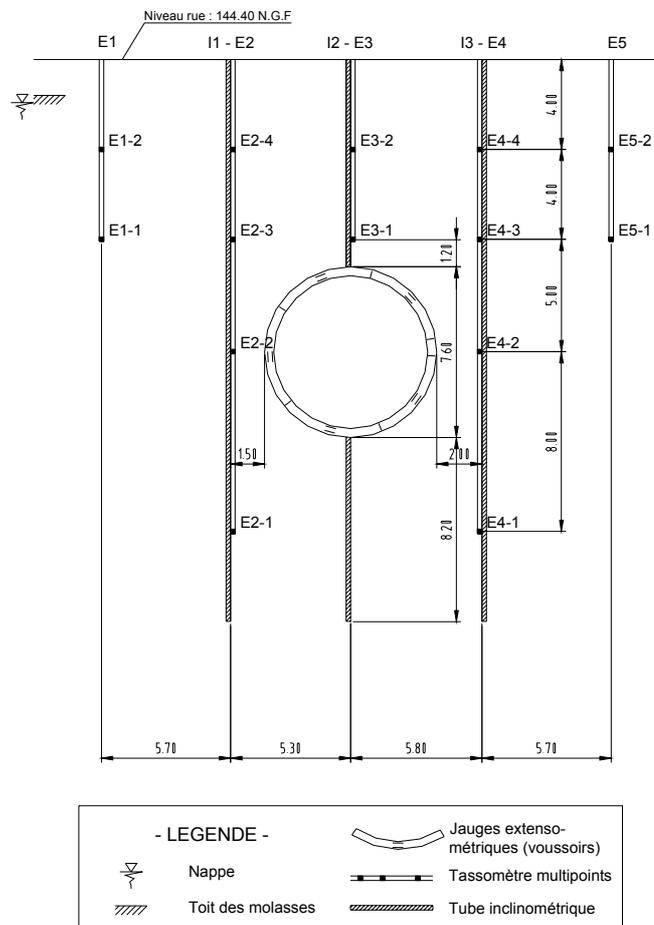


Figure 84 : Instrumentation typique d'une section de mesures (cas de la section S52 Bougainville)

En se basant sur les observations effectuées sur le terrain et disponibles dans la littérature, on estime l'angle d'ouverture β (paramètre lié à la largeur de la cuvette – voir chapitre 1, paragraphe 2.2.3) à environ 45°. Les ancrages E1-1 et E5-1 sont positionnés de manière à vérifier l'ouverture de cet angle.

En plus de cette instrumentation, les partenaires du projet ont parfois mis en place des mesures complémentaires. Le tableau ci-dessous résume l'ensemble de l'instrumentation mise en place sur chacune des sections et précise si le suivi a été réalisé par l'entreprise elle-même (E), ou par les partenaires du projet (P).

Tableau 15 : Récapitulatif de l'instrumentation sur sections spécifiques

Section	Extensomètre	Inclinomètre	Topographie	Pression interstitielle
S21 – Arsonval	E	E	E	
S22 – Castéra	E + P	E	E + P	
S23 – Compans	E + P	E	E + P	P
S31	E + P	E	E + P	
S32	E + P	E	E + P	
S41 – Niel	E + P	E	E	
S42 – Empalot	E + P	E	E	
S43 – Salins	E + P	E	E + P	
S51 – UPS	E + P	E	E	
S52 – Bougainville	E + P	E	E + P	
S53 – Avions	P	P	P	
S54 - Devic	E + P	E	E + P	

Section	Extension horizontale en surface	Extensomètres en voussoirs	Clinomètres de façades	Ouverture de fissures
S21 – Arsonval		E		
S22 – Castéra		E + P		
S23 – Compans	P	E + P		
S31				
S32			P	P
S41 – Niel				
S42 – Empalot				
S43 – Salins		E + P		
S51 – UPS				
S52 – Bougainville		E		
S53 – Avions	P		P	
S54 - Devic				

On trouvera plus en détail les explications du fonctionnement de tous ces instruments ainsi que l'appareillage utilisé dans le rapport final du projet METROTOUL (2005).

Chapitre 4

Campagnes de mesures sur sections

Sommaire Détaillé

1. ANALYSE DES RESULTATS DE MESURE.....	115
1.1. INCERTITUDES	115
1.1.1. Mesures de nivellement réalisées par les partenaires du projet.....	115
1.1.2. Mesures extensométriques.....	115
1.1.3. Mesures inclinométriques	116
1.2. PRESENTATION DES RESULTATS DE MESURES	117
2. MOUVEMENTS MESURES SUR LES SECTIONS EXCAVEES AUX TUNNELIERS A PRESSION DE TERRE.....	118
2.1. SECTION S22 CASTERA	118
2.1.1. Description de la section.....	118
2.1.2. Description de l'instrumentation	118
2.1.3. Nivellement de surface	120
2.1.4. Extensomètre en forage.....	122
2.1.5. Inclinomètres.....	127
2.1.6. Déformations dans le revêtement.....	129
2.1.7. Nivellement sur bâti	133
2.1.8. Bilan des déplacements dans le massif de sol.....	135
2.1.9. Paramètres tunnelier.....	137
2.1.10. Conclusion.....	138
2.2. SECTION S23 JARDIN COMPANS	139
2.2.1. Description de la section.....	139
2.2.2. Description de l'instrumentation	139
2.2.3. Nivellement de surface	141
2.2.4. Extensomètres de forage	142
2.2.5. Inclinomètres.....	143
2.2.6. Mesures de déformation horizontale.....	145
2.2.7. Pressions interstitielles	146
2.2.8. Bilan des déplacements dans le massif de sol.....	149
2.2.9. Paramètres tunnelier.....	150
2.2.10. Conclusion.....	152
2.3. SECTION S54 DEVIC.....	153
2.3.1. Description de la section.....	153
2.3.2. Description de l'instrumentation	153
2.3.3. Nivellement de surface	155
2.3.4. Extensomètres de forage	156
2.3.5. Inclinomètres.....	161
2.3.6. Nivellement sur bâti	163
2.3.7. Bilan des déplacements dans le massif de sol.....	165
2.3.8. Paramètres tunnelier.....	167
2.3.9. Conclusion.....	169
3. MOUVEMENTS MESURES SUR LA SECTION S43 EXCAVEE AU TUNNELIER A PRESSION DE BOUE	170

3.1.	DESCRIPTION DE LA SECTION.....	170
3.2.	DESCRIPTION DE L'INSTRUMENTATION	170
3.3.	NIVELLEMENT DE SURFACE	172
3.4.	EXTENSOMETRES DE FORAGE	173
3.5.	INCLINOMETRES	175
3.6.	DEFORMATIONS DANS LE REVETEMENT.....	176
3.7.	BILAN DES DEPLACEMENTS DANS LE MASSIF DE SOL	177
3.8.	PARAMETRES TUNNELIER.....	178
3.9.	CONCLUSION	179
4.	BILAN DES MOUVEMENTS DU MASSIF SUR LES QUATRE SECTIONS ETUDIEES.....	180
4.1.	SCHEMA DES MOUVEMENTS OBSERVES DURANT LE PASSAGE DU TUNNELIER.....	180
4.2.	BILAN PHASE PAR PHASE DES MOUVEMENTS	181
4.2.1.	<i>Les mouvements à l'avant du front</i>	<i>181</i>
4.2.2.	<i>Les mouvements lors du passage du bouclier</i>	<i>182</i>
4.2.3.	<i>Les mouvements lors de l'extraction de la jupe et des injections</i>	<i>183</i>
4.2.4.	<i>Les mouvements après le passage du tunnelier – phase de consolidation.....</i>	<i>184</i>
4.3.	RETRO-ANALYSE – MODELISATION NUMERIQUE.....	185
5.	CONCLUSIONS DU CHAPITRE 4.....	190

Les chapitres bibliographiques 1 et 2 ont montré qu'il existe dans la littérature de nombreux résultats de mesures expérimentales, réalisées au cours de travaux concernant différents chantiers d'excavation de tunnels au moyen de tunneliers à front pressurisé. Néanmoins, le plus fréquemment, ces mesures sont réalisées ponctuellement et ne permettent pas toujours la compréhension de l'ensemble des phénomènes induit par l'excavation.

Sur le chantier de la ligne B du métro de Toulouse, un effort particulier a été réalisé par le maître d'ouvrage, le maître d'œuvre, les entreprises de gros œuvre et les partenaires du projet de recherche METROTOUL, pour mettre en place un ensemble cohérent et le plus complet possible de mesures afin d'appréhender l'impact du creusement du tunnel sur le massif de sol, la surface et les bâtiments proche.

Ainsi, sur l'ensemble du linéaire du tunnel excavé au tunnelier, 13 sections spécifiques ont été mises en place ; les mesures concernent les mouvements verticaux et horizontaux en surface et en profondeur autour du tunnel, ainsi que les variations des pressions interstitielles dans le massif et les déformations dans le revêtement. La liste des sections et de l'instrumentation est détaillée dans le chapitre précédent. En parallèle, les paramètres de fonctionnement des tunneliers étaient suivis en continu.

Ce chapitre présente les résultats obtenus sur différentes sections choisies d'après les critères suivants :

- le positionnement de la section : ainsi, nous n'avons pas retenu les sections S21 Arsonval, S41 Niel, S42 Empalot et S51 UPS, jugées trop proche du démarrage du tunnelier, alors que les équipes n'étaient pas encore rodées ; ni la section S52 Bougainville, positionnée juste après la sortie de la station Bougainville.
- la validité des mesures : les mesures qui nous ont été communiquées pour les sections du lot 3, S31 et S32, n'ont pu être efficacement exploitées car les déplacements mesurés au moyen des extensomètres et de certains inclinomètres semblent faussés, du fait d'une probable mise en place défectueuse.

Ainsi, nous présentons les résultats des mesures réalisées sur les sections S22 et S23 du lot 2, S43 du lot 4 et S54 du lot 5, soit 3 sections situées dans des zones excavées au moyen de tunneliers à pression de terre (lots 2 et 5), et 1 section au tunnelier à pression de boue (lot 4). Les résultats de mesure sur l'ensemble des 13 sections sont disponibles dans le rapport final du projet METROTOUL (2005).

Après une analyse des incertitudes sur les mesures (paragraphe 1), les paragraphes 2 et 3 présentent instrument par instrument les principaux résultats des mesures obtenus lors du passage des tunneliers pour les 4 sections retenues.

Le paragraphe 4 présente un bilan des mouvements observés pour chaque phase de progression des tunneliers, et apporte quelques éléments de comparaison des différentes techniques d'excavation en terme d'impact sur le massif de sol. Cette comparaison est rendue possible par le fait que la géologie toulousaine, à la profondeur des tunnels, peut être considérée comme globalement homogène (pour plus de détails, on se reportera au paragraphe 2 du chapitre 3 concernant le contexte géologique, géotechnique et hydrogéologique de la zone de travaux).

Les éléments de rétro-analyse numérique présentés à la fin de ce chapitre viennent valider qualitativement certaines des observations précédentes.

Ces mesures constituent maintenant une base de données importantes pour la mise au point et la validation des nouvelles méthodes de simulation à venir.

1. ANALYSE DES RESULTATS DE MESURE

1.1. Incertitudes

La mise en place des dispositifs de mesure avant le passage du tunnelier permet d'évaluer les incertitudes sur les mesures.

1.1.1. Mesures de nivellement réalisées par les partenaires du projet

Lors de l'analyse des résultats des premières sections de mesure (S21 Arsonval et S41 Niel), la possibilité, pour les partenaires du projet, d'effectuer des mesures complémentaires aux mesures de nivellement réalisées par les entreprises est apparue comme une nécessité. En effet, la précision et la fréquence des mesures demandées par le Maître d'œuvre dans le CCTP ne pouvaient convenir pour un projet de recherche. Ainsi, dans la mesure du possible, il a été mis en place sur les sections suivantes, un relevé topographique de précision effectué par les partenaires du projet, ainsi qu'une automatisation de certaines mesures, comme les mesures extensométriques en forage et sur voussoirs.

Ce procédé présente de plus l'avantage d'utiliser un appareillage uniforme sur les sections de mesure des différents lots, de même pour l'essentiel de l'équipe effectuant les mesures.

Les campagnes de mesures ont donné des résultats avec une faible incertitude, même si les mouvements engendrés par le creusement des tunnels étaient d'une amplitude faible.

La Figure 85 présente les mesures topographiques réalisées sur les têtes d'extensomètres de la section S22 Castéra avant le passage du tunnelier au niveau de ces points de mesure. On repère qu'aucun mouvement réel n'est mesuré : les cuvettes traduisent uniquement l'incertitude de mesure sur les mouvements. Cette incertitude peut être évaluée à partir de l'écart type moyen sur les mesures ; celui-ci étant égal à 0,16, l'incertitude est d'environ 0,3 mm.

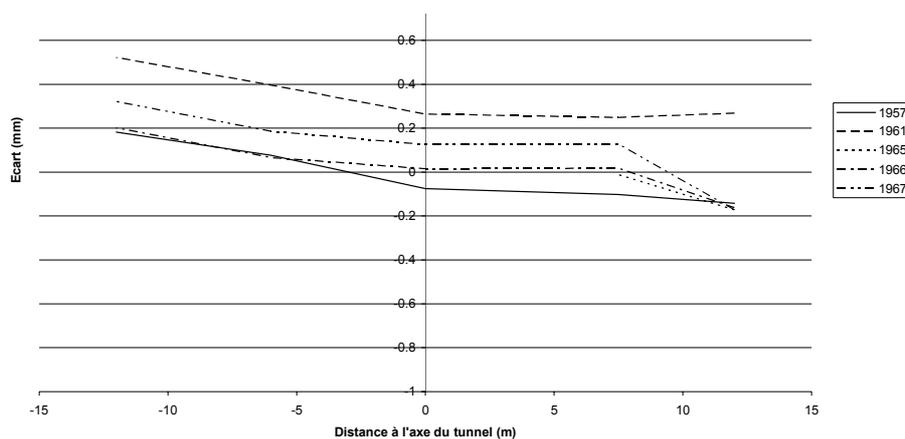


Figure 85 : Cuvettes du suivi altimétrique des têtes d'extensomètres avant le passage du tunnelier (front du tunnelier entre -20 m et -5,6 m de la section) – section S22 Castéra

1.1.2. Mesures extensométriques

Dans la majorité des cas, les têtes d'extensomètre en forage ont été équipées de manière à effectuer une acquisition automatique des mesures : on ajoute une tête électrique au niveau de la tête d'extensomètre, composée d'autant de potentiomètres linéaires que de tiges d'ancrage.

Cette automatisatisation des mesures permet un suivi en continu des mouvements, mais crée des problèmes électriques, comme la variation de la résistance avec la température, et des problèmes mécaniques, comme la liaison entre la tige et la tête.

La Figure 86 illustre les fluctuations naturelles dues à la température. On peut évaluer l'incertitude à environ 0,1 mm.

La Figure 86 montre aussi une dérive des mesures égale à environ 0,1 mm en 2 semaines. L'observation des mesures extensométriques étant réalisée sur 2 à 4 jours, l'influence de cette dérive est réduite.

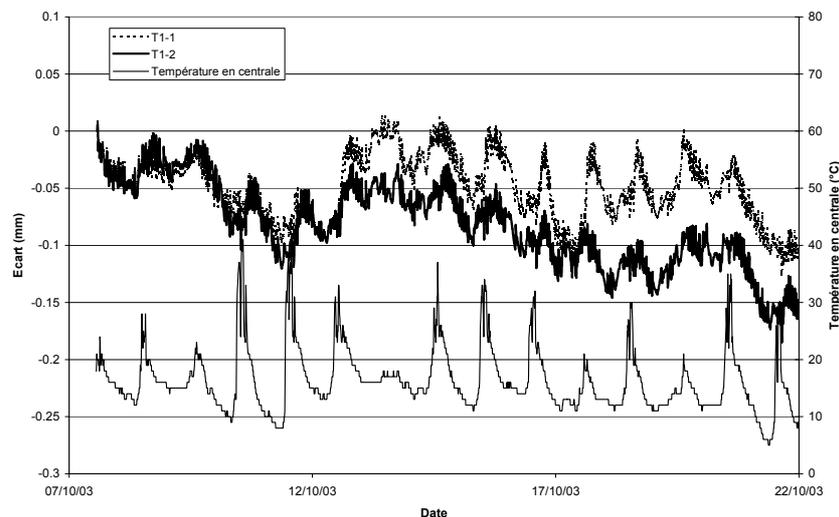


Figure 86 : Mesures sur un extensomètre en forage avant le passage du tunnelier (front du tunnelier entre 320 m et 190 m avant la section S22 Castéra)

1.1.3. Mesures inclinométriques

Les mesures inclinométriques des sections de mesures ont été réalisées par des entreprises sous-traitantes du groupement de chacun des lots (entreprise SEGG pour les lots 2, 4 et 5, et CEBTP pour le lot 3).

Conformément à la norme NFP 94-156 chaque mesure est doublée. Le deuxième passage s'effectue après une rotation de 180° de la sonde après le premier passage. Cette méthode permet de s'affranchir de l'éventuel décalage du zéro des deux capteurs (dû par exemple à la température) et limite donc les incertitudes sur la mesure. Compte tenu des procédures de mesure, on peut évaluer l'incertitude sur la mesure de déplacement horizontal à +/- 1 mm.

Lors de la mise en place du tube PVC dans le forage, le risque de vrillage est grand. En cas de vrillage, la mesure effectuée à partir de la rainure transversale peut comporter une composante du mouvement longitudinal, et inversement. Afin d'apporter une correction du vrillage lors du dépouillement des mesures, cet angle de décalage est mesuré au moyen d'une boussole.

Le principe de la mesure inclinométrique repose sur un déplacement en pied nul. La longueur du tube inclinométrique sous le radier a été prise égale à 1 diamètre, distance classiquement utilisée sur les chantiers. On a cherché à vérifier cette hypothèse de pied fixe. Les mesures de déplacements des têtes de tubes n'ayant pu être mises en place, on a vérifié directement l'hypothèse en réalisant des mesures sur un tube plus profond qu'à l'accoutumé. Cette étude a montré que, dans le cas de cette section de mesure, un déplacement horizontal inférieur à 1mm est mesuré 8 m sous le radier, déplacement inférieur à l'incertitude sur la mesure inclinométrique.

1.2. Présentation des résultats de mesures

Comme on l'a mis en évidence lors de la synthèse bibliographique (chapitre 1), on distingue 4 sources de mouvements lors du passage du tunnelier :

- les mouvements en avant et au droit du front d'excavation,
- les mouvements le long du bouclier,
- les mouvements à l'extraction de la jupe et pendant les injections,
- les mouvements dus à l'ovalisation du revêtement de l'ouvrage.

Les résultats de mesure sont présentés ci-après de manière à mettre en évidence les mouvements associés à chacune de ces phases.

Les mesures de nivellement de surface présentent l'évolution des altitudes des têtes d'extensomètres en forage en fonction de l'avancée du tunnelier. Le point de référence est situé à au moins 50 m de l'axe du tunnel. On fait l'hypothèse qu'à cette distance le point ne subit pas de variation d'altitude consécutive au passage du tunnelier.

Les extensomètres de forage permettent de mesurer les mouvements verticaux dans le massif de sol. Pour chaque extensomètre, la numérotation des ancrages se fait du plus au moins profond. Un écart positif correspond à un raccourcissement entre la tête et le point d'ancrage. La mesure extensométrique donne le déplacement relatif entre la tête d'extensomètre (située en surface) et les points d'ancrage, en fonction du temps. On calcule les déplacements absolus des ancrages soit en ajoutant aux déplacements relatifs la mesure de nivellement effectuée sur la tête de l'extensomètre, soit en supposant pour les extensomètres latéraux profonds l'ancrage le plus profond comme fixe.

Les mesures inclinométriques présentent les déplacements horizontaux mesurés dans le massif de sol. La mesure de référence a été réalisée lorsque le tunnelier était positionné 30 m avant la section de mesure. Dans la mesure du possible, ces résultats tiennent compte d'une correction de vrillage. Cette mesure ayant été réalisée après le passage du tunnelier, le tube central est obturé à une certaine profondeur, et la mesure sur l'ensemble de ce tube est impossible. On considère alors que le vrillage de ce tube est constant avec la profondeur, et égal à la mesure déterminée le plus profondément possible.

Les déformations dans le revêtement sont mesurées au moyen de jauges à cordes vibrantes placées à l'intrados et à l'extrados des voussoirs. Une déformation positive correspond à une extension.

Les jauges sont coulées dans les voussoirs au moment de leur fabrication. Après la mise en place du voussoir dans le tunnel et le branchement des jauges, les mesures peuvent être réalisées.

Les valeurs de certains paramètres de fonctionnement du tunnelier lors du creusement au niveau de chaque section de mesure sont aussi présentées. On regarde l'évolution des paramètres dans l'intervalle [-20 m ; +50 m], c'est-à-dire quand le front du tunnelier est situé entre 20 m en amont de la section, et jusqu'à 50 m en aval.

On donne les valeurs moyennes et les écarts types par anneau des valeurs mesurées par l'automate. Pour permettre une comparaison entre sections et entre interstations, les valeurs sont rendues adimensionnelles. Les données relatives aux injections sont recalées. Les détails relatifs au traitement des paramètres tunneliers sont donnés dans le chapitre 5.

2. MOUVEMENTS MESURES SUR LES SECTIONS EXCAVEES AUX TUNNELIERS A PRESSION DE TERRE

Parmi les 4 sections retenues, 3 sont situées dans des zones d'excavation au tunnelier à pression de terre ; ce sont les sections S22 et S23 du lot 2 et la section S54 du lot 5.

2.1. Section S22 Castéra

2.1.1. Description de la section

La deuxième section du lot 2 (section S22 Castéra) se situe au fond d'une impasse, dans le quartier des Minimes au nord de Toulouse (voir la localisation de la section sur les figures en Annexe 6). Son environnement est constitué des jardins et garages des propriétés longeant le Boulevard de l'Embouchure, proche du Canal du Midi.

Le sondage SC2920-1 a été réalisé au droit de la section (voir la Figure 87 ci-dessous et la coupe géologique en Annexe 6) ; il montre que :

- la molasse est essentiellement argileuse (horizons M1, M2 et M3, suivant la dénomination du projet, voir chapitre 3),
- une lentille peu épaisse de sable argileux M4 a été reconnue en clé de tunnel,
- le niveau de la nappe a été reconnu à 2 m sous le niveau du terrain naturel.

Néanmoins, on peut s'attendre à ce que la lentille sableuse soit plus épaisse que ce que montre le sondage SCB2920-1, à partir des observations des coupes géologiques des autres sondages proches de la section, SCB1127, SCB1126 et SC2885-1.

Le tunnel du lot 2 est réalisé au moyen d'un tunnelier à pression de terre. Sur ce tunnelier, les injections de mortier sont réalisées uniquement par l'intermédiaire de 4 lignes en partie haute. Cette section se situe sur la quatrième interstation, on peut donc supposer que l'expérience des équipes de pilotage est acquise.

Au droit de la section, l'axe du tunnel est à 16,50 m de profondeur. La couverture de terrain au-dessus du tunnel est de 12,70 m, dont 8,50 m de molasse.

2.1.2. Description de l'instrumentation

L'instrumentation mise en place sur cette section est constituée de (voir Figure 87) :

- 5 extensomètres de forage multipoints (notés E1 à E5 ou 24460.5 à 24464.5),
- 3 inclinomètres (I1 à I3),
- un nivellement des têtes d'extensomètre,
- des extensomètres à cordes vibrantes en voussoirs.

Un nivellement de quelques points sur bâti, légèrement éloignés de la section, a aussi été réalisé par les équipes de topographies de l'entreprise. Ces mesures sont moins fréquentes que les mesures effectuées par les partenaires du projet.

Du fait de la présence d'un mur, les extensomètres et les inclinomètres n'ont pu être positionnés à égale distance de part et d'autre de l'axe du tunnel.

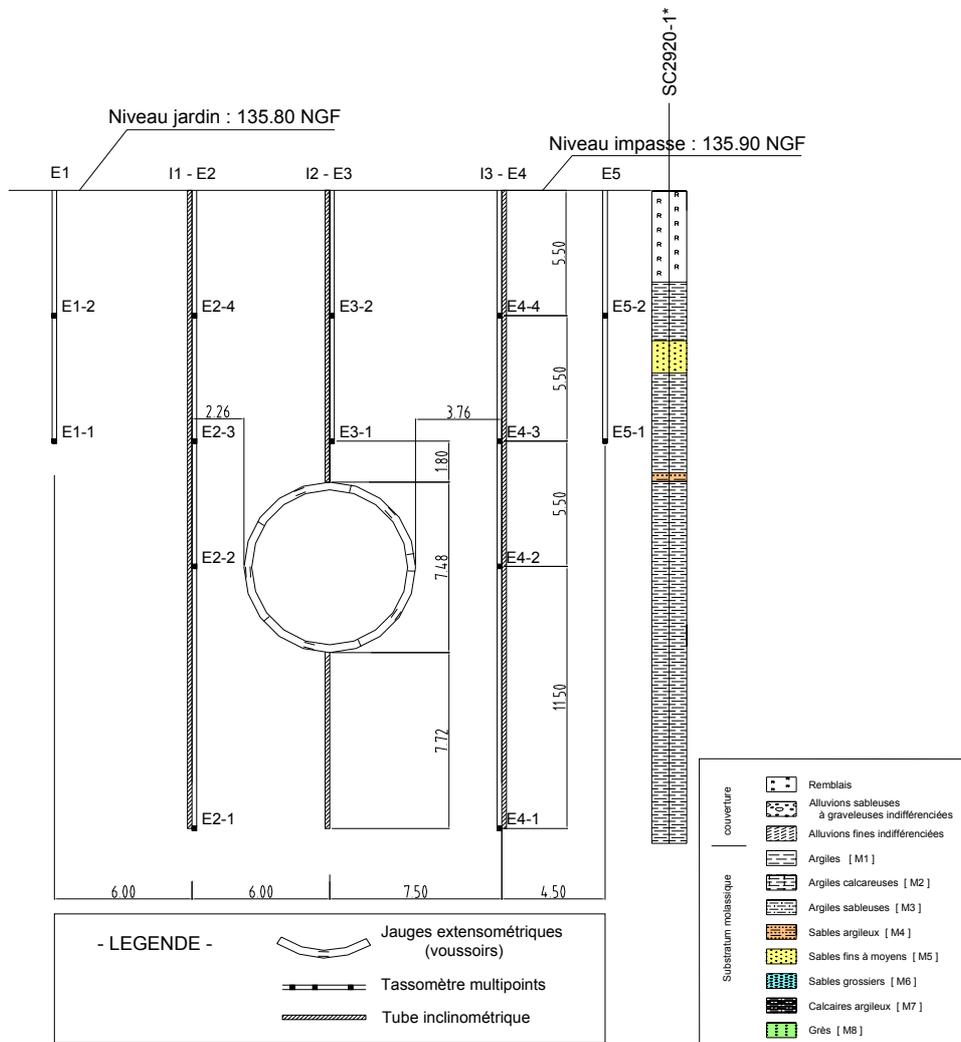


Figure 87 : Instrumentation de la section S22 Castéra et sondage carotté de référence

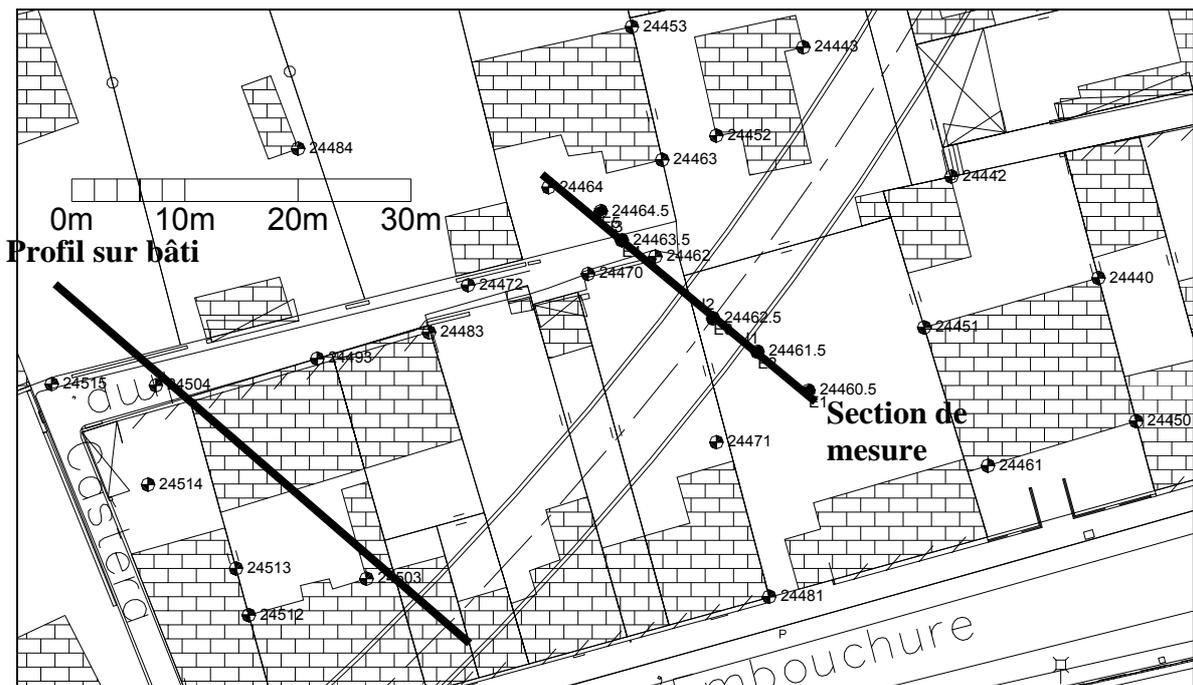


Figure 88 : Implantation des repères de nivellement, des extensomètres en forage (E) et des inclinomètres (I)

2.1.3. Nivellement de surface

La position des têtes d'extensomètre est indiquée sur la Figure 88. Le cheminement est le même à chaque campagne topographique ; dans ce cheminement, les repères 24460.5, 24461.5 et 24462.5 sont nivelés à partir de la même base, les repères 24463.5 et 24464.5 sont nivelés à partir d'une autre base.

La mesure de référence est établie alors que le tunnelier était situé environ 20 mètres avant la section de mesure (soit le 3 novembre 2003 à 9h).

Les mouvements mesurés en surface sont présentés sur la Figure 89 durant toute la période de mesure. La Figure 90 est un zoom de la figure précédente sur l'intervalle [-10 m ; +30 m].

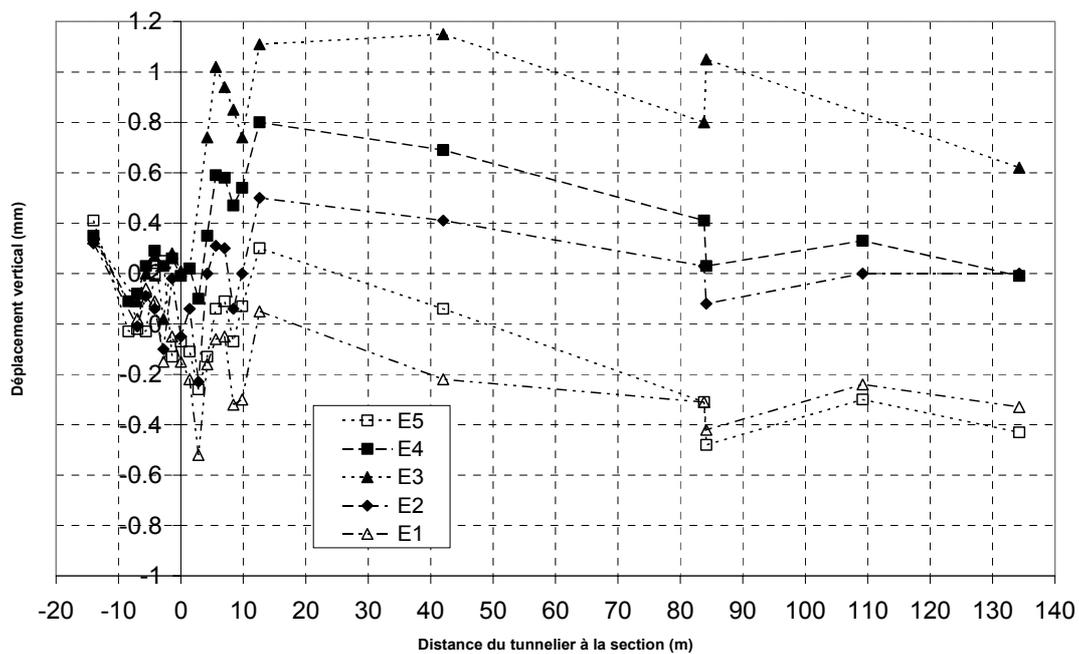


Figure 89 : Suivi altimétrique des têtes d'extensomètres en fonction de la distance au tunnelier

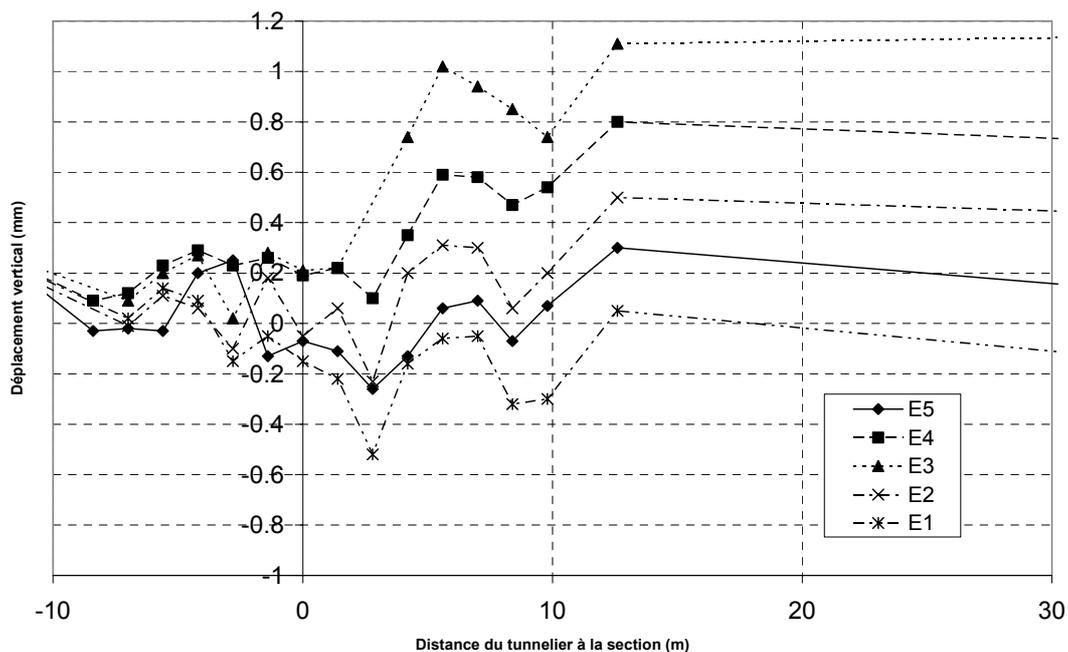


Figure 90 : Suivi altimétrique des têtes en fonction de la distance au tunnelier (entre -10 m et +30 m)

Avant le passage et juste après le passage du front, les mouvements sont inférieurs à l'incertitude de mesure.

Dès que le front du tunnelier est situé 4,2 m après la section, tous les points montrent un soulèvement, qui atteint son maximum lors de la mesure à + 5,6 m (ou la mesure à + 7 m pour E5 et E1, points plus éloignés du tunnel).

L'extraction de la jupe du tunnelier est accompagnée d'un tassement de l'ensemble des points de mesure. Ce tassement est donné sur 3 mesures successives pour E3 (de +5,6 m à +9,8 m), mais sur une seule mesure pour les autres points (celle à +8,4 m). Après cette phase de tassement, on mesure un soulèvement jusqu'à la mesure à + 12,6 m, que l'on peut attribuer à l'injection du vide annulaire.

A long terme, les points tassent et se stabilisent rapidement en seulement 2 jours (soit quand le front du tunnelier est situé environ 80 m après la section).

A partir de ces relevés, il est possible de définir les cuvettes transversales des mouvements. La Figure 91 présente ainsi l'évolution des déplacements sur une section transversale au tunnel pour différentes positions du front du tunnelier par rapport à la section de mesure.

La forme des déplacements obtenus dès le soulèvement à + 5,6 m a une allure de courbe de Gauss inversée par rapport à l'analyse empirique de Peck (1969). Pour le soulèvement maximal (mesure à + 12,6 m), cette courbe a pour caractéristiques $S_{max}=1,1$ mm (valeur de soulèvement mesurée à l'axe) et $i = 5$ m côté gauche et 8 m côté droit. Le « gain » de volume (en référence à la perte de volume habituellement calculée – voir chapitre 1, paragraphe 2.2.3) est égal à $2,5i \times S_{max}$, soit 0,03 à 0,047 % du volume excavé.

La dissymétrie des déplacements entre le côté droit et le côté gauche de l'axe du tunnel est assez prononcée.

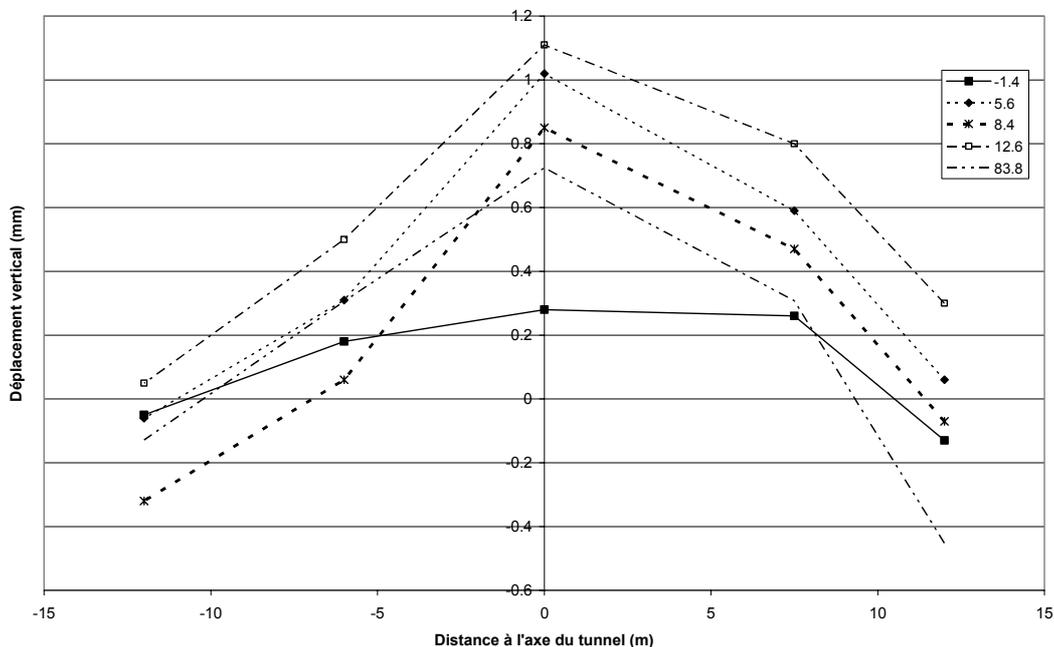


Figure 91 : Cuvette transversale des mouvements des têtes d'extensomètres pour différentes positions du tunnelier

2.1.4. Extensomètre en forage

La mesure de référence est prise à la même date que la mesure zéro de topographie, soit le 3 novembre à 9h, alors que le tunnelier était situé environ 20 m en amont de la section.

Déplacements relatifs

L'extensomètre E1 montre un mouvement faible (amplitude maximale 0,2 mm) de l'ancrage le plus profond E1-1, et un déplacement lent et continu de l'ancrage proche de la surface (E1-2), probablement dû à un problème de scellement. L'extensomètre E5 montre un mouvement nul des ancrages E5-1 et E5-2. Les mouvements relatifs de ces ancrages sont présentés en Annexe 6.

Les déplacements relatifs des ancrages des extensomètres E2, E3 et E4 sont présentés sur les figures ci-dessous.

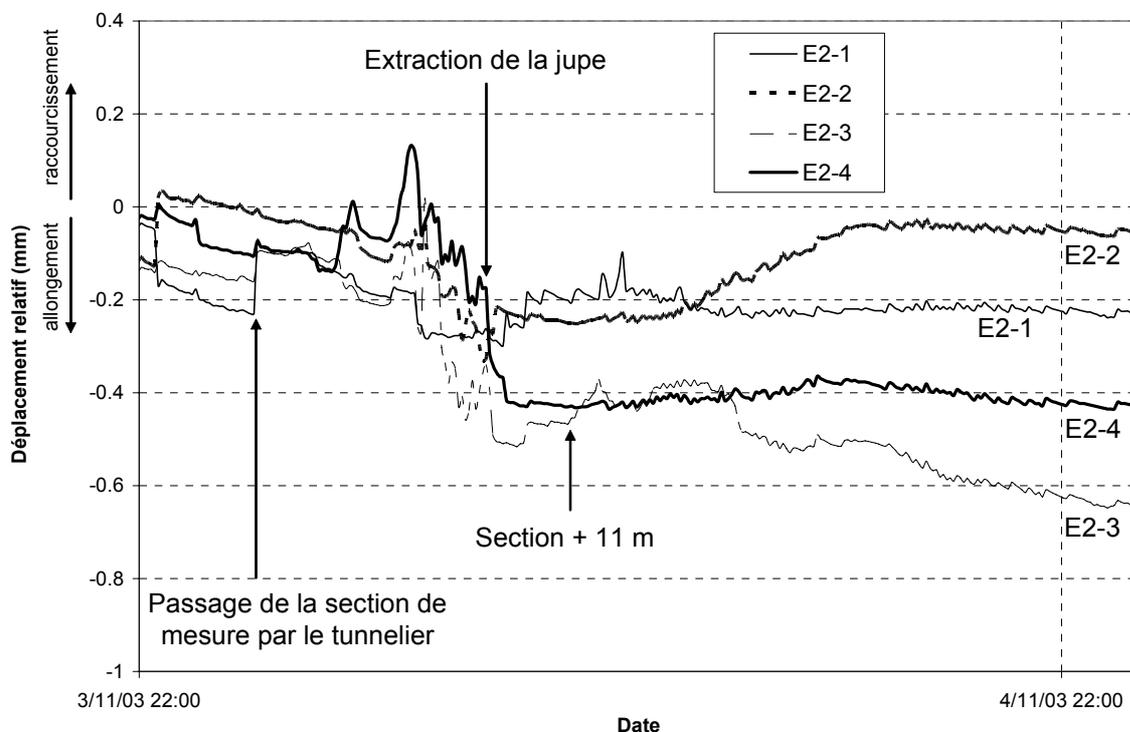


Figure 92 : Evolution des déplacements relatifs des ancrages de E2 au cours du passage du tunnelier

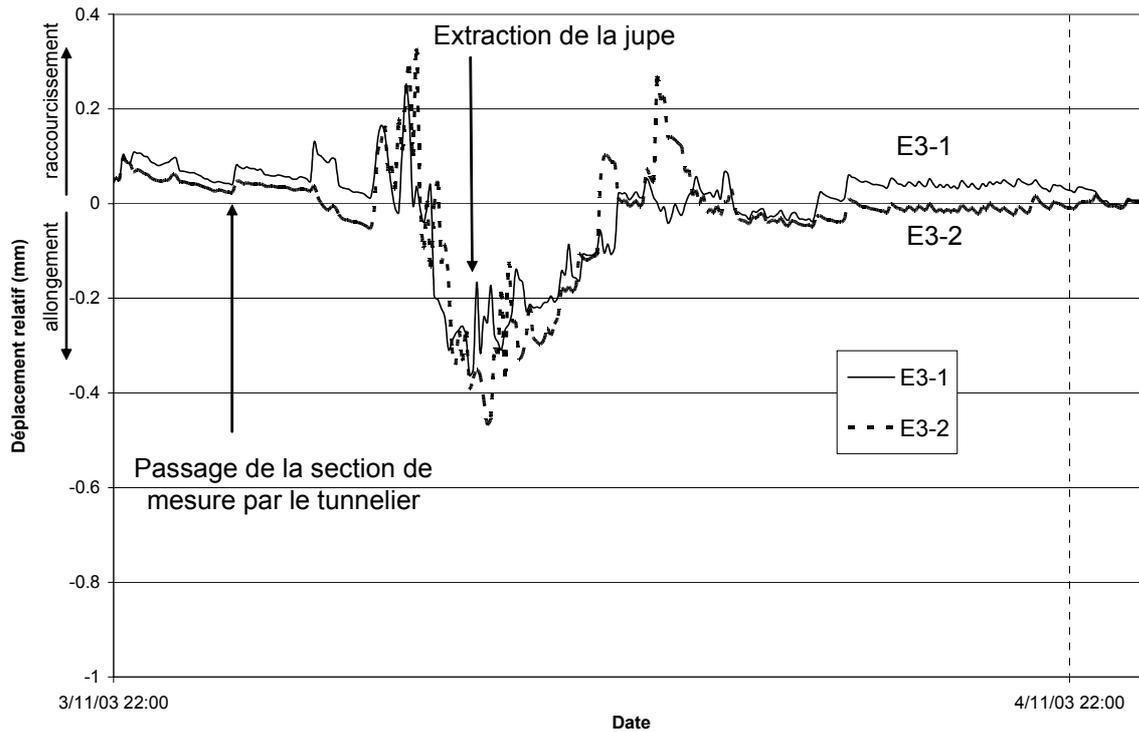


Figure 93 : Evolution des déplacements relatifs des ancrages de E3 au cours du passage du tunnelier

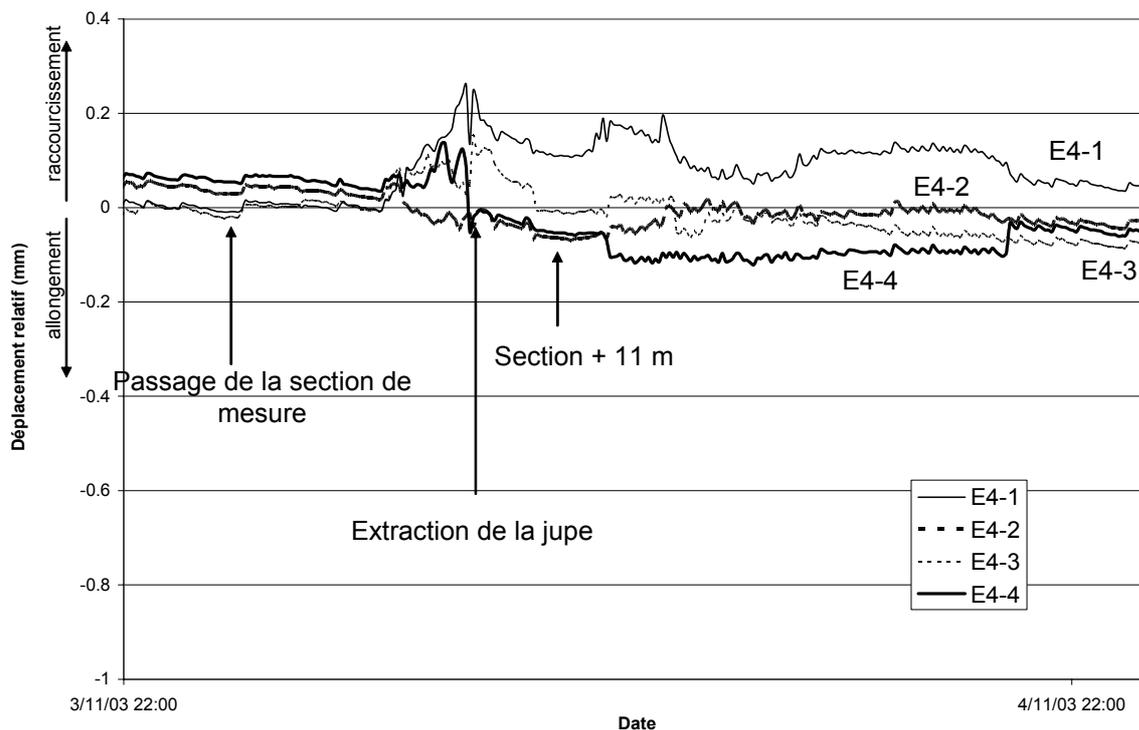


Figure 94 : Evolution des déplacements relatifs des ancrages de E4 au cours du passage du tunnelier

On repère des comportements similaires sur ces 3 extensomètres, avec des amplitudes de mouvements différentes.

Juste au moment du passage du front, tous les ancrages montrent un raccourcissement brusque, d'amplitude maximale 0,15 mm pour l'ancrage E2-1.

Pendant le passage du bouclier sous la section de mesure, peu de temps avant l'extraction de la jupe, on mesure un raccourcissement de la distance entre les ancrages et les têtes

d'extensomètre, raccourcissement qui débute quand le front du tunnelier est +4 / +5 m après la section et qui est d'autant plus fort que l'ancrage est proche de la surface. Ces déplacements signifient qu'une zone en compression se développe entre la surface et le 1^{er} ancrage, et que sous cet ancrage, le massif est en extension (les points de mesure se soulèvent moins). Ces déplacements relatifs et les zones de compression et d'extension correspondantes sont représentés sur la Figure 95 ci-dessous. Seul l'ancrage E4-1 déroge à cette règle, et montre une zone en compression du côté droit sous le tunnel.

Avant même l'extraction de la jupe, on mesure un allongement des ancrages, proportionnel au raccourcissement précédent, et d'amplitude légèrement supérieure. Les zones d'extension et de compression reconnues au cours de cette phase sont présentées sur la Figure 96.

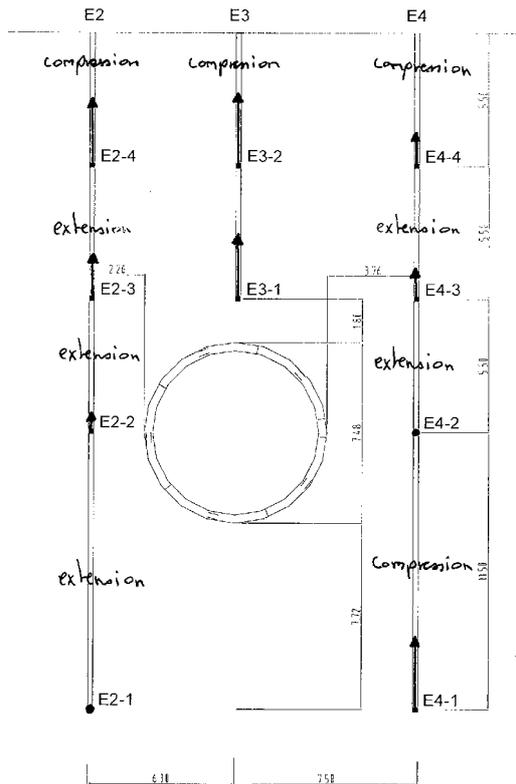


Figure 95 : Déplacements relatifs des ancrages mesurés pendant le passage du bouclier

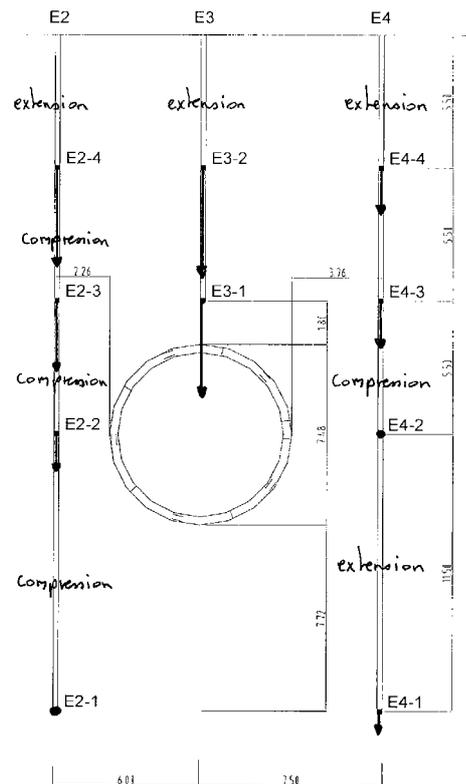


Figure 96 : Déplacements relatifs des ancrages mesurés pendant l'extraction de la jupe

Par la suite, les mouvements les plus importants sont mesurés sur l'extensomètre central E3. Ces 2 ancrages montrent un raccourcissement qui les ramène à leur position d'origine.

A plus long terme, les ancrages E2-2 et E4-2 montrent un mouvement de raccourcissement qui débute quand le front est situé environ 11 m après la section, ce qui indique que la zone latérale à la partie supérieure du tunnel subit à nouveau une compression, qui peut être attribuée aux injections de mortier, principalement effectuées dans la partie supérieure de la voûte.

Déplacements absolus

Les déplacements absolus des ancrages peuvent être déterminés :

- soit en tenant compte des mesures de nivellement de la tête d’extensomètre, mesure à laquelle on ajoute le mouvement relatif de l’ancrage,
- soit, pour les extensomètres profonds, en faisant l’hypothèse que l’ancrage le plus profond est fixe (car situé à plus de 1 diamètre sous le niveau du radier du tunnel).

Compte tenu des mesures de nivellement des têtes d’extensomètres et des mouvements relatifs des ancrages profonds E2-1 et E4-1, le calcul des déplacements absolus supposant ces ancrages fixes donne des déplacements de surface largement inférieurs aux mouvements mesurés par nivellement ; c’est pourquoi le calcul le plus proche de la réalité semble être celui basé sur les mesures topographiques.

Les figures ci-dessous présentent donc les déplacements absolus des ancrages des extensomètres E2, E3 et E4, calculés en tenant compte des mesures de nivellement. Pour rendre le graphique plus lisible, on utilise non pas directement les mesures de topographie, mais une allure lissée du mouvement de la surface.

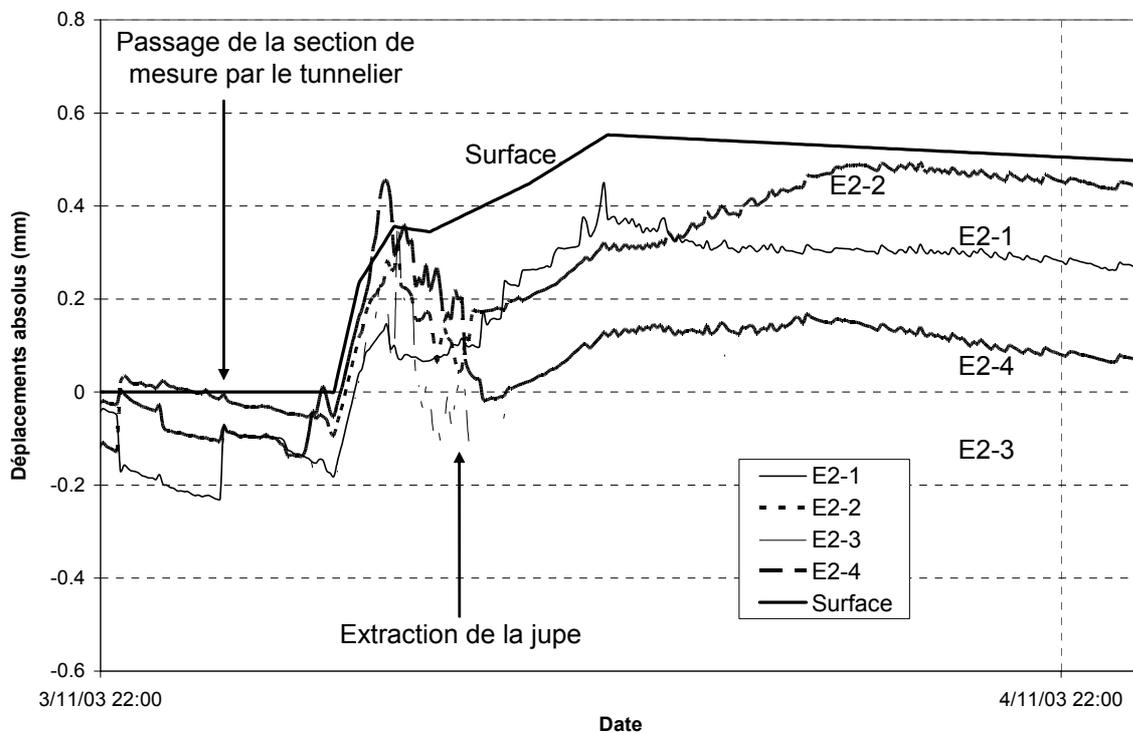


Figure 97 : Déplacements absolus des ancrages et de la tête de l’extensomètre E2

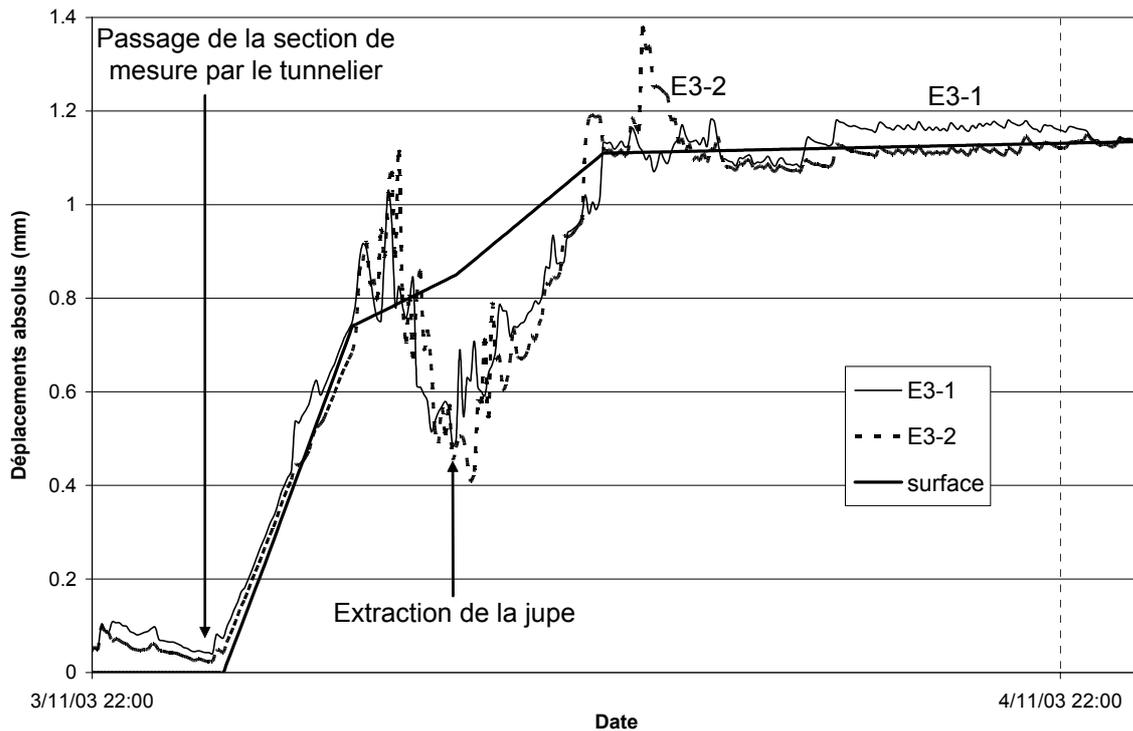


Figure 98 : Déplacements absolus des ancrages et de la tête de l'extensomètre E3

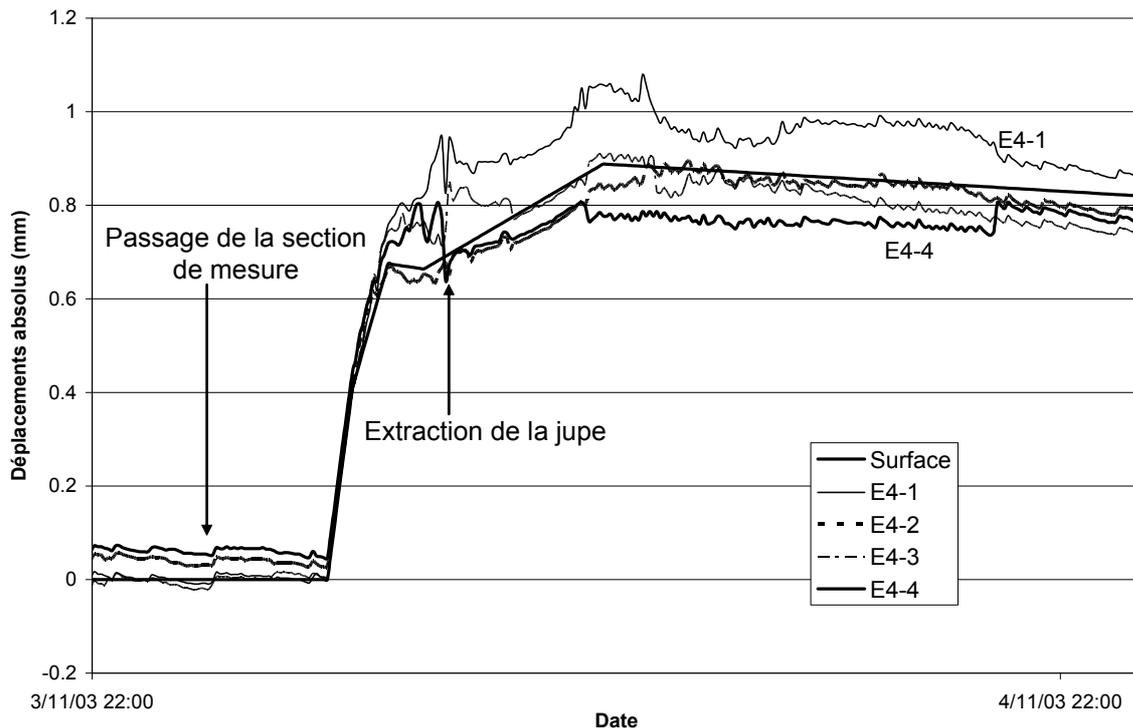


Figure 99 : Déplacements absolus des ancrages et de la tête de l'extensomètre E4

Au niveau de l'extensomètre E4, les déplacements absolus de chaque ancrage et de la surface sont d'amplitude similaire, ce qui montre un mouvement en bloc du terrain du côté droit du tunnel ; au contraire, les ancrages de E2 montrent que, au final, le terrain depuis la surface jusqu'à la profondeur de 11 m (ancrage E2-3) est décomprimé, et que le terrain entre 11 et 16,5 m de profondeur (ancrage E2-2), soit dans la partie supérieure du tunnel, est comprimé.

Ce calcul, basé sur les mesures de nivellement de surface, montre un soulèvement des ancrages profonds E2-1 et E4-1 de, respectivement, 0,3 et 0,8 mm. Ces points profonds ne sont donc pas fixes, contrairement à ce que l'on attendrait ; on en déduit donc que la zone d'influence des travaux s'étend à plus de 1 diamètre sous le radier.

2.1.5. Inclinomètres

Les résultats présentés tiennent compte d'une correction du vrillage. On a supposé que le vrillage du tube I2 est constant avec la profondeur, et égal à la valeur déterminée à 0,5 m de profondeur.

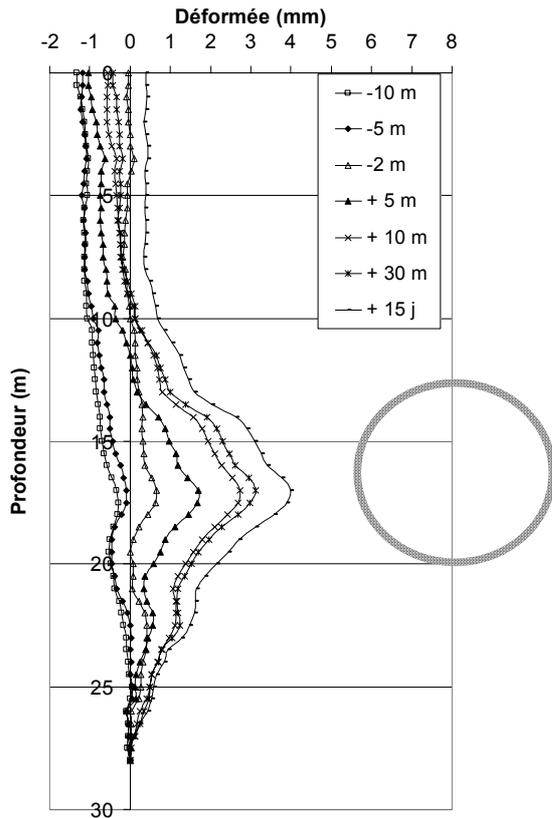


Figure 100 : Déplacements horizontaux transversaux pour le tube II

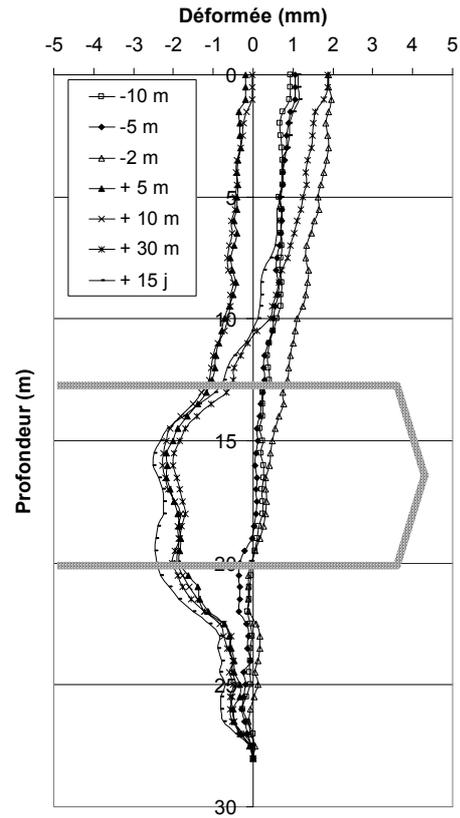


Figure 101 : Déplacements horizontaux longitudinaux pour le tube II

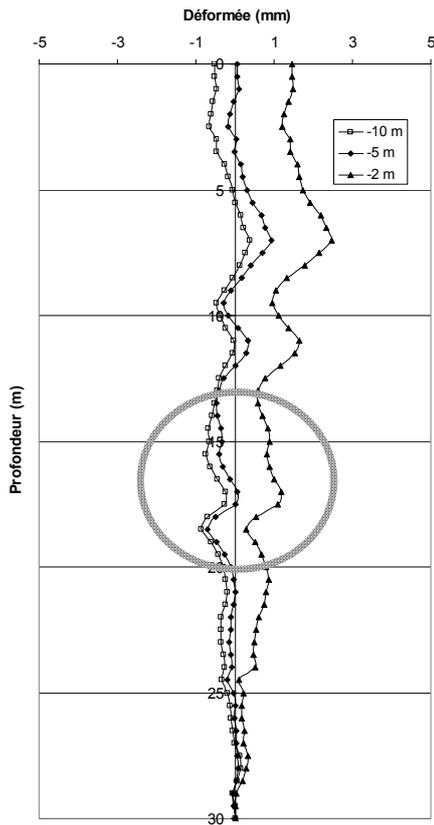


Figure 102 : Déplacements horizontaux transversaux pour le tube I2

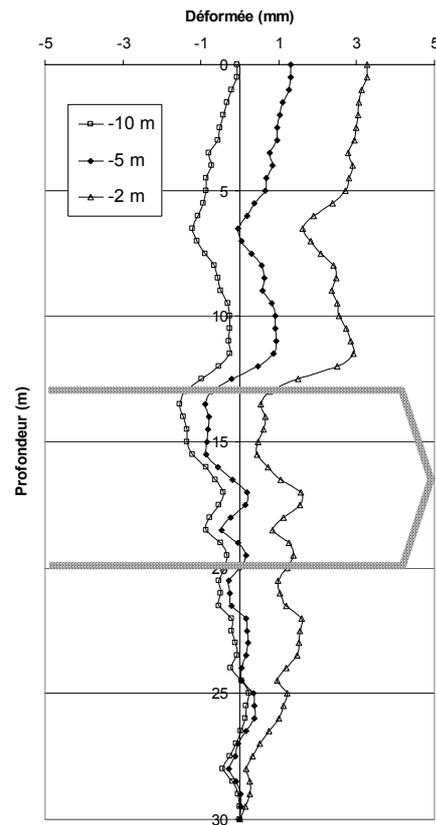


Figure 103 : Déplacements horizontaux longitudinaux pour le tube I2

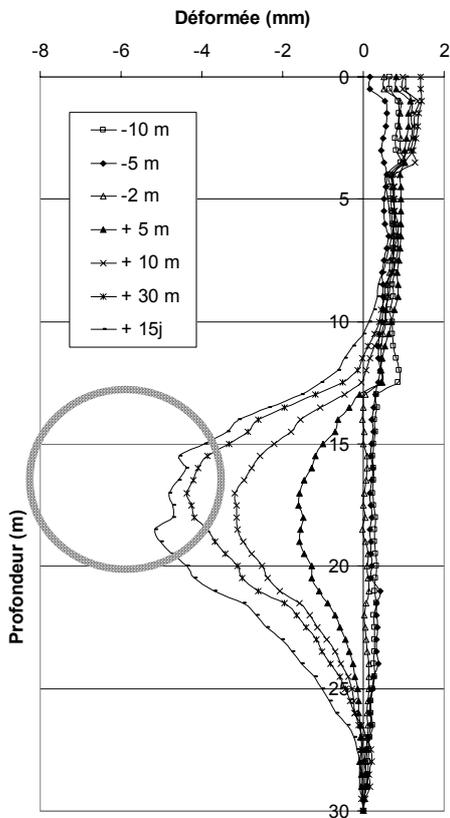


Figure 104 : Déplacements horizontaux transversaux pour le tube I3

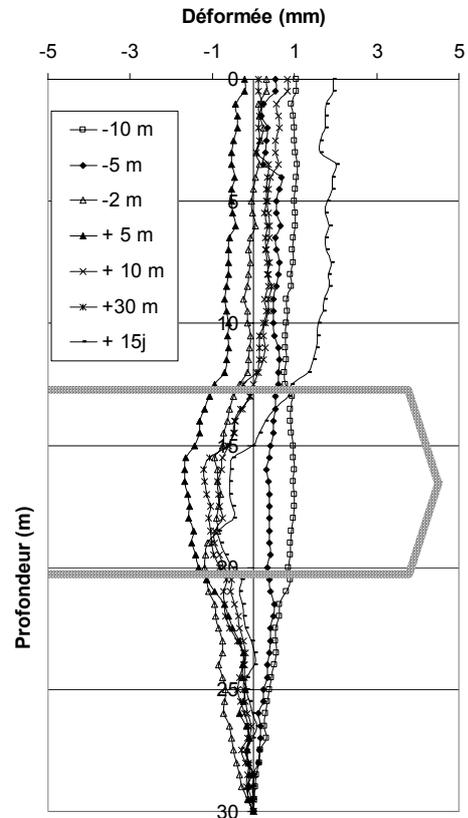


Figure 105 : Déplacements horizontaux longitudinaux pour le tube I3

Les mouvements transversaux latéraux sont convergents (Figure 100 et Figure 104) et s’initient dès le passage du front au niveau des inclinomètres. Ils s’amplifient rapidement jusqu’à la stabilisation vers + 15 jours. L’effet des injections n’est pas détectable sur ces mesures ponctuelles.

Les déplacements à + 15 jours mesurés sur les inclinomètres sont présentés sur le graphique ci-dessous. Les déplacements horizontaux transversaux sont maximaux dans la partie inférieure du tunnel. La dissymétrie des mouvements longitudinaux s’explique par le tracé en courbe du tunnel.

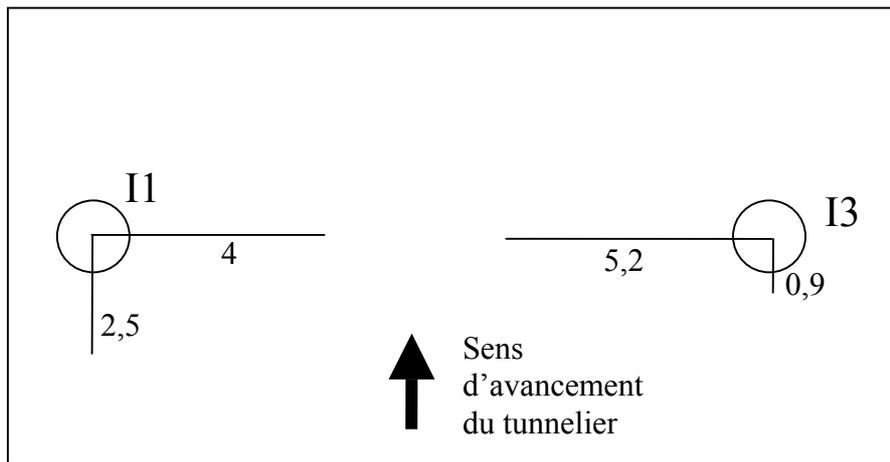


Figure 106 : Déplacements horizontaux maximaux à +15 jours

2.1.6. Déformations dans le revêtement

Sur cette section de mesure, les paires de jauges sont au nombre de 5 et sont disposées comme indiqué sur la Figure 107 ci-dessous.

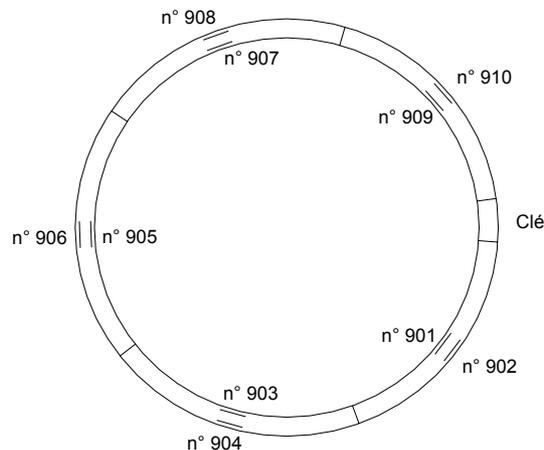


Figure 107 : Implantation des jauges dans le revêtement – section S22 Castéra

La référence des mesures est prise avant que les voussoirs ne soient transportés dans le puits d’accès, et donc avant qu’aucune charge ne soit appliquée. Une acquisition automatique a pu être mise en place dans le tunnel. Le pas de temps des mesures a été réglé à 10 minutes.

La Figure 108 présente l’évolution des déformations mesurées au niveau des jauges. Cette évolution est similaire sur les différentes jauges.

Juste après la mise en place des voussoirs et le branchement des jauges sur la centrale d’acquisition, on enregistre pendant un peu plus de 24 heures une augmentation des

déformations correspondant à une extension. Cette déformation est le résultat de différents facteurs (température du béton et des jauges, charge appliquée par les vérins de poussée), difficilement quantifiables.

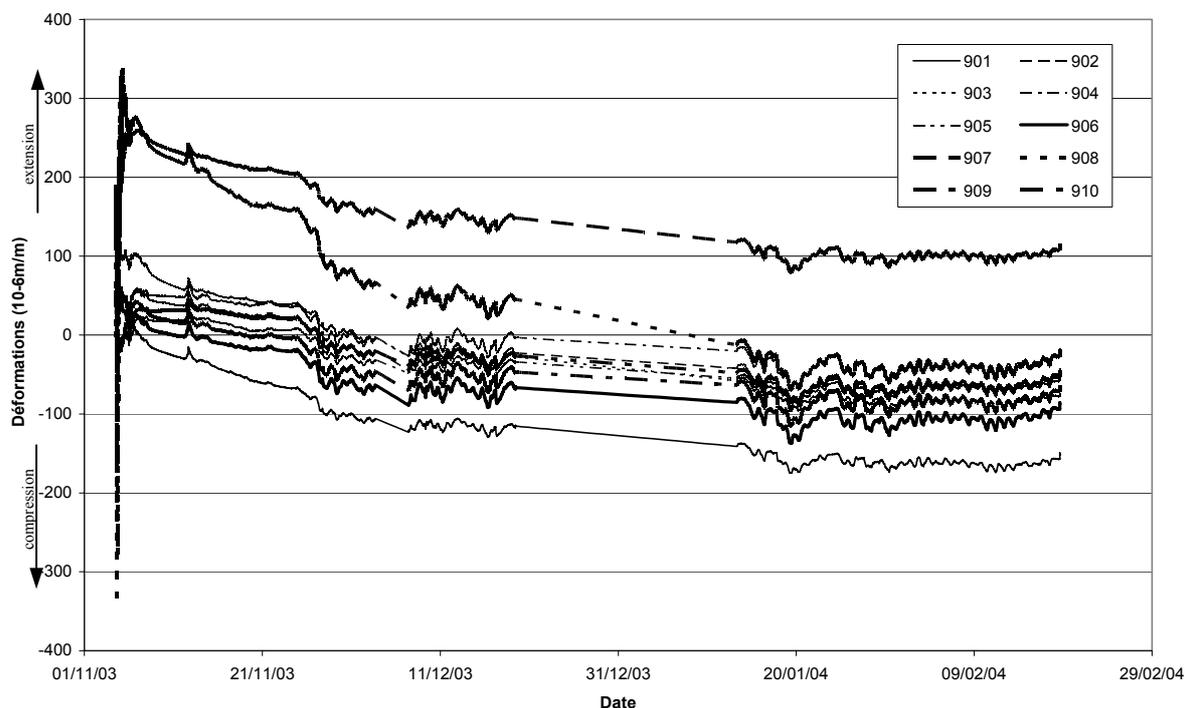


Figure 108 : Evolution des déformations mesurées des jauges

La Figure 109 est un zoom de la figure précédente sur le début de l'enregistrement. On remarque que les jauges enregistrent tout d'abord une diminution (compression) suivie d'une augmentation des déformations. Cette variation est largement plus marquée sur les jauges 907 et 908, positionnées en clé. De plus on remarque que les mesures ont un mouvement sinusoïdal.

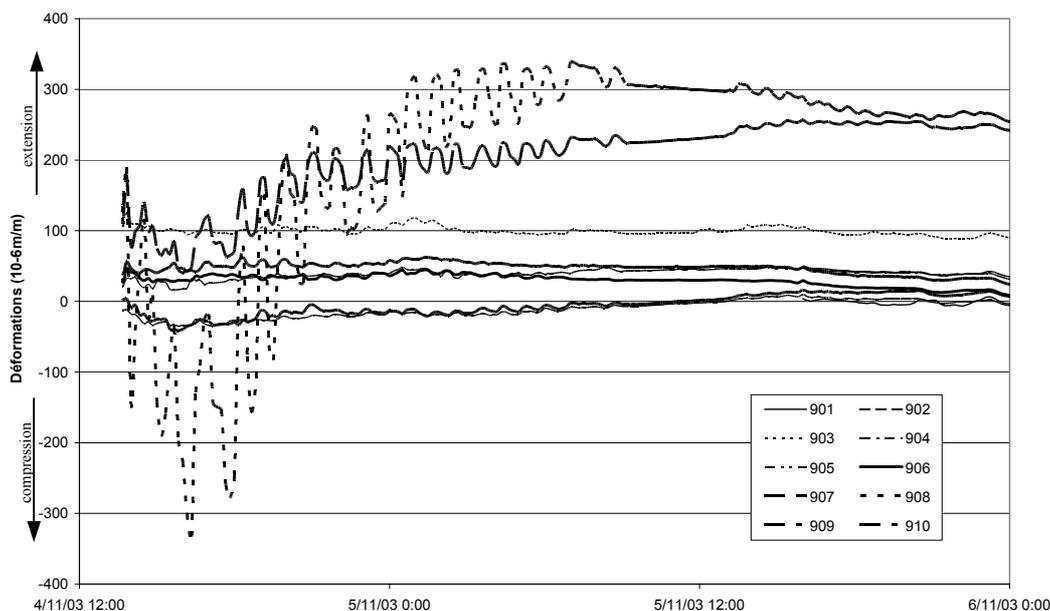


Figure 109 : Evolution des déformations mesurées des jauges - zoom sur les premiers jours

La Figure 110 met en parallèle les variations mesurées sur les jauges et les phases d'excavations (marquées par un rectangle sur le bas du graphique) pour quelques anneaux du début de l'enregistrement (les informations de déformations et d'excavation ne proviennent pas de la même source, ce qui explique les décalages de temps que l'on peut observer). On remarque que chaque phase d'excavation est accompagnée par une augmentation des déformations, c'est-à-dire une extension du voussoir, les phases de pose du revêtement étant en corrélation avec des diminutions. Ainsi, on mesure logiquement une extension du voussoir lors de la poussée longitudinale des vérins pour l'avancée du bouclier.

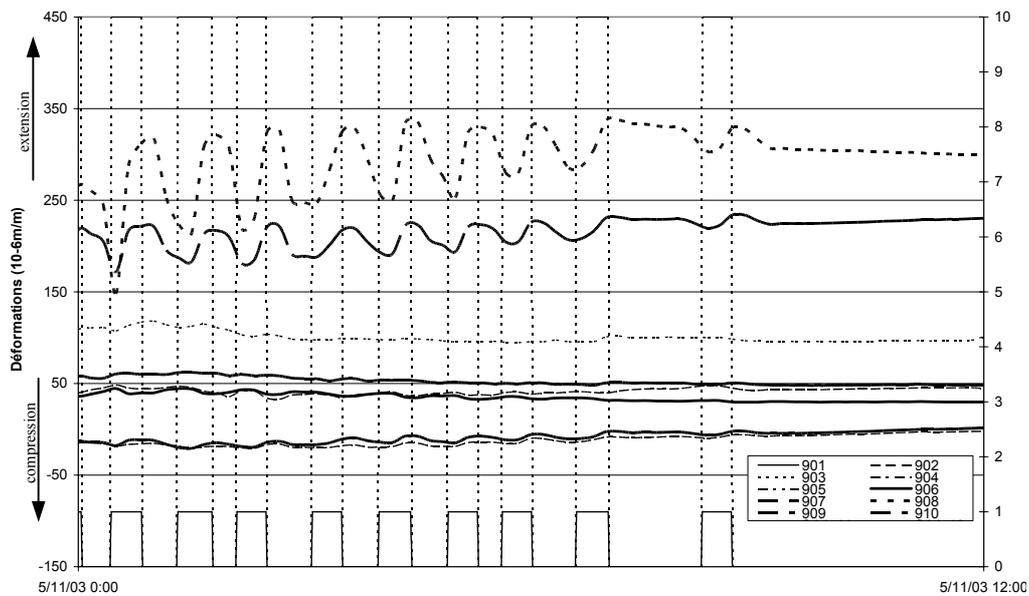


Figure 110 : Evolution des déformations dans les jauges - mise en évidence des phases d'excavation

Suite à l'augmentation initiale des déformations, l'ensemble des jauges montre une diminution qui s'étend sur plusieurs semaines (Figure 108). Les voussoirs sont alors soumis à une compression.

La Figure 111 présente l'évolution des déformations moyennes calculées par paire de jauges. Si l'on ne tient pas compte des déformations des premières 24 heures, on mesure une déformation moyenne de 137 $\mu\text{m}/\text{m}$ en radier, et de 237 $\mu\text{m}/\text{m}$ en clé, soit une déformation plus importante en clé qu'en radier, alors que la contrainte y est théoriquement moins forte. Ce résultat est donc contraire à ce qui est attendu, néanmoins, les injections de mortier étant réalisées uniquement par les lignes positionnées en clé, on peut comprendre que l'injection y produise des déformations supplémentaires.

Ce raisonnement ne tient pas compte des déformations se produisant juste après la pose du voussoir, et que nous ne sommes pas en réelle mesure d'expliquer ici.

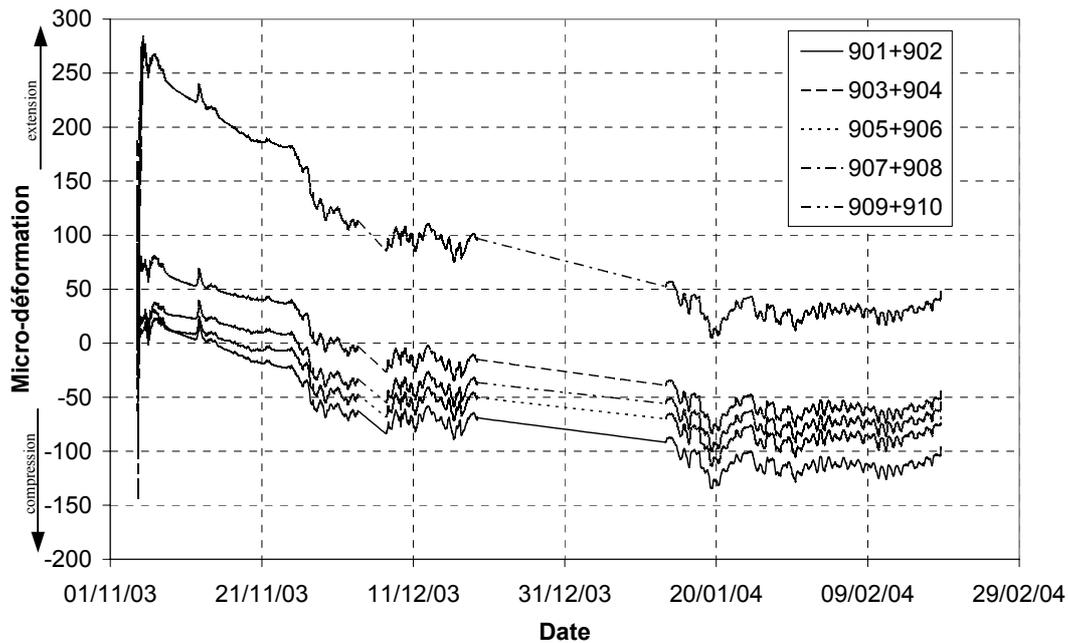


Figure 111 : Evolution des déformations moyennes dans le revêtement

Les différences entre les jauges donnent une indication qualitative sur l'incrément du moment fléchissant. Ces différences sont présentées sur la Figure 112. Une différence négative correspond à un moment positif (extrados comprimé). On observe 2 types de comportement :

- les jauges situées en partie basse (901-902 et 903-904) donnent une diminution de leur différence, ce qui traduit une variation de moment positive, donc un extrados comprimé,
- les autres jauges montrent une augmentation de leur différence, suivie au bout de 12 jours d'une stabilisation pour les jauges 905-906 et 909-910 ; la stabilisation de la différence des jauges 907-908, situées en clé, intervient environ 1,5 mois après la mise en place de l'anneau.

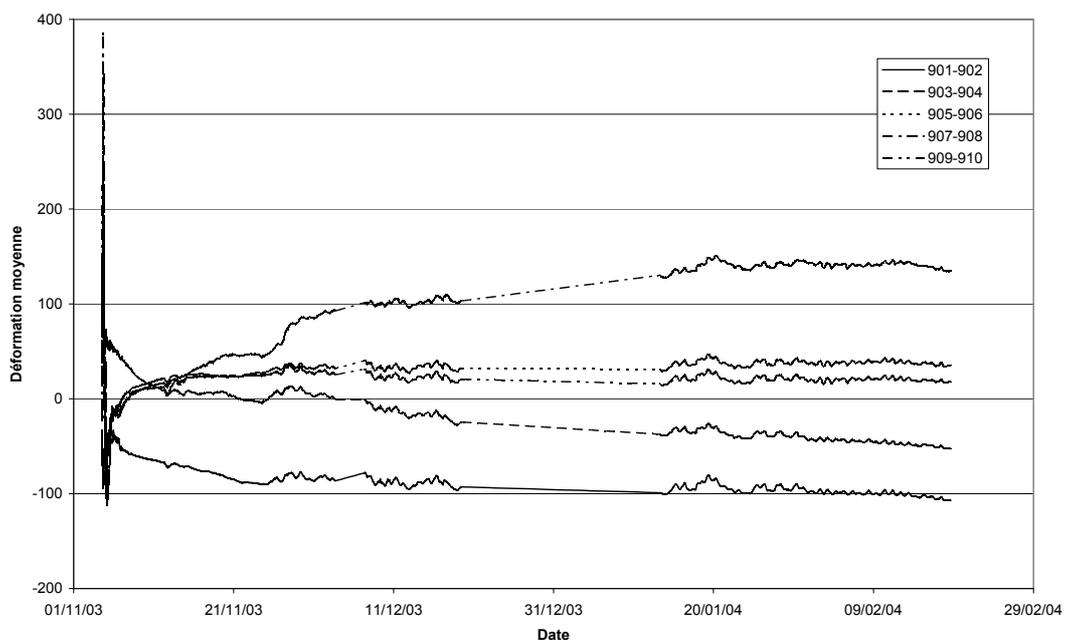


Figure 112 : Différence des déformations pour chaque paire de jauges

Compte tenu de ces observations, on en déduit l'allure de la déformation de l'anneau (Figure 113). Cette déformation est compatible avec les soulèvements observés par nivellement et les convergences horizontales mesurés par les inclinomètres.

Le grand-axe de l'ovalisation est incliné par rapport à la verticale ; cette dissymétrie peut être expliquée par la courbure en plan du tracé du tunnel au niveau de la section de mesure.

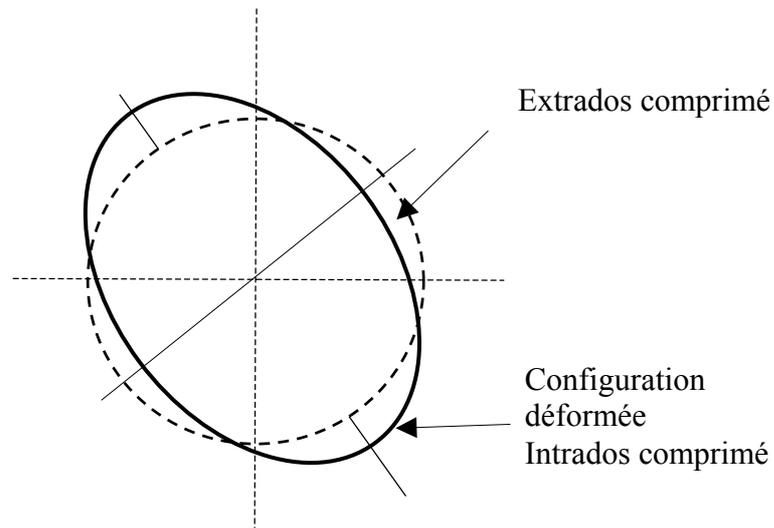


Figure 113 : Allure de la déformation globale de l'anneau

2.1.7. Nivellement sur bâti

Un profil de points sur bâti (voir Figure 88), sensiblement parallèle à celui constitué par les têtes d'extensomètres, a été suivi dans le cadre des mesures réalisées par le groupement d'entreprise. Ce profil se situe à environ 45 m en aval de la section de mesure et est constitué des points 24503 et 24510 à 24515. Les mesures de nivellement sont plus rares que pour la section de mesure, mais permettent néanmoins de tracer l'évolution des cuvettes transversales (Figure 114).

On remarque que les mouvements des 2 côtés de l'axe ne sont pas symétriques. Du côté du bâtiment, les tassements à l'approche du front (mesure à -1,4 m) sont plus faibles. Le soulèvement au niveau de l'axe est mesuré sur bâtiment, et il atteint 1,6 mm à la mesure à + 32 m, ce qui est supérieur au soulèvement mesuré au niveau de la section de mesure.

Les mesures montrent que la distorsion subit par le bâtiment pendant le passage du tunnelier est inférieure à l'incertitude sur cette mesure. On voit là l'influence de la rigidité du bâti par rapport à la section sans bâti.

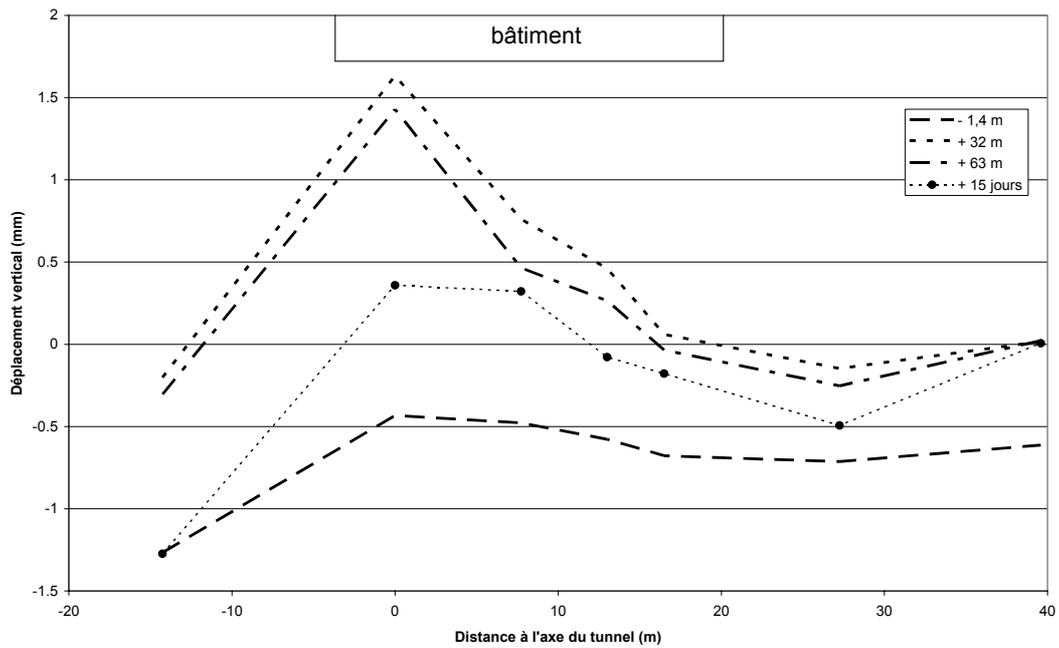


Figure 114 : Cuvettes transversales des points du profil sur bâti pour différentes positions du tunnelier par rapport à ce profil

La Figure 115 permet une comparaison des cuvettes de déplacements à long terme sur les profils section et bâti. En première approche, il semble que la présence du bâtiment ait limité les mouvements. La « cuvette » de soulèvement est plus large lors de la présence du bâti que sur la section en champ libre.

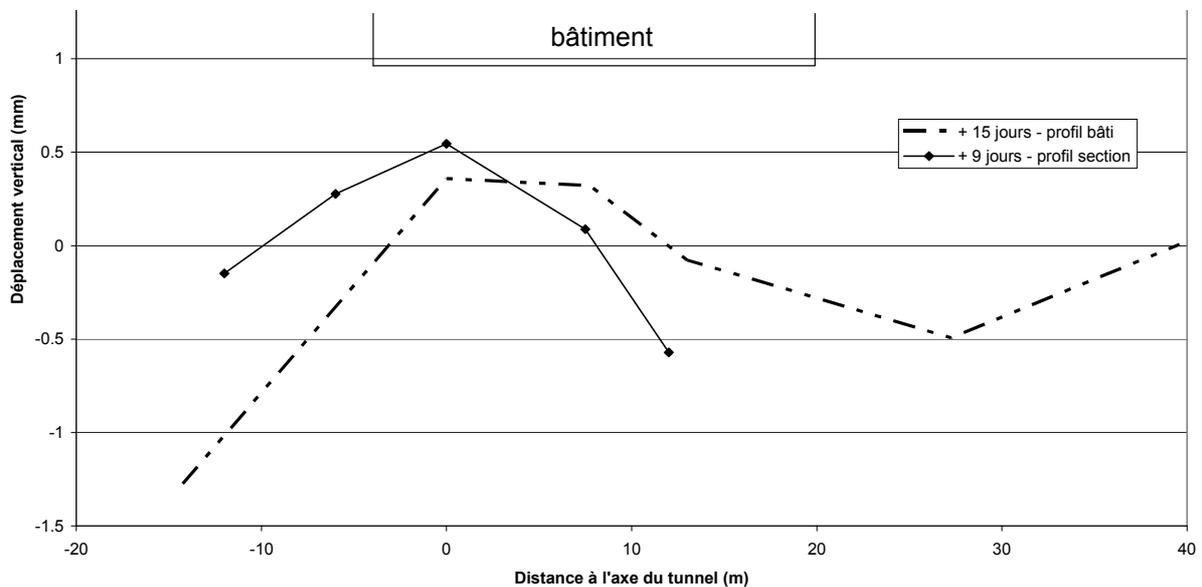


Figure 115 : Comparaison des cuvettes transversales à long terme sur les profils section et bâti

2.1.8. Bilan des déplacements dans le massif de sol

A partir de l'analyse des déplacements verticaux et horizontaux détaillée ci-dessus, on peut résumer l'impact du creusement au tunnelier à pression de terre sur le massif de sol au niveau de cette section de mesure. Pour cela, nous avons représenté la combinaison des mouvements verticaux et horizontaux pour différentes positions du tunnelier par rapport à la section.

Les mouvements sont présentés :

- lorsque le front du tunnelier est plus de 5 m après la section, soit au moment du soulèvement maximal durant le passage du bouclier (Figure 116),
- lorsque le front est 8,5 m après la section, soit au moment de l'extraction de la jupe et du début des injections de mortier (Figure 117),
- à plus long terme, quand le front est situé 30 m après la section (Figure 118).

Les mouvements verticaux absolus des ancrages sont calculés à partir des mouvements relatifs mesurés sur les extensomètres et les mesures topographiques réalisées sur les têtes extensométriques.

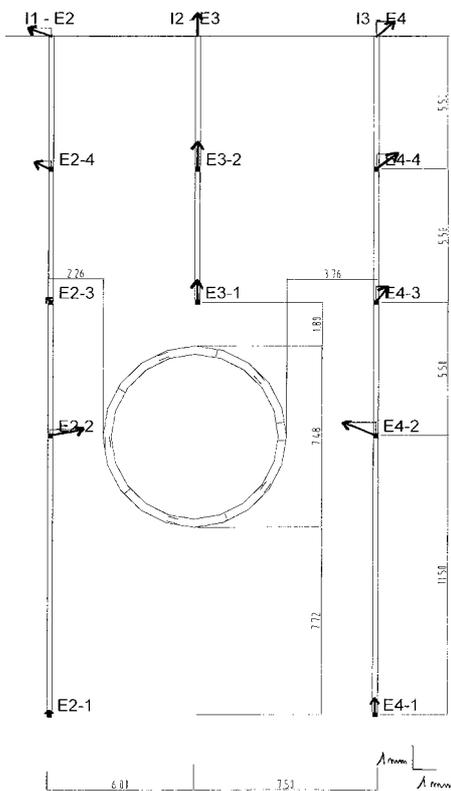


Figure 116 : Déplacements totaux lorsque le tunnelier est plus de 5 m après la section

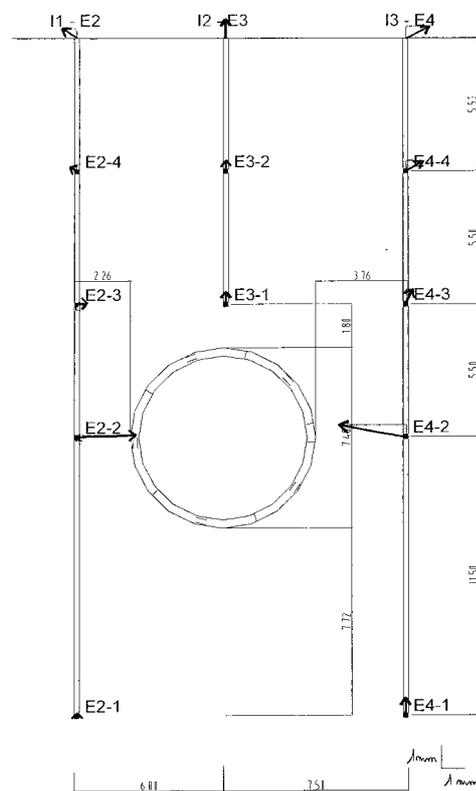


Figure 117 : Déplacements totaux lorsque le tunnelier est 8,5 m après la section (extraction de la jupe)

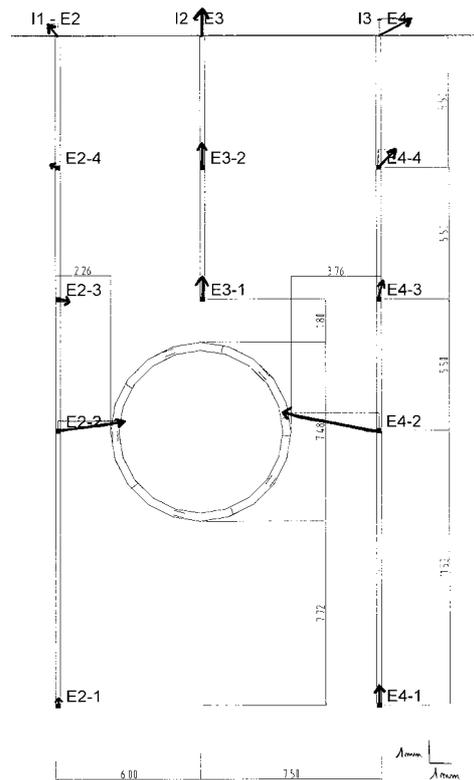


Figure 118 : Déplacements totaux lorsque le tunnelier est 30 m après la section

A partir de ces figures, des mouvements antagonistes de convergence horizontale et de soulèvement apparaissent clairement.

Dès le passage du bouclier, les mouvements horizontaux montrent une convergence au niveau du tunnel et une divergence de plus en plus forte vers la surface. Les ancrages profonds E2-1 et E4-1 se sont soulevés dès la phase d'excavation. Nous apporterons quelques explications à ces phénomènes au paragraphe 4.3.

L'extraction de la jupe est marquée par un mouvement de convergence des terrains vers le tunnel. Cela se traduit par un déplacement horizontal transversal accéléré et des soulèvements d'amplitude plus faible.

A + 30 m, on repère que :

- latéralement au tunnel (extensomètre E2 et E4), le terrain en surface s'est plus soulevé que le terrain au niveau de la clé du tunnel ; cette zone est donc en extension,
- à l'aplomb du tunnel (extensomètre E3), les ancrages et la surface montrent un soulèvement d'amplitude similaire, ce qui indique que le sol a bougé comme un seul bloc,
- le soulèvement des ancrages de l'extensomètre central E3 entre + 8,5 et + 30 m est la conséquence de la phase d'injection.

On repère aussi les différences d'amplitude de ces mouvements, dans un rapport de 3 à 4 (rapport du mouvement horizontal maximal sur le soulèvement maximal).

2.1.9. Paramètres tunnelier

Le Tableau 16 donne les moyennes et l'écart type par anneau des valeurs mesurées par l'automate durant le passage du tunnelier sous la section de mesure.

Tableau 16 : Valeurs moyennes et écarts types des paramètres tunneliers autour de la section S22 - Castéra

	Valeur moyenne	Ecart type / valeur moyenne
Pression de confinement / σ_{v0}	0,51	0,04
Vitesse d'avancement / vitesse moyenne	1,12	0,13
Poussée totale des vérins / (surface d'excavation x σ_{v0})	3,00	0,06
Nombre de coups de pompe de mortier / nombre théorique	1,16	0,05
Pression d'injection de mortier / σ_{v0}	1,14	0,09

σ_{v0} : contrainte verticale initiale

Durant l'intervalle considéré les différents paramètres tunnelier sont stables.

La faible pression de confinement du front par rapport à la contrainte verticale initiale semble suffisante quand on observe le peu de mouvement initié à l'approche du front. La Figure 119 présente l'évolution des mesures de la pression de confinement dans la chambre d'abattage en fonction du temps. On repère que cette pression est constante au cours du temps, que le tunnelier soit en phase d'excavation, de pose de l'anneau ou d'arrêt.

La quantité de mortier injectée ainsi que la pression d'injection sont un peu supérieures à ce qui est attendu théoriquement. Cela peut être rattaché aux soulèvements mesurés sur les ancrages situés dans l'axe du tunnel, mais aussi à une incertitude sur les mesures des paramètres de fonctionnement.

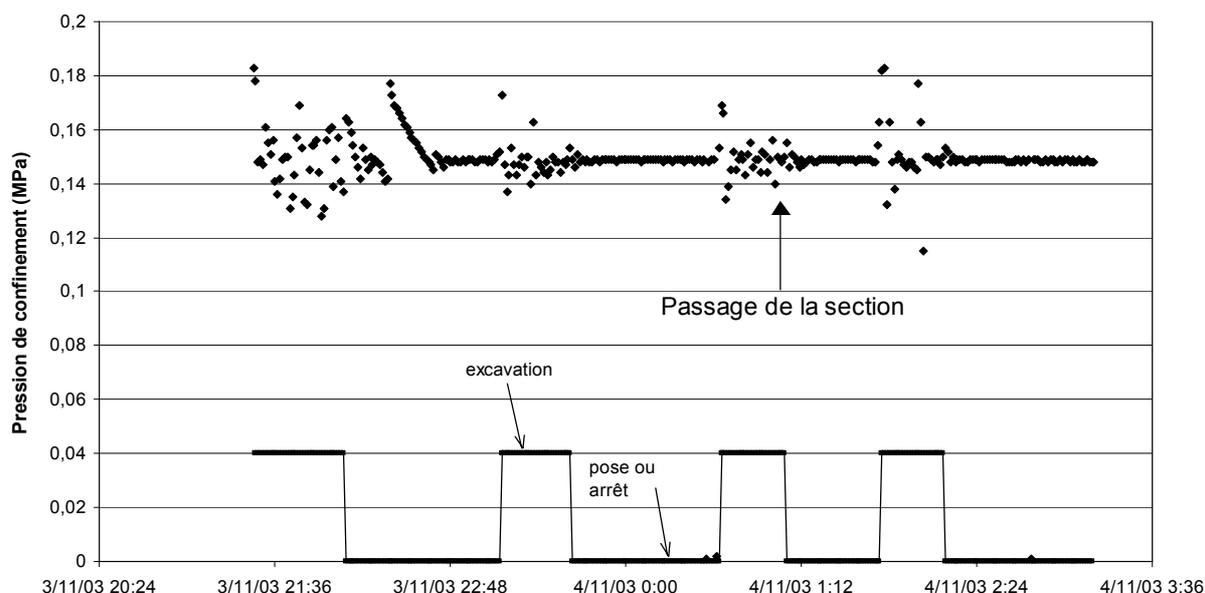


Figure 119 : Evolution de la pression de confinement en fonction du temps sur 4 anneaux

2.1.10. Conclusion

L'analyse de l'ensemble des mesures réalisées sur cette section montre un comportement singulier des mouvements du terrain induits par le passage du tunnelier. On mesure ainsi simultanément un soulèvement et une convergence horizontale. Les mesures de déformation des voussoirs sont cohérentes avec ces mouvements antagonistes.

En surface la cuvette transversale prend la forme d'une courbe de Gauss inversée par rapport à l'analyse empirique de Peck (1969). Néanmoins les mouvements restent limités puisque l'on mesure moins de 1,2 mm de soulèvement maximal en surface et 5,2 mm de déplacement horizontal au niveau du tunnel.

Ces observations peuvent être reliées au caractère fortement surconsolidé de la molasse toulousaine : le passage du bouclier induit une réduction des contraintes tangentielles à l'interface sol-structure du tunnelier en acier ; on passe donc d'un état naturel surconsolidé à un état où le rapport de la contrainte horizontale σ'_h par la contrainte verticale σ'_v est proche de 1, ce réarrangement des contraintes pouvant expliquer un soulèvement du terrain au-dessus du tunnelier, associé à une convergence au niveau des reins.

2.2. Section S23 Jardin Compans

2.2.1. Description de la section

La troisième section du lot 2 (section S23) se situe dans le jardin Compans-Caffarelli (voir les figures en Annexe 7). Elle présente la particularité d'être située dans une zone non bâtie.

Le sondage SCB1449 a été réalisé au droit de la section (voir Figure 120 ci-dessous et la figure en Annexe 7) ; il montre que :

- en clé du tunnel, la molasse est essentiellement argileuse (horizons M1, M2 et M3, suivant la dénomination du projet, voir chapitre 3),
- en front de tunnel, une importante lentille de sable argileux (M4) à propre (M5) a été reconnue,
- le niveau de la nappe a été reconnu à 4,60 m sous le TN.

Les sondages SCB1119 et SCB1120, un peu éloignés de la section, montrent des terrains encore plus argileux.

Le tunnel du lot 2 est réalisé au moyen d'un tunnelier à pression de terre. Cette section se situe sur la cinquième interstation, après que le tunnelier ait parcouru 3700 m. Au droit de la section, l'axe du tunnel est à 16,60 m de profondeur. La couverture de terrain au-dessus du tunnel est de 12,80 m, dont 6,30 m de molasse.

2.2.2. Description de l'instrumentation

L'instrumentation mise en place sur cette section est constituée de (voir Figure 120 et Figure 121) :

- 5 extensomètres de forage multipoints (E1 à E5),
- 3 inclinomètres (I1 à I3),
- un nivellement des têtes d'extensomètres,
- des extensomètres à cordes vibrantes en voussoirs.

De plus, l'environnement étant non bâti, une instrumentation supplémentaire a pu être mise en place :

- 2 capteurs de pression interstitielle (CPI1 et CPI2),
- 7 plots pour des mesures de déformation horizontale (au convergencemètre) (D1 à D7 et C1 à C2),
- un nivellement des plots de déformation horizontale.

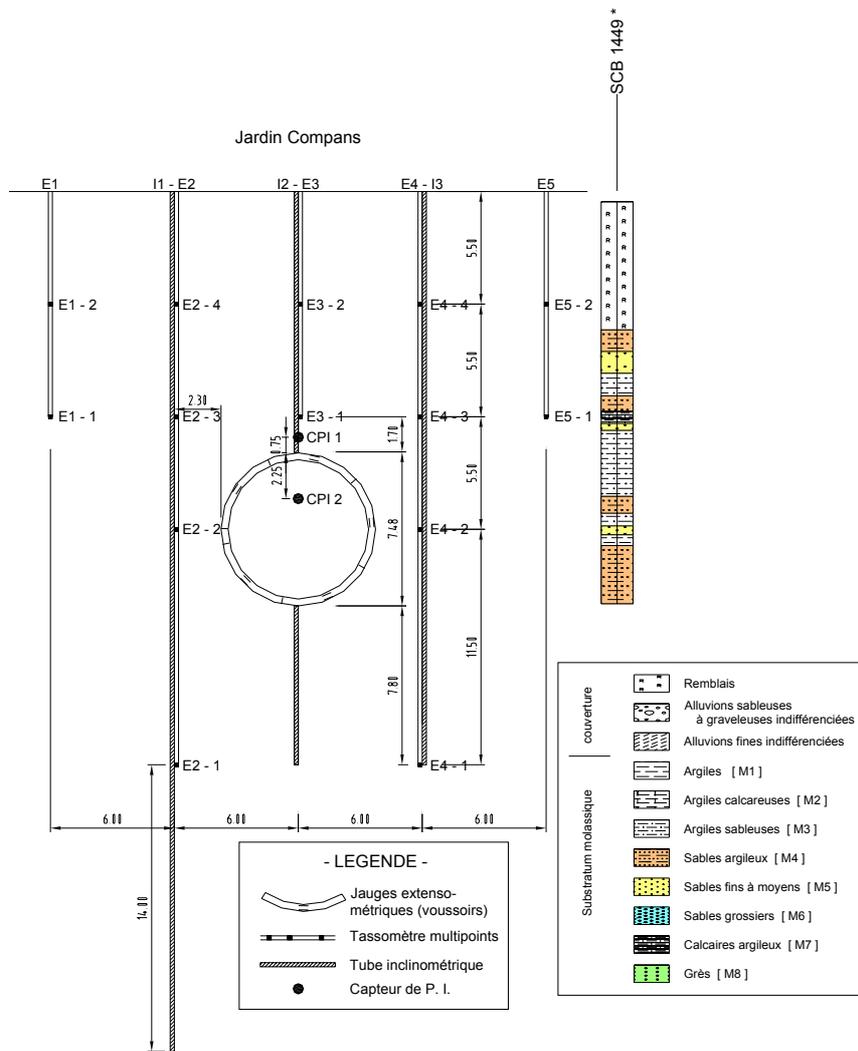


Figure 120 : Instrumentation de la section S23 – Compans

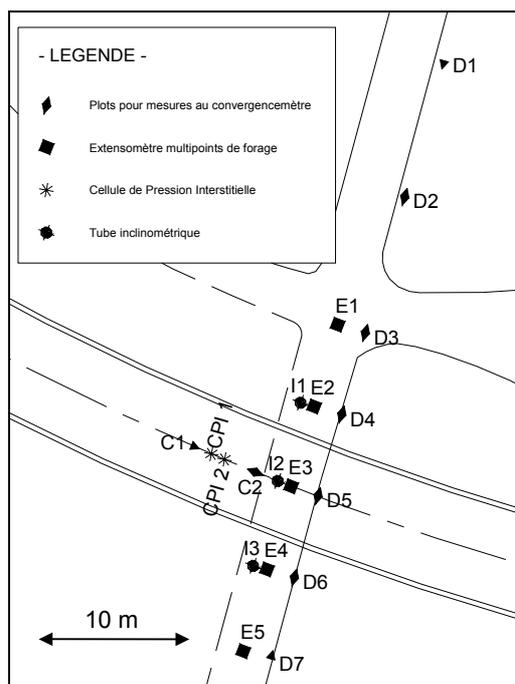


Figure 121 : Localisation des instruments

2.2.3. Nivellement de surface

La mesure de référence est établie alors que le tunnelier était situé 9 m avant la section. Les mouvements mesurés de la surface sont présentés sur la Figure 122 durant toute la période de mesure. La Figure 123 est un zoom de la figure précédente sur l'intervalle [-10 m ; +30 m].

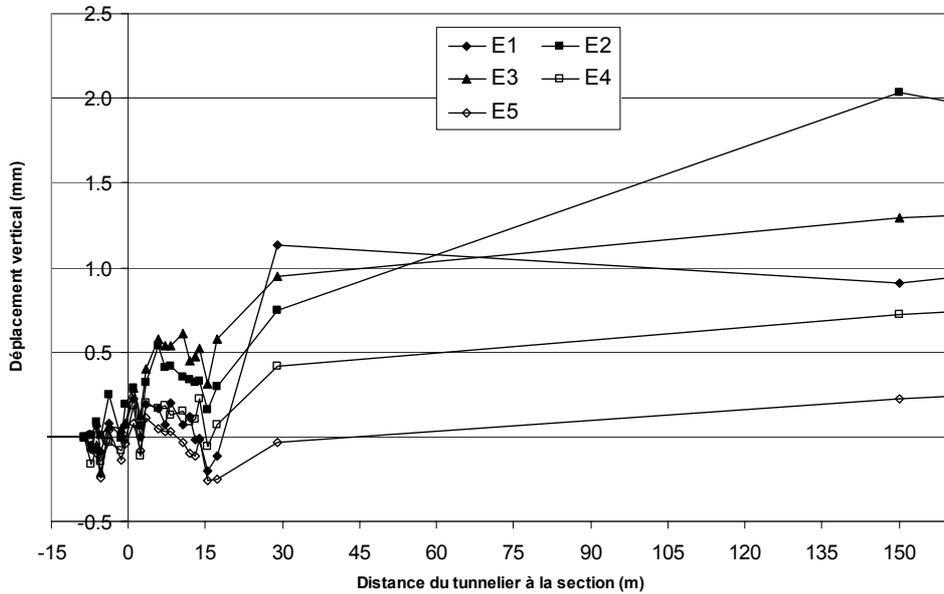


Figure 122 : Suivi altimétrique des têtes d'extensomètres en fonction de la distance au tunnelier

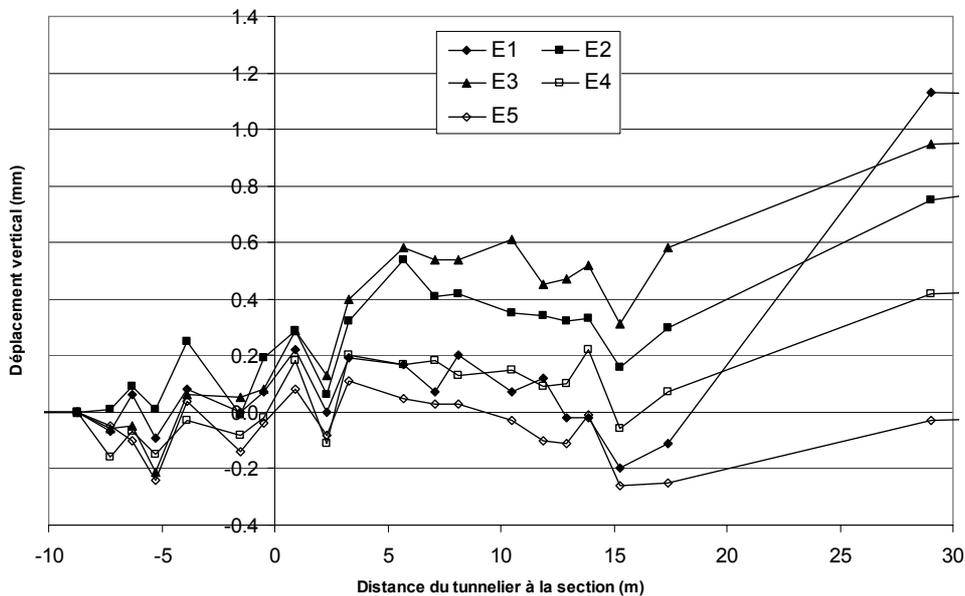


Figure 123 : Suivi altimétrique des têtes en fonction de la distance au tunnelier (entre - 10 m et + 30 m)

Les mouvements de surface sont faibles.

Après le passage du front sous la section de mesure, on enregistre un soulèvement de l'ensemble des points, soulèvement maximal lors de la mesure à + 3,3 m ou à + 5,7 m suivant les repères, et d'amplitude 0,1 à 0,4 mm. Après ce soulèvement, tous les points tassent légèrement, jusqu'à la mesure à + 15,3 m. L'extraction de la jupe n'est pas marquée par une accélération des tassements.

A partir de la mesure à + 15,3 m, la tendance est à nouveau au soulèvement, jusqu'à plus de 150 jours après le passage du front ; ce mouvement est difficilement attribuable au passage du tunnelier, et met en évidence un mouvement naturel de la surface avec le temps.

A partir des relevés de nivellement, on peut dessiner les cuvettes transversales des déplacements pour certaines positions du front du tunnelier par rapport à la section. Ces cuvettes sont présentées sur la Figure 124.

On remarque bien que, dès le passage du front, les soulèvements maximaux sont mesurés par les repères proches de l'axe. La forme de cette cuvette à +5,7 m a une allure de courbe de Gauss inversée, de caractéristiques $S_{max}=0,58$ mm et $i=6$ m, ce qui donne un « gain » de volume égal à 0,02 % du volume excavé.

Le tassement dû à l'extraction de la jupe (mesure à + 15,3 m) est de même amplitude sur les 5 têtes.

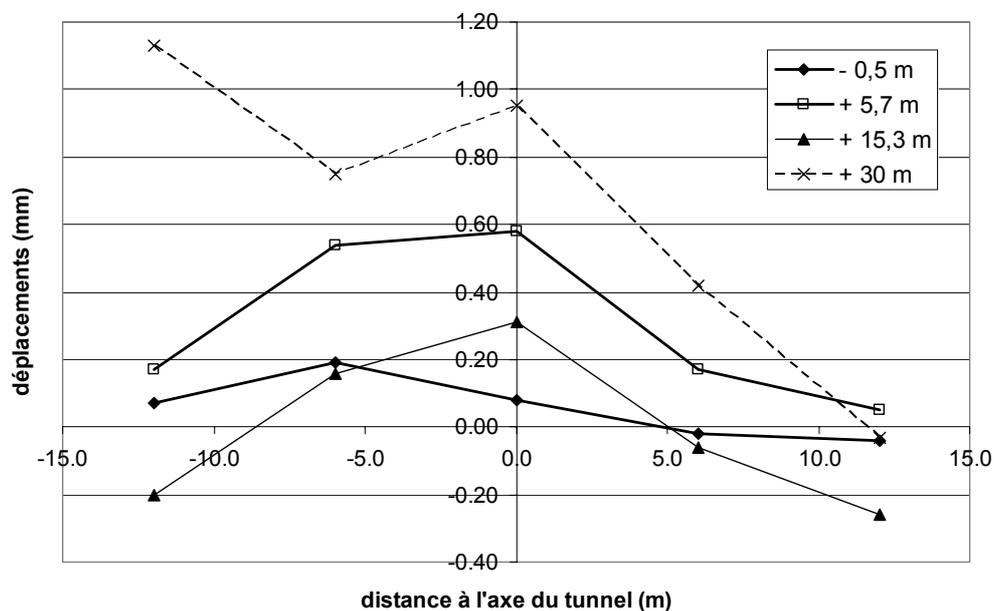


Figure 124 : Cuvette transversale des mouvements des têtes d'extensomètres pour différentes positions du tunnelier

2.2.4. Extensomètres de forage

Les déplacements relatifs mesurés sur tous les ancrages des extensomètres E1 à E5 sont faibles (moins de 0,5 mm d'amplitude), ce qui est en accord avec les mesures topographiques. Ces déplacements sont présentés en Annexe 7.

On se limite ici à l'interprétation des mouvements mesurés sur les 2 ancrages de l'extensomètre E3, situés à l'aplomb de l'axe du tunnel, ancrages qui montrent les mouvements les plus significatifs.

La Figure 125 présente les déplacements verticaux relatifs entre la tête d'extensomètre et les points d'ancrage. L'ancrage noté E3-1 est positionné 1,7 m au-dessus de la clé du tunnel, l'ancrage E3-2 se trouve 5,5 m au-dessus de ce dernier.

La mesure de référence est établie le 10 mars à 0h, soit quand le front du tunnelier est positionné 9 m avant la section.

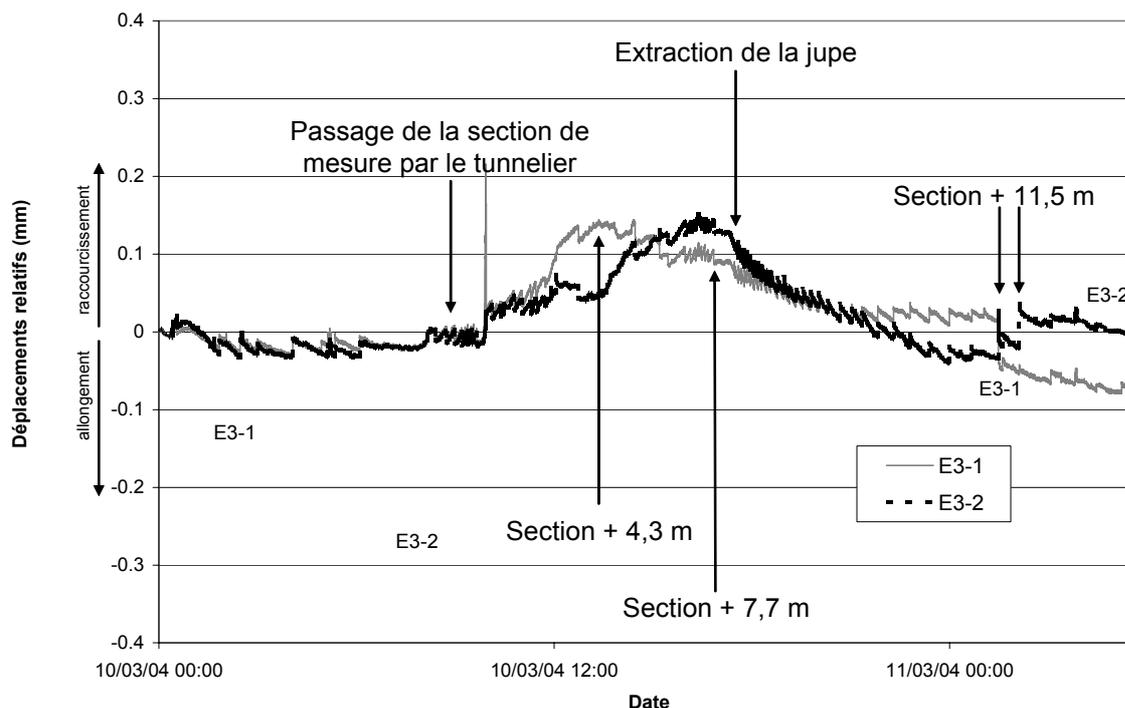


Figure 125 : Evolution des déplacements relatifs des ancrages de E3 au cours du passage du tunnelier

Comme observé à partir des mesures en surface, les déplacements débutent après le passage du tunnelier sous la section. Les 2 ancrages montrent alors un raccourcissement entre le point d'ancrage et la tête de l'extensomètre E3, de l'ordre de 0,15 mm, ce qui montre que le terrain au-dessus du tunnel est mis en compression durant cette phase. Ce mouvement s'inverse quand le front est situé à + 4,3 m pour l'ancrage E3-1 et à + 7,7 m pour E3-2. Quand le front est à + 11,5 m, les mesures montrent que le sol situé entre les ancrages E3-1 et E3-2 est légèrement en compression alors que le sol sous la surface est revenu à sa position initiale.

Alors que le tunnelier est à l'arrêt, 11,5 m après la section, pour la mise en place de l'anneau de voussoirs, l'ancrage E3-1 subit un allongement, suivi peu de temps après par un raccourcissement de E3-2.

2.2.5. Inclinomètres

Les résultats présentés tiennent compte d'une correction du vrillage. Le vrillage du tube I2 sous 12 m est pris comme constant avec la profondeur, et égal à la valeur déterminée à 12 m de profondeur.

Avant même le passage du front au niveau des instruments de la section de mesure, l'inclinomètre I3 montre un mouvement transversal de convergence vers le tunnelier (Figure 128), déplacement qui atteint 3 mm à la mesure à - 2 m. Ce mouvement de convergence s'amplifie des deux côtés durant le passage du bouclier, et semble stabilisé rapidement. A gauche du tunnel, l'inclinomètre I1 ne montre des déplacements horizontaux qu'à partir de la mesure à + 5 m.

La profondeur exceptionnelle de I1 (20 m sous le radier) a permis de mesurer un déplacement horizontal compris entre -0,35 et 0,62 mm un diamètre sous le radier. Ce déplacement est inférieur à l'incertitude sur la mesure inclinométrique, ce qui justifie l'hypothèse de point fixe horizontalement 1 diamètre sous le radier.

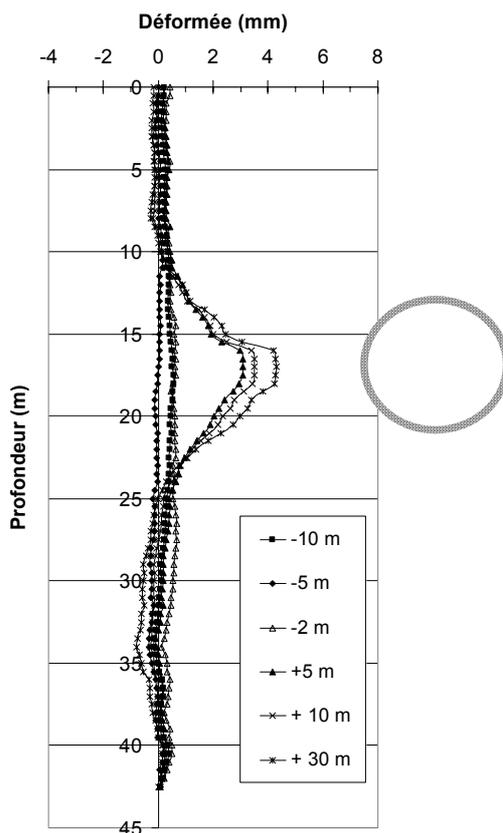


Figure 126 : Déplacements horizontaux transversaux pour le tube I1

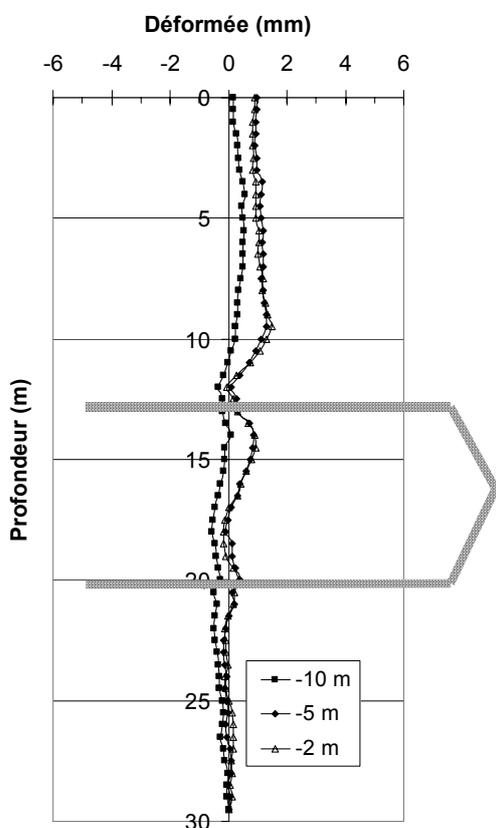


Figure 127 : Déplacements horizontaux longitudinaux pour le tube I2

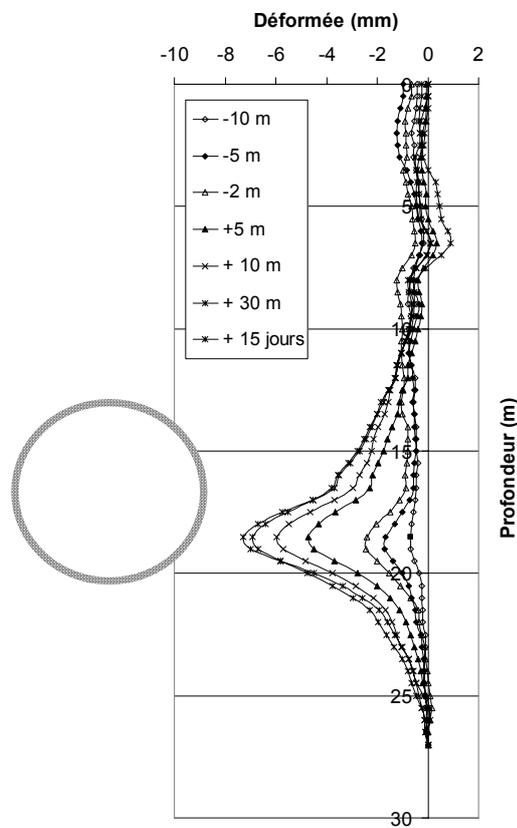


Figure 128 : Déplacements horizontaux transversaux pour le tube I3

2.2.6. Mesures de déformation horizontale

Les déformations horizontales subies par la surface du terrain au cours du passage du tunnelier ont été mesurées au moyen de supports de distomatic positionnés sur des tiges enfoncées par battage jusqu'à environ 1 m de profondeur.

La Figure 129 présente les déformations horizontales mesurées à partir des repères de la section transversale à différents moments du passage du tunnelier (repères D1 à D7 sur la Figure 121). La déformation horizontale pour chaque intervalle est placée à une distance à l'axe égale à la distance à l'axe du milieu de l'intervalle. Par convention, une déformation négative correspond à un raccourcissement, c'est-à-dire à une compression.

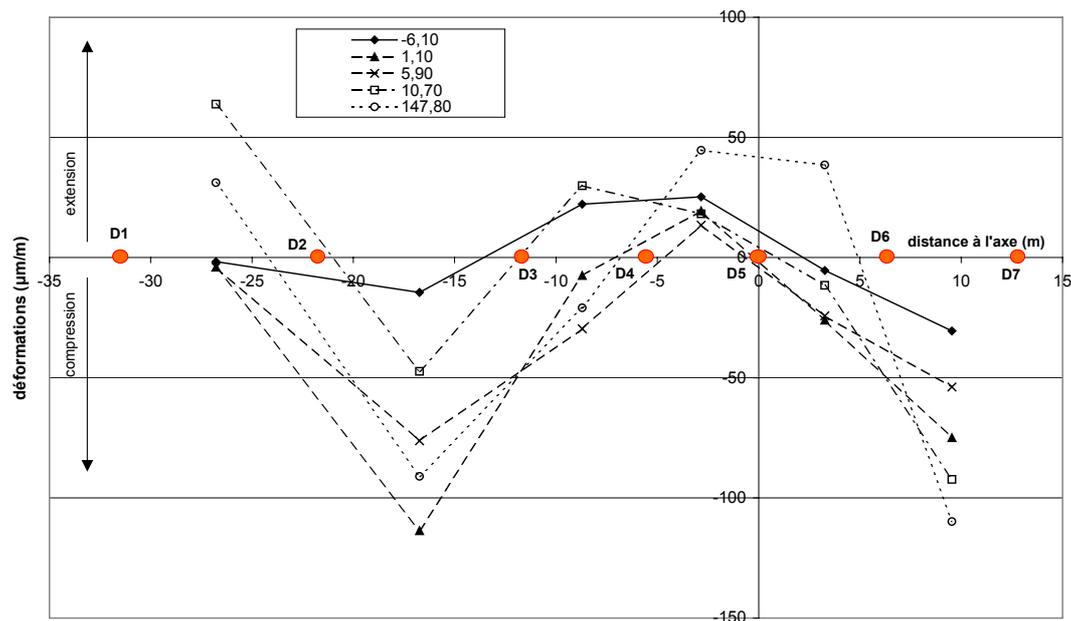


Figure 129 : Déformation horizontale transversale de surface

On remarque une dissymétrie des mouvements horizontaux au cours du passage du tunnelier de part et d'autre de l'axe du tunnel. Ainsi, les mesures effectuées entre -6 m et $+11$ m montrent que du côté droit du tunnel, les terrains subissent un raccourcissement progressif, alors que du côté gauche, la zone d'élongation atteint 10 m de large.

Les mesures jusqu'à $+6$ m montrent que la distance D1-D2 ne change pas, ce qui indique que ces 2 points sont fixes. Passée cette mesure, et dès la mesure à $+11$ m, la distance entre D1 et D2 augmente, cette zone est en extension. Ainsi, on observe une progression latérale des mouvements horizontaux pendant le passage du tunnelier.

Néanmoins, les déformations mesurées restent limitées à $50\mu\text{m/m}$ en extension et à $100\mu\text{m/m}$ en compression. En se basant sur les travaux de Boscardin *et al.* (1989), présentés dans le chapitre 1, paragraphe 2.3.2, cette extension maximale serait absolument sans dommage pour un bâtiment.

A partir des mesures de déplacements horizontaux, on détermine les zones de compression et d'extension, zones présentées sur le graphique inférieur de la Figure 130. Sur ce graphique, les repères sont placés dans leur position initiale (en haut), puis dans leur position lors de la mesure à $+11$ m (au milieu) et enfin dans leur position finale (tunnelier à $+300$ m - en bas).

Ce graphique permet de bien repérer les zones d'extension et de compression autour de l'axe du tunnel.

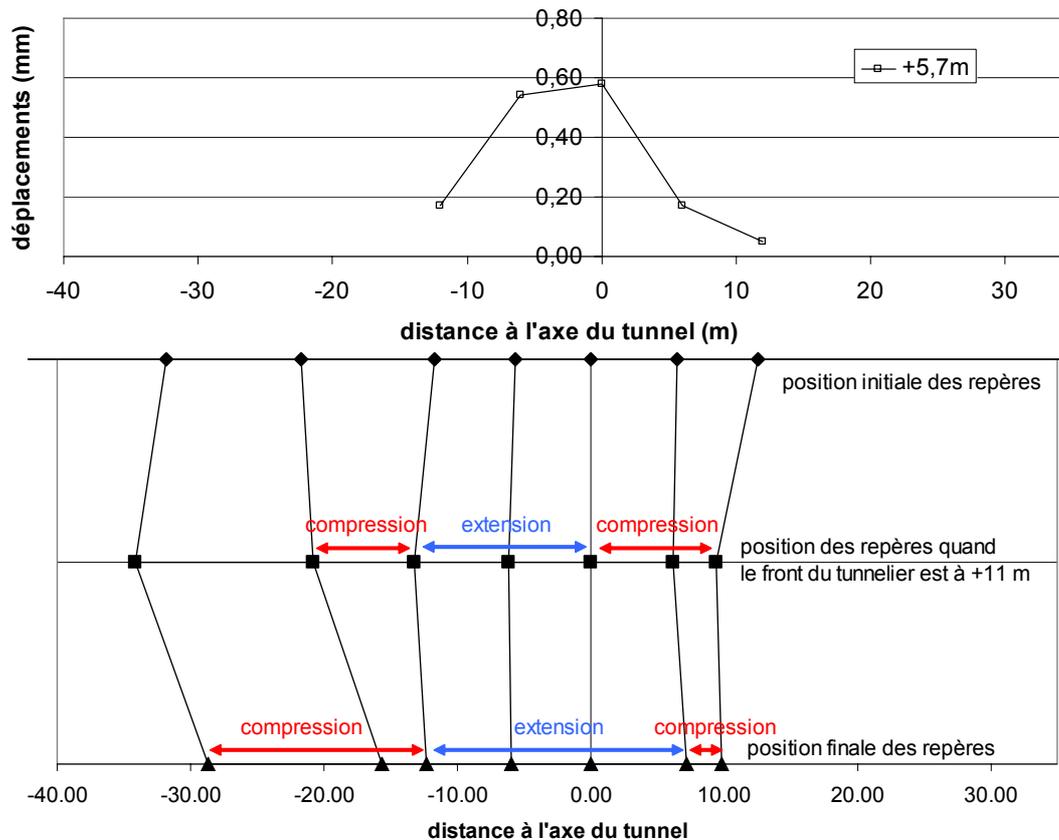


Figure 130 : Cuvette transversale mesurée à +5,7 m et zones d'extension et de compression en surface pour 2 positions du tunnelier (front à + 11 m et front à + 300 m)

Les zones de compression et d'extension sont conformes à la cuvette de soulèvement mesurée (graphique supérieur, Figure 130) : les soulèvements côté gauche de l'axe induisent des extensions horizontales ; la dissymétrie de la cuvette se retrouve sur les zones d'extension – compression à + 11 m.

On peut aussi comparer ces résultats de déformations horizontales aux mesures en têtes d'inclinomètre. En supposant le repère central D5 fixe, les mesures de déformations horizontales donnent un déplacement du repère D4 dirigé à l'opposé de l'axe du tunnel, et d'amplitude comprise entre 0,08 mm et 0,16 mm lorsque le front du tunnelier est situé entre - 9 et + 11 m des repères distomatic ; le déplacement D6 est lui dirigé vers l'axe et d'amplitude 0,035 à 0,17 mm. Ces valeurs sont bien inférieures aux déplacements mesurés en tête des inclinomètres I1 et I3, ce qui s'explique essentiellement par l'incertitude sur ces mesures (voir le paragraphe 1.1.3).

2.2.7. Pressions interstitielles

Deux capteurs de pression interstitielle ont été positionnés au niveau de la section (voir la Figure 121). Le capteur CPI 1 est situé juste au-dessus de la clé du tunnel ; il reste donc en service après le passage du tunnelier. Le capteur CPI 2, est lui positionné au niveau de l'axe du tunnel, 1 m en aval de CPI 1, et est détruit au passage du tunnelier.

Ce paragraphe présente l'évolution des pressions interstitielles des deux capteurs, en fonction du temps durant le creusement au tunnelier. Une valeur positive correspond à une augmentation de la pression interstitielle.

La mesure de référence est établie le 17 février 2004 à 12h35, soit quand le front du tunnelier est positionné 290 m avant la section.

Le passage du tunnelier au niveau des capteurs de pression est marqué par des variations de fortes amplitudes (de -80 kPa à $+140$ kPa). Avant ce passage, les pressions des 2 capteurs évoluent de façon similaire avec de faibles amplitudes dans un mouvement sinusoïdal (voir Figure 131). On repère ainsi que les phases de creusement du tunnelier sont accompagnées d'une diminution des pressions interstitielles ; les phases d'arrêt permettent un retour vers l'état initial de ces pressions (une coupure de la liaison informatique du 20 février à 18h jusqu'au 24 février 14h nous empêchent de savoir comment le tunnelier a progressé pendant cet intervalle de temps, néanmoins on sait que pendant ce laps de temps, un arrêt du tunnelier a été respecté pendant le weekend, au minimum du 21 février 6h au 23 février 6h).

Après l'arrivée du tunnelier en station, on observe une diminution de la pression du capteur CPI 1, qui correspond à la dissipation des surpressions engendrées par le passage de la machine.

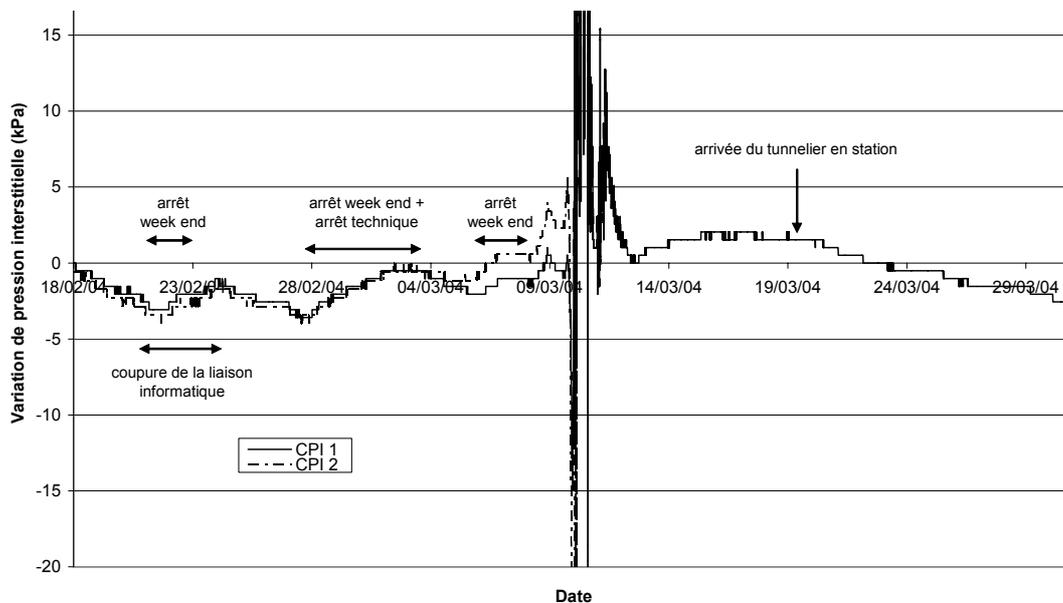


Figure 131 : Variation de pression interstitielle - zoom

La Figure 132 est un zoom plus centré sur la durée de passage du tunnelier sous les capteurs de pression interstitielle. On fait apparaître sur cette figure les phases d'excavation du tunnelier. L'arrivée du tunnelier se fait sentir environ 7 m avant. A ce moment là, les capteurs enregistrent une diminution des pressions, qui peut être reliée à une décompression globale horizontale. Quand le front est à environ 3 m de chaque capteur, la tendance s'inverse et on enregistre une augmentation globale des pressions, en dent de scie (avec des phases d'augmentation et des phases de diminution). Cette mise en surpression est probablement due à la pression de confinement appliquée au front de l'excavation. Cette augmentation dure jusqu'à ce que le tunnelier passe sous le capteur CPI 1, ou jusqu'à ce que le capteur CPI 2 se fasse « avaler ».

Ensuite, le capteur CPI 1 enregistre un retour vers l'état initial de la pression correspondante, jusqu'à la fin de l'excavation de l'anneau 2578, soit quand le front du tunnelier est à $+4,20$ m du capteur. On mesure alors la dissipation de la surpression initiée par le passage du front.

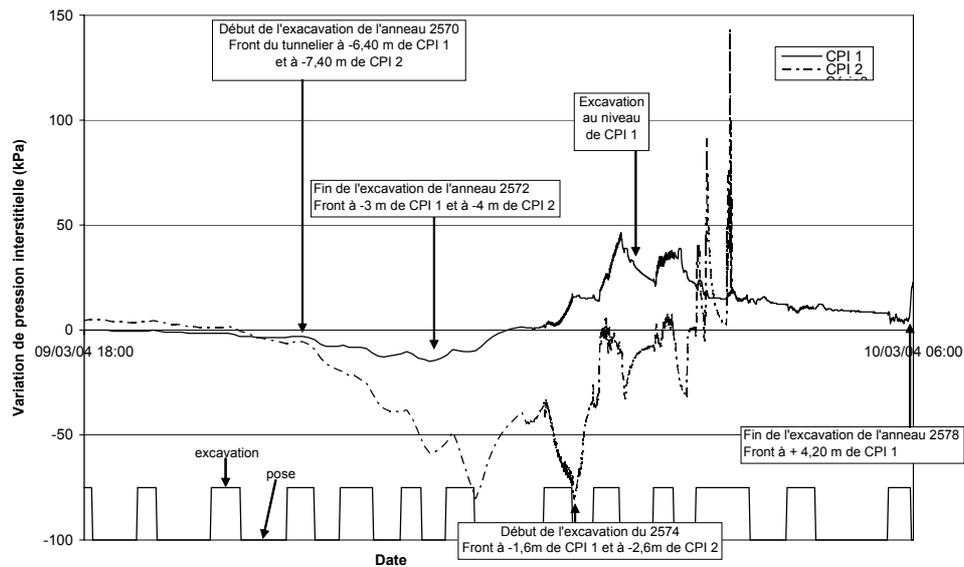


Figure 132 : Variations de pression interstitielle au cours du passage du tunnelier sous les capteurs

A partir du moment où le front a dépassé le capteur CPI 1 de 4,20 m (anneau 2578), la pression mesurée par celui-ci évolue à nouveau en dent de scie. La Figure 133 présente un zoom des variations de la pression interstitielle mesurée par le capteur CPI 1 à partir de cette date, ainsi que les phases d'excavation et de pose de l'anneau. On repère que l'excavation-injection (les 2 actions se déroulant simultanément) est accompagnée d'une diminution de la pression interstitielle, puis que cette pression subit souvent une rapide augmentation juste à la fin de cette phase. Ce phénomène peut être lié à la poursuite de l'injection d'un volume important de mortier alors que la vitesse d'excavation diminue. Les phases de pose du revêtement sont accompagnées d'une diminution de la surpression accumulée.

Au début de l'excavation de l'anneau 2585, les injections ne se sont pas mises en route ; à ce moment là, les pipes d'injections sont situées 3 m après le capteur CPI 1 et on observe très clairement un large développement d'une sous-pression alors qu'environ 30 cm de terrain ont été excavés. Le démarrage des injections ramène rapidement la pression à une valeur normale. Après 15 m, l'influence des injections sur le capteur de pression CPI 1 est nulle.

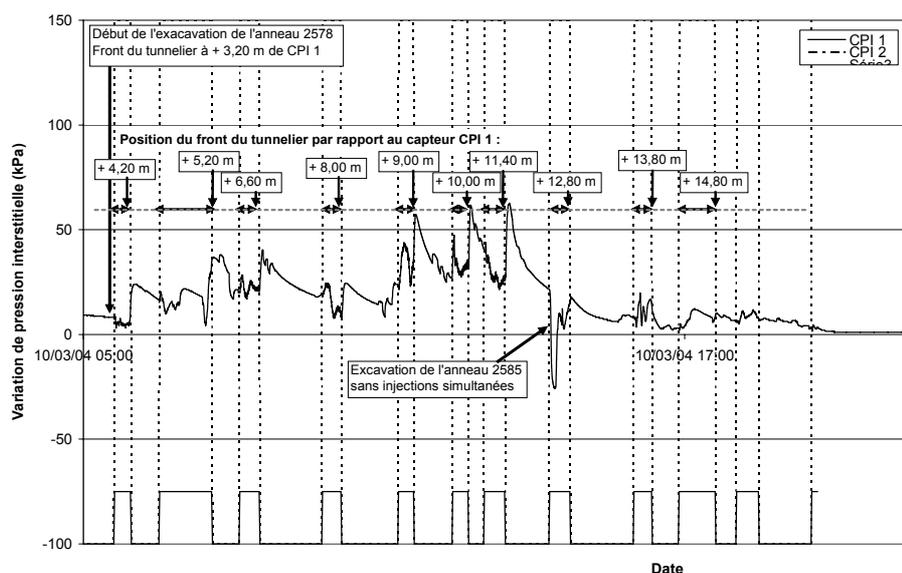


Figure 133 : Variations de la pression interstitielle sur le capteur CPI 1 après le passage du front

Ces mesures montrent bien que chaque phase d'arrêt du tunnelier (soit pour la pose du revêtement, soit pour des raisons techniques) permet la dissipation d'une importante partie des surpressions générées par l'excavation. Cette dissipation est relativement rapide : à la fin de l'excavation de l'anneau 2584, on mesure une surpression de 61 kPa, surpression quasiment nulle 2h15 plus tard.

2.2.8. Bilan des déplacements dans le massif de sol

Les figures ci-dessous présentent les déplacements totaux (vertical + horizontal) mesurés alors que le front du tunnelier est positionné 18 m après la section de mesure. Les déplacements verticaux absolus sont calculés à partir de la mesure de nivellement de surface.

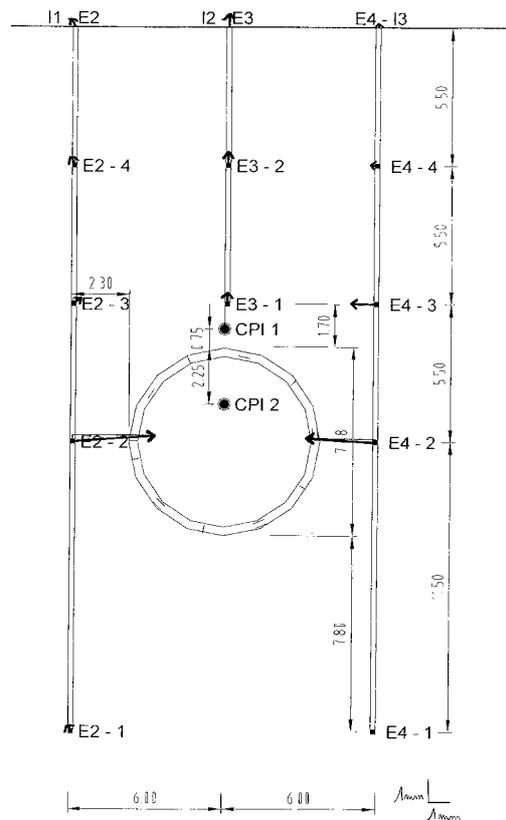


Figure 134 : Déplacements totaux lorsque le tunnelier est 18 m après la section – déplacements absolus verticaux calculés à partir des mesures de nivellement

Les déplacements verticaux sont très faibles ; les déplacements horizontaux sont concentrés au niveau du tunnel et atteignent 3,5 mm de convergence. Le terrain au-dessus du tunnel montre un soulèvement de même amplitude sur les 2 ancrages et en surface, ce qui montre le mouvement en bloc du terrain à ce niveau.

On retrouve le mouvement de convergence horizontale associé au soulèvement mis en évidence sur la section S22 Castéra.

2.2.9. Paramètres tunnelier

Sur l'intervalle [-20 m ; +50 m], certains paramètres de fonctionnement du tunnelier présentent des variations non négligeables. La Figure 135 présente l'évolution de la pression de confinement mesurée par le capteur en clé du tunnel divisée par la contrainte verticale initiale en clé, en fonction du numéro d'anneau (la section étant située à l'anneau 2579). On remarque que cette pression adimensionnelle est quasiment constante jusqu'à l'anneau 2598 ; ensuite cette pression au front est plus forte, et moins stable.

La Figure 136 présente l'évolution de la pression moyenne d'injection divisée par la contrainte verticale initiale en clé, en fonction du numéro d'anneau. Cette pression adimensionnelle varie entre 0,6 et 1,2, de manière sinusoïdale. En observant une à une les pressions d'injections des 4 lignes, on vérifie que ces variations sinusoïdales sont effectives sur toutes les lignes.

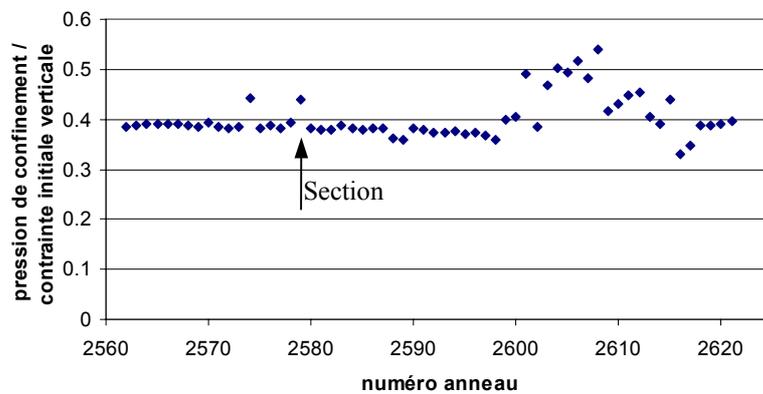


Figure 135 : Evolution de la pression de confinement adimensionnée sur l'intervalle [-20 m ; +50 m] (valeur moyennée par anneau)

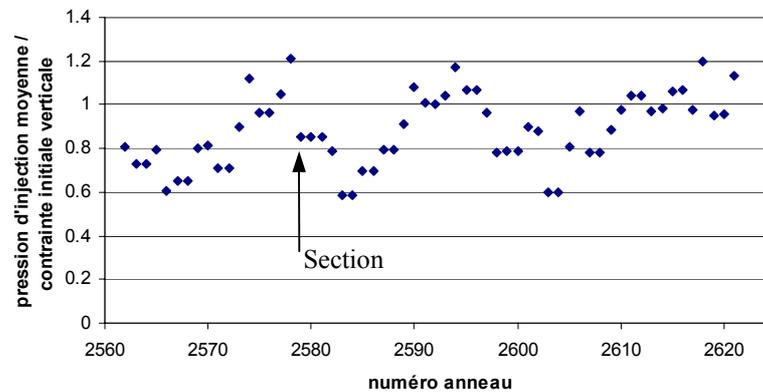


Figure 136 : Evolution de la pression d'injection adimensionnée sur l'intervalle [-20m ; +50m] (valeur moyennée par anneau)

Le tableau ci-dessous donne les valeurs moyennes de différents paramètres sur l'intervalle considéré. Pour la pression de confinement, cette moyenne est calculée de l'anneau 2562 à l'anneau 2598.

Tableau 17 : Valeurs moyennes des paramètres tunneliers autour de la section S23 - Compans

	Valeur moyenne	Ecart type / moyenne
Pression de confinement / σ_{v0}	0,38	0,05
Vitesse d'avancement / vitesse moyenne	1,07	0,10
Poussée totale des vérins / (surface d'excavation x σ_{v0})	2,78	0,06
Nombre de coups de pompe de mortier / nombre théorique	1,31	0,24
Pression d'injection de mortier / σ_{v0}	0,88	0,18

σ_{v0} : contrainte verticale initiale

Les écarts types des données d'injection (nombre de coups de pompe et pression d'injection) reflètent les variations observées sur la Figure 136. Néanmoins, le nombre de coups de pompe, supérieur au nombre théorique, et la pression d'injection, inférieure à la contrainte verticale initiale en clé, forment un « bon couple » pour stabiliser les déplacements, puisque l'on a vu, à partir des mesures, que les déplacements verticaux et horizontaux du massif de sol étaient stabilisés rapidement après les injections.

Au vu des très faibles mouvements mesurés en avant du front, on se serait attendu à une pression de confinement plus forte.

La Figure 137 présente les mesures de la pression de confinement en fonction du temps. On voit que cette pression ne subit que peu de variations entre les phases d'excavation, de pose des voussoirs et d'arrêt.

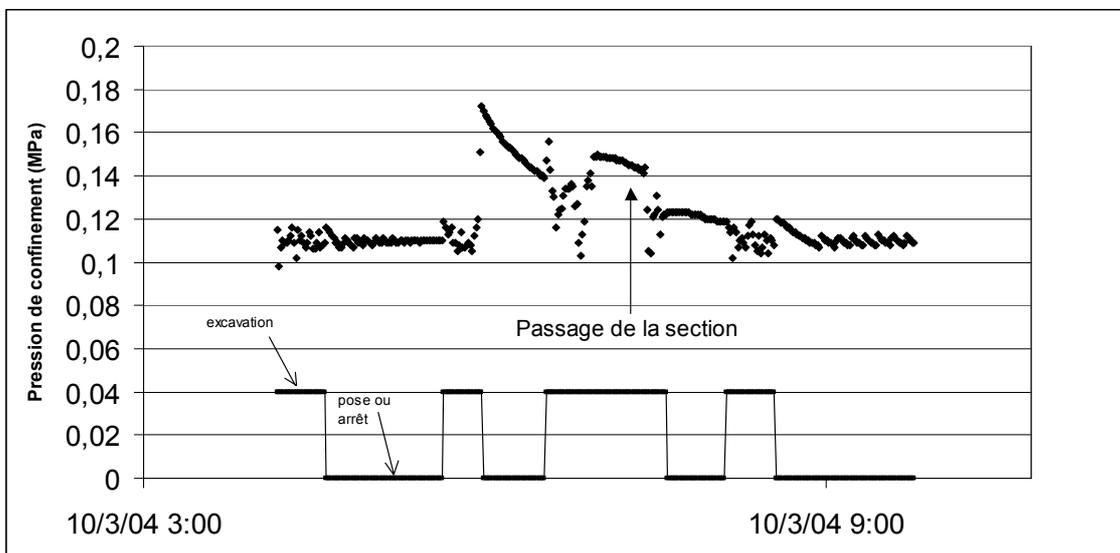


Figure 137 : Evolution de la pression de confinement en fonction du temps

2.2.10. Conclusion

Les mouvements mis en évidence sur cette section excavée au tunnelier à pression de terre du lot 2 sont similaires à ceux de la section précédente du même lot (section Castéra) : on trouve à nouveau des mouvements horizontaux de convergence associés à des soulèvements.

Les mesures de pressions interstitielles montrent une corrélation importante entre les variations de pression et les phases d'excavation – injection. On note aussi le rapide retour à la normale de ces pressions durant les phases de pose des voussoirs ou d'arrêt de la machine.

Des mesures de déplacements horizontaux en surface ont pu être réalisées dans cet environnement non bâti. On repère la cohérence entre ces mesures et les déplacements verticaux mesurés par nivellement. Dans tous les cas, les déformations horizontales restent sans danger pour les structures.

Les mesures de déplacements horizontaux et verticaux, ainsi que les mesures de pressions interstitielles indiquent une diminution notable des contraintes tangentielles lors de l'excavation au tunnelier, ce qui induit une augmentation de la contrainte verticale et une diminution de la contrainte horizontale au niveau du tunnel. Ceci résulte en une mise en compression des terrains au-dessus du tunnel, d'où un soulèvement en surface, et une décompression horizontale, d'où la convergence des terrains.

2.3. Section S54 Devic

2.3.1. Description de la section

La quatrième section du lot 5 se situe dans le quartier résidentiel Saint Agne, au sud de Toulouse (voir la localisation de la section sur les figures en Annexe 8). Son environnement est constitué d'un ensemble pavillonnaire récent. La section de mesure est positionnée sur le trottoir d'une rue peu fréquentée, à proximité de jardins et de pavillons.

A proximité de la section, 2 sondages ont été réalisés (voir la Figure 139 ci-dessous et la figure en Annexe 8) ; ils montrent que :

- les terrains sont essentiellement à dominante argileuse (horizons M1, M2 et M3, suivant la dénomination du projet, voir chapitre 3),
- le sondage SCB1041, à 55 m en amont de la section, montre une importante couche de sable fin à moyen (M5) de 6,5 m d'épaisseur en clé du tunnel,
- le niveau de la nappe a été reconnu à 2 m sous le TN.

Le tunnel du lot 5 est réalisé au moyen d'un tunnelier à pression de terre. Sur ce tunnelier, les injections sont réalisées par 2 lignes en partie haute. Cette section se situe sur la quatrième interstation. Au droit de la section, l'axe du tunnel est à 17,3 m de profondeur. La couverture de terrain au-dessus du tunnel est de 13,5 m, dont 10 m de molasse.

2.3.2. Description de l'instrumentation

L'instrumentation mise en place sur cette section est constituée de (voir les figures ci-dessous) :

- 5 extensomètres de forage multipoints (T1 à T5),
- 3 inclinomètres (I1 à I3),
- un nivellement des têtes d'extensomètre et de repères sur chaussée et sur bâti.

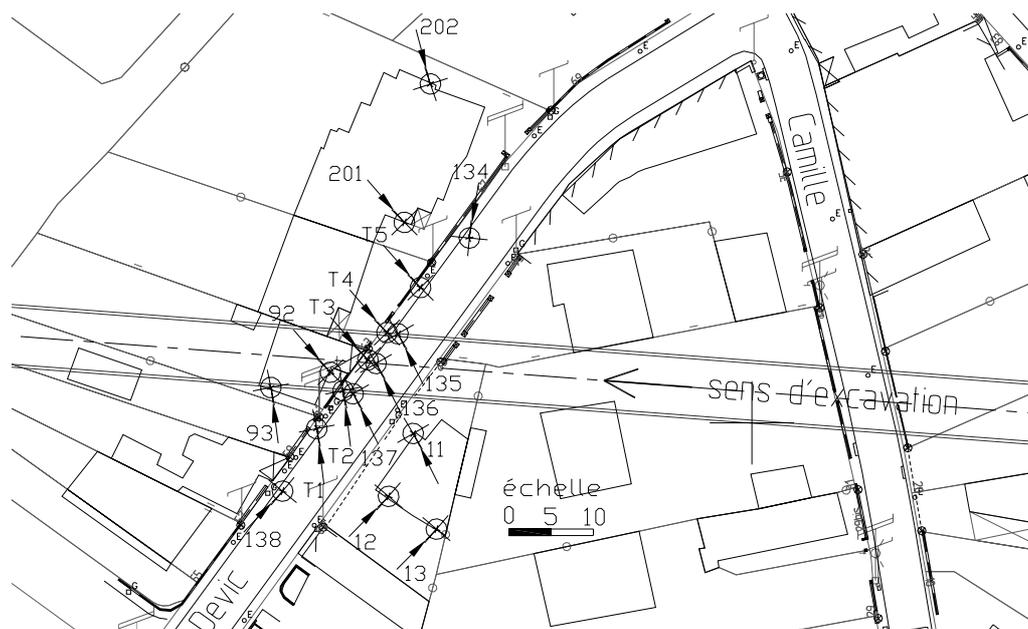


Figure 138 : Implantation des repères topographiques et des forages instrumentés

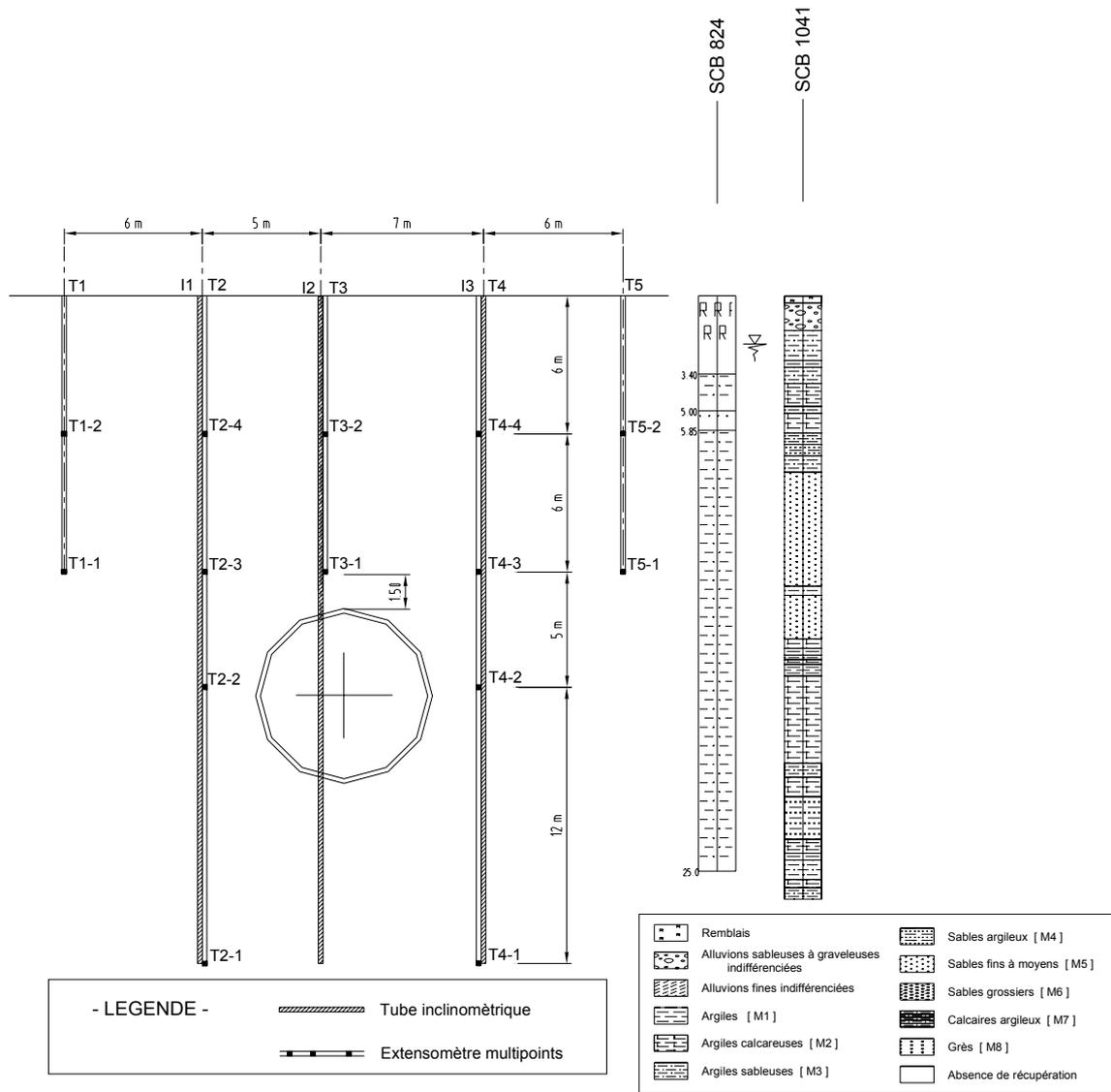


Figure 139 : Instrumentation de la section S54 – Devic

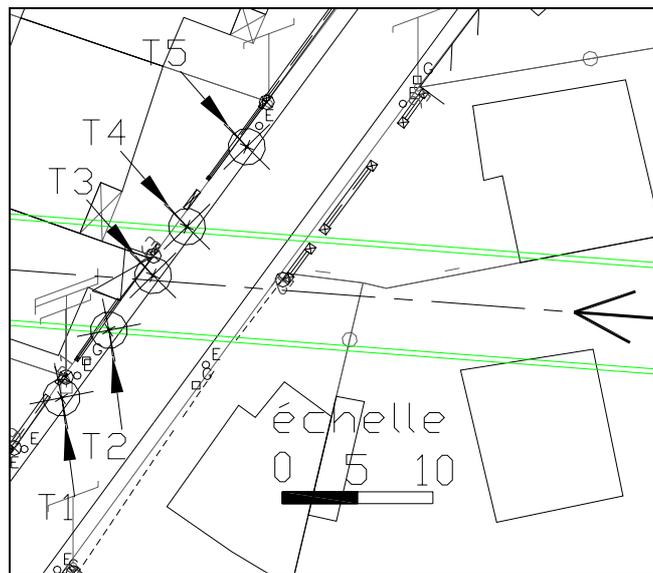


Figure 140 : Implantation des forages instrumentés

Du fait de la présence de réseaux, il n'a pas été possible de positionner l'extensomètre et l'inclinomètre centraux dans l'axe du tunnel. Ces deux instruments sont donc décalés de 1 m sur la gauche. Les extensomètres et les inclinomètres latéraux sont situés à égale distance des péroits du tunnel.

Du fait de l'obliquité de la section de mesure par rapport à l'axe du tracé, les 3 forages inclinométriques et les cinq forages extensométriques ne sont pas positionnés aux mêmes PM.

2.3.3. Nivellement de surface

La mesure de référence est établie par une moyenne de 3 mesures réalisées entre le 11 et le 19 août 2004, alors que le tunnelier était situé entre 40 et 8 m avant la section de mesure.

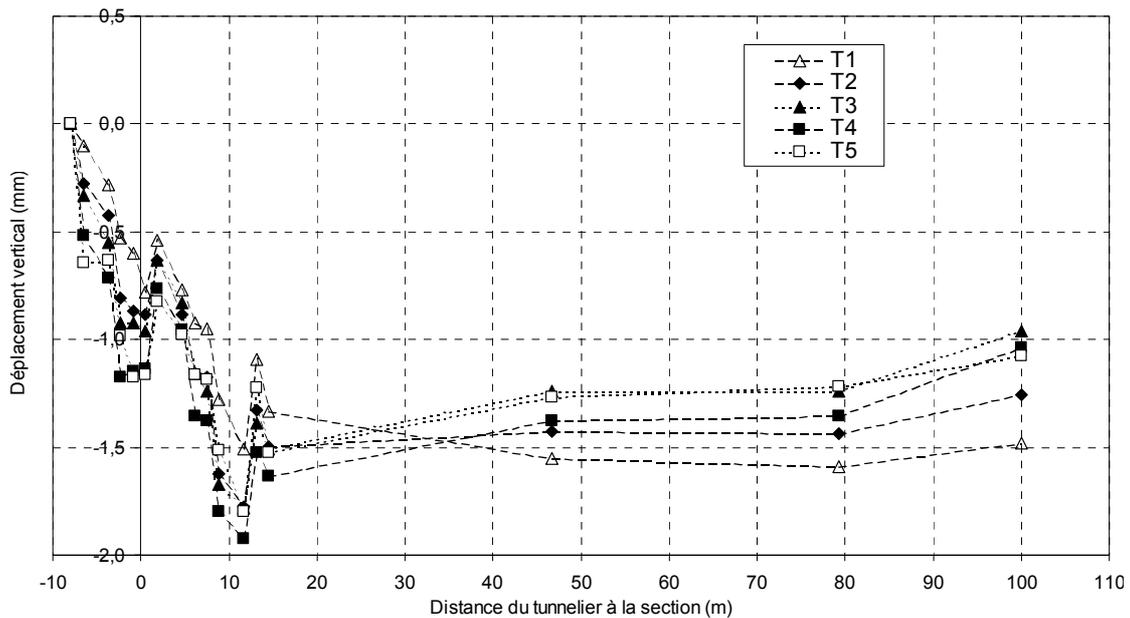


Figure 141 : Suivi altimétrique des têtes d'extensomètres en fonction de la distance au tunnelier

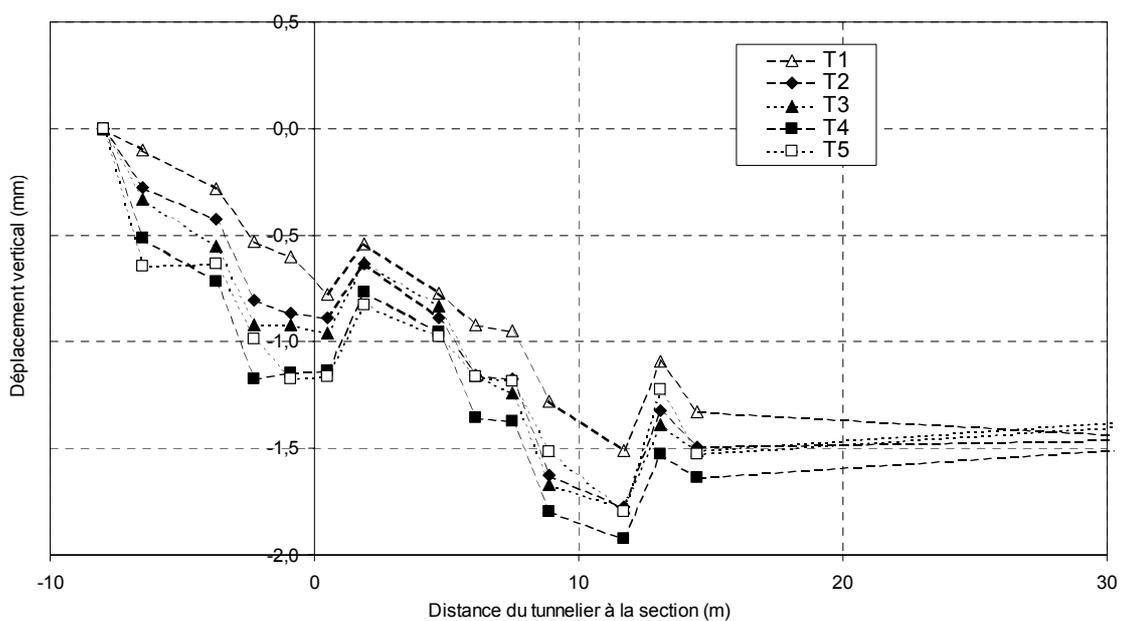


Figure 142 : Suivi altimétrique des têtes en fonction de la distance au tunnelier (entre -10 m et +30 m)

L'approche du tunnelier se traduit par un tassement de tous les points ; ce tassement atteint 0,7 à 1,2 mm lors de la mesure à -0,9 m. Après le passage du front, on mesure un léger soulèvement, puis les points tassent à nouveau, jusqu'à ce que le front soit 11,7 m après la section. A partir de + 12 m, on mesure un soulèvement progressif des points à long terme, difficilement attribuable à l'effet du creusement.

Les points de chaussée situés à proximité des têtes d'extensomètres montrent un comportement similaire à celles-ci. Le nivellement sur les points de chaussée 134 et 138 (voir Figure 138) n'est pas concluant : pour une raison de cohérence les repères sur les têtes d'extensomètre et sur chaussée ont été nivelés à partir d'une seule et même base. Il s'avère que pour les points 134 et 138, la distance de visée est trop importante pour assurer une bonne précision aux mesures.

La Figure 143 présente la cuvette transversale mesurée pour différentes positions du front du tunnelier. On remarque que l'ensemble des points se déplace d'une amplitude similaire, ce qui rend la cuvette beaucoup plus large que ce que l'on a observé sur les 2 sections précédemment étudiées.

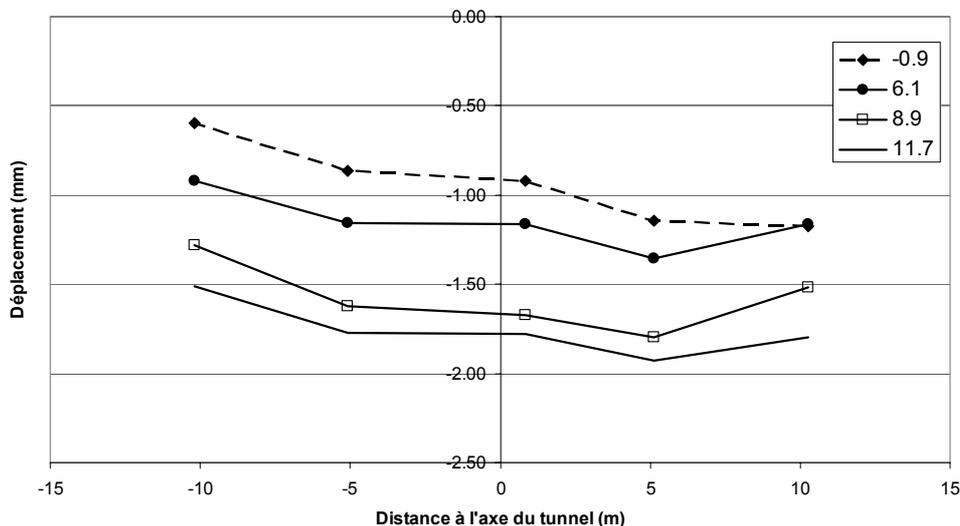


Figure 143 : Cuvette transversale des mouvements des têtes d'extensomètres pour différentes positions du tunnelier

2.3.4. Extensomètres de forage

Du fait de l'obliquité de la section de mesure avec l'axe du tunnel, les extensomètres ne sont pas positionnés sur le même PM, et par conséquent la tête du tunnelier ne passe pas à la même date au niveau de chacun de ceux-ci. Ainsi la tête du tunnelier arrive le 19 août à 11h50 au niveau de l'extensomètre T5, alors que la tête passe le 20 août à 16h50 sous l'extensomètre T1. La mesure de référence est prise le 19 août à 11h, soit quand le front du tunnelier était positionné 8 m avant la section de mesure.

Les amplitudes des mouvements relatifs sont faibles, ce qui les rend largement dépendantes de la température ; c'est pourquoi nous avons présenté sur les graphiques suivants la température mesurée dans la centrale de mesure en plus de l'évolution des altitudes des points. Comparé aux autres sections, la température entre ici en jeu car le passage de la section s'étant déroulé à la fin du mois d'août les variations entre le jour et la nuit sont importantes.

Déplacements relatifs

Suite à un défaut dans le système de mesure, les mesures effectuées sur les extensomètres T4 et T5 sont inexploitable. Les mouvements mesurés sur les ancrages T1 et T3 durant le passage du tunnelier sont faibles, ce qui démontre un mouvement de la partie haute du massif identique au mouvement de la surface (ces mesures sont présentées en Annexe 8). Les mesures obtenues pour l’extensomètre T2 sont présentées ci-dessous.

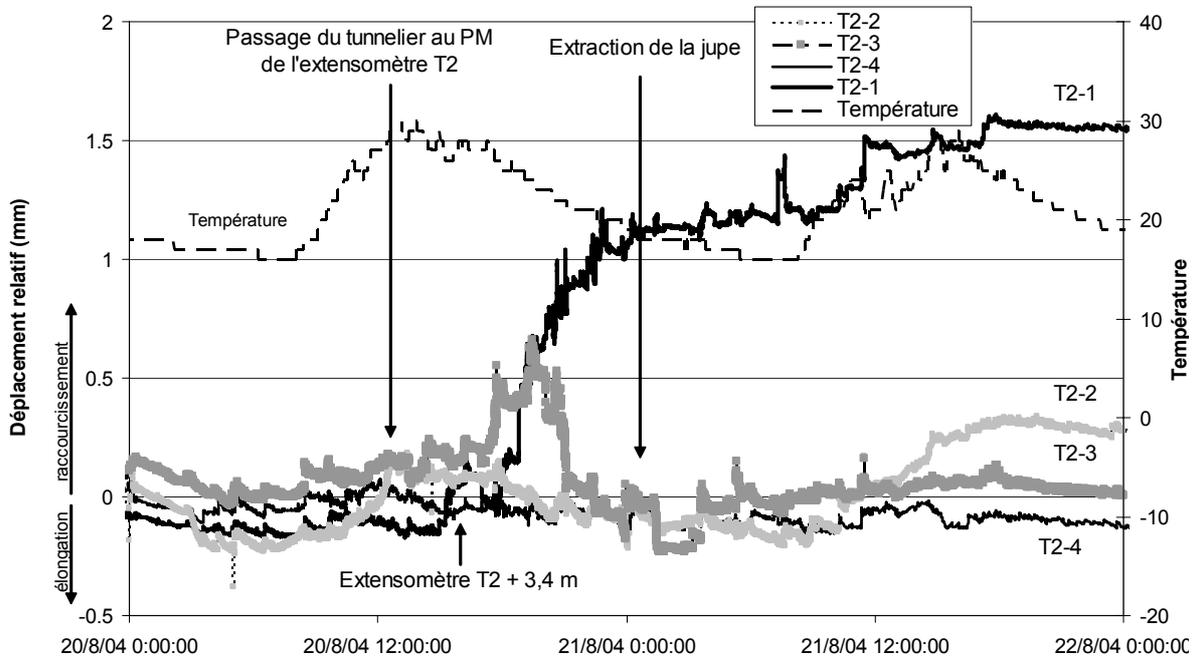


Figure 144 : Evolution des déplacements relatifs de T2 au cours du passage du tunnelier

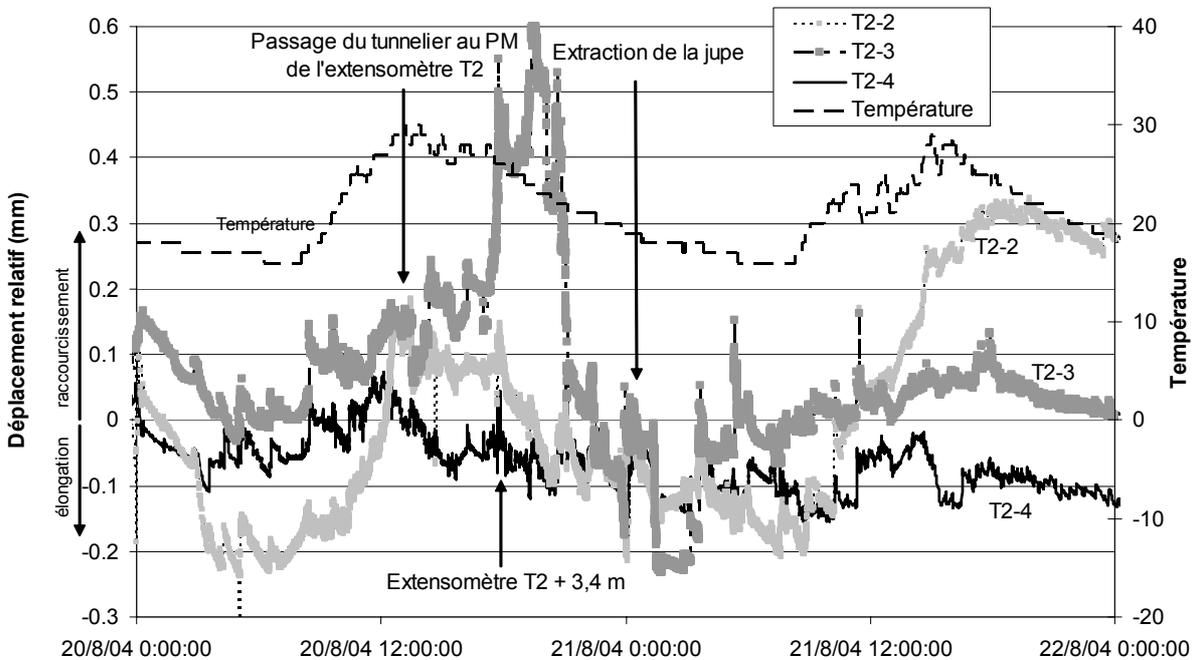


Figure 145 : Evolution des déplacements relatifs des ancrages T2-2, T2-3 et T2-4 au cours du passage du tunnelier

L’ancrage T2-1 montre un mouvement relatif important (Figure 144), cohérent avec l’hypothèse de point fixe de cet ancrage compte tenu des mesures de nivellement sur la tête de l’extensomètre T2 ; mais ce mouvement s’initie quand le front est 3,4 m après la section, alors que les mesures de surface montrent un tassement avant le passage sous la section.

A l’approche du front, l’ancrage T2-2 montre un raccourcissement de sa distance avec la tête d’extensomètre, d’amplitude 0,4 mm (Figure 145), tandis que les déplacements des autres ancrages sont faibles, ce qui montre une mise en compression du terrain situé dans la partie supérieure du tunnel, entre 12 et 17 m de profondeur.

L’essentiel des mouvements est mesuré pendant le passage du bouclier au niveau des instruments de mesure. Les mouvements des différents ancrages permettent de définir les zones de compression et d’extension résumées sur la Figure 146.

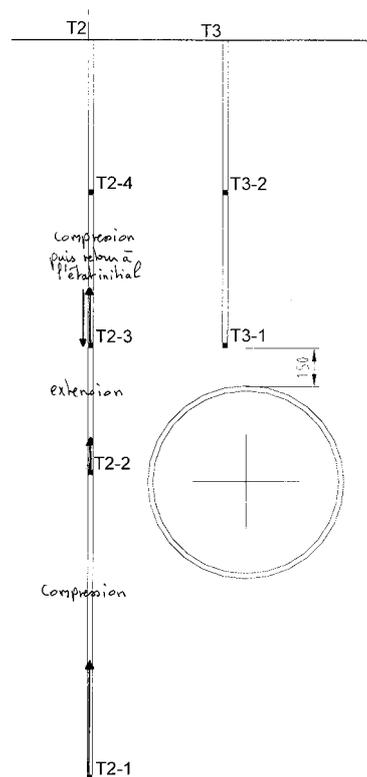


Figure 146 : Déplacements relatifs des ancrages pendant le passage du bouclier

Environ 5 m après l’extraction de la jupe, les ancrages T2-2 et T2-3 montrent un raccourcissement, synonyme d’un phénomène de compression du terrain situé entre l’ancrage T2-2 et l’ancrage T2-4.

La Figure 147 présente l’évolution des déplacements de l’extensomètre T3 en parallèle des phases de creusement. On repère ainsi que jusqu’au 20 août 15h, soit quand le tunnelier est plus de 5 m après l’extensomètre, l’évolution des déplacements des 2 ancrages pendant les phases de creusement et entre 2 phases de creusement est variable ; mais après cette date, soit quand le tunnelier est à moins de 3,5 m de l’échappement de la jupe et jusqu’au 21 août à 5h, soit quand le tunnelier est 5 m après cet échappement, chaque phase de creusement est marqué par un raccourcissement mesuré par les ancrages suivi d’une elongation. Les mouvements entre les phases de creusement sont quasi nuls. Cet enchaînement est bien marqué pour l’ancrage T3-1, et un peu moins pour l’ancrage T3-2 sur lequel on remarque parfois un décalage dans le temps et une amplitude moins grande en général.

Cette évolution des mouvements avec les phases de creusement est aussi visible à partir des mesures de l'extensomètre T2, sur les ancrages T2-2 et T2-3, par contre l'amplitude est moins importante. Ces mouvements ne sont pas visibles sur T2-1 et T2-4, ni sur les ancrages de l'extensomètre T1.

Ces observations permettent d'évaluer la zone d'influence des injections sur le terrain environnant.

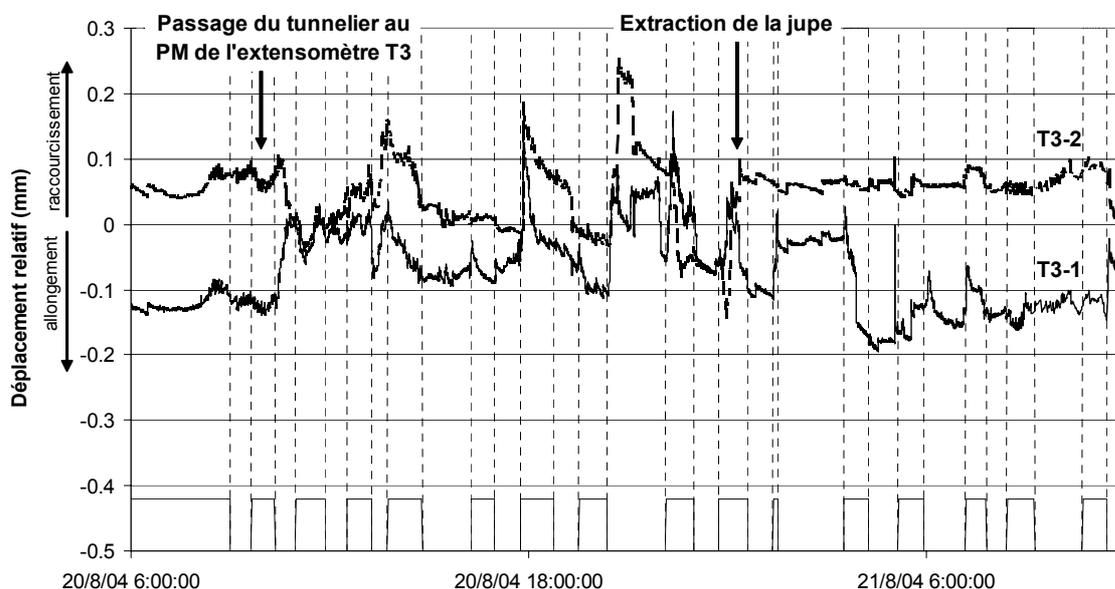


Figure 147 : Evolution des déplacements relatifs de l'extensomètre T3 en fonction du temps - mise en évidence de l'influence des phases d'excavation

La Figure 148 présente ce dernier phénomène en zoomant sur les déplacements de l'ancrage T3-1 entre le 20 août 22h (tunnelier à +9,5 m par rapport à l'extensomètre) et le 21 août 4h30 (tunnelier à +13,8 m) ; on présente aussi sur cette figure l'évolution de l'excavation (longueur forée) et de l'injection (nombre de coups de pompe).

Les deux premières phases d'excavation se déroulent normalement. On repère bien le raccourcissement de la distance entre l'ancrage et la tête d'extensomètre au début de la phase d'excavation, suivi par une élongation qui fait revenir l'ancrage proche de sa position précédente. On ne remarque pas d'influence particulière de l'injection discontinue du premier anneau par rapport à l'injection continue du deuxième.

L'anneau qui suit a été excavé en 2 fois : au départ, seul 222 mm ont été excavés, avec l'injection de seulement 36 coups de pompe, et on observe alors le raccourcissement de l'ancrage T3-1 ; puis l'excavation est stoppée. Pendant ce temps d'arrêt la position de l'ancrage T3-1 reste stable. L'excavation reprend 2 heures plus tard et on observe alors à nouveau un raccourcissement rapidement suivi d'une élongation.

Ces observations permettent de comprendre à quel phénomène est lié le mouvement de l'ancrage : durant l'excavation, les vérins de poussée prennent appui sur les anneaux du revêtement et appliquent donc une force sur ceux-ci. On a vu, à partir des mesures sur les jauges placées dans le revêtement sur la section S22 Castéra, que cette poussée des vérins se traduisait par une extension des voussoirs de l'anneau, spécialement en voûte, ce qui entraîne une « remontée » des terrains proches de la clé du tunnel ; quand l'excavation progresse, c'est la création du vide annulaire, rempli plus ou moins vite par les injections, qui induit une « descente » de ces mêmes terrains.

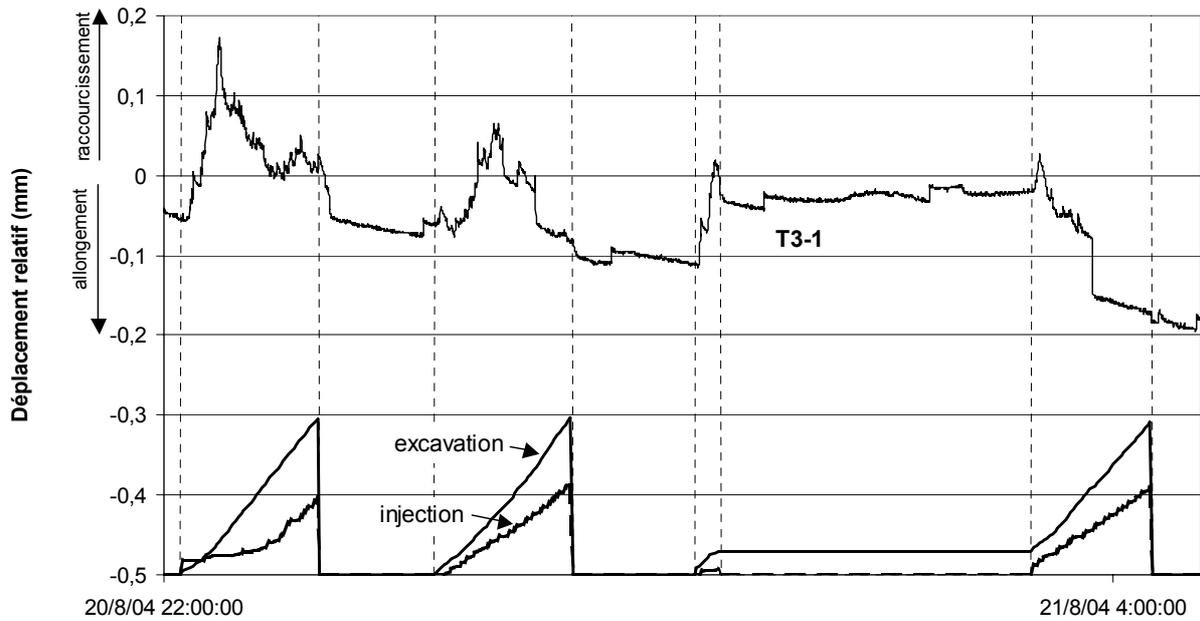


Figure 148 : Evolution du déplacement relatif de l'ancrage T3-1 de l'extensomètre T3 en fonction du temps - mise en évidence de l'influence des phases d'excavation et d'injection

Déplacements absolus

Les déplacements absolus des ancrages des extensomètres peuvent être calculés de 2 façons : soit en ajoutant aux déplacements relatifs le déplacement de la tête mesuré par nivellement, soit, pour les extensomètres latéraux, en considérant les ancrages les plus profonds (T2-1 et T4-1) comme fixes. Nous présentons ici les résultats obtenus avec chacune de ces méthodes.

La Figure 149 présente les déplacements absolus de l'extensomètre T2, calculés en supposant l'ancrage profond fixe.

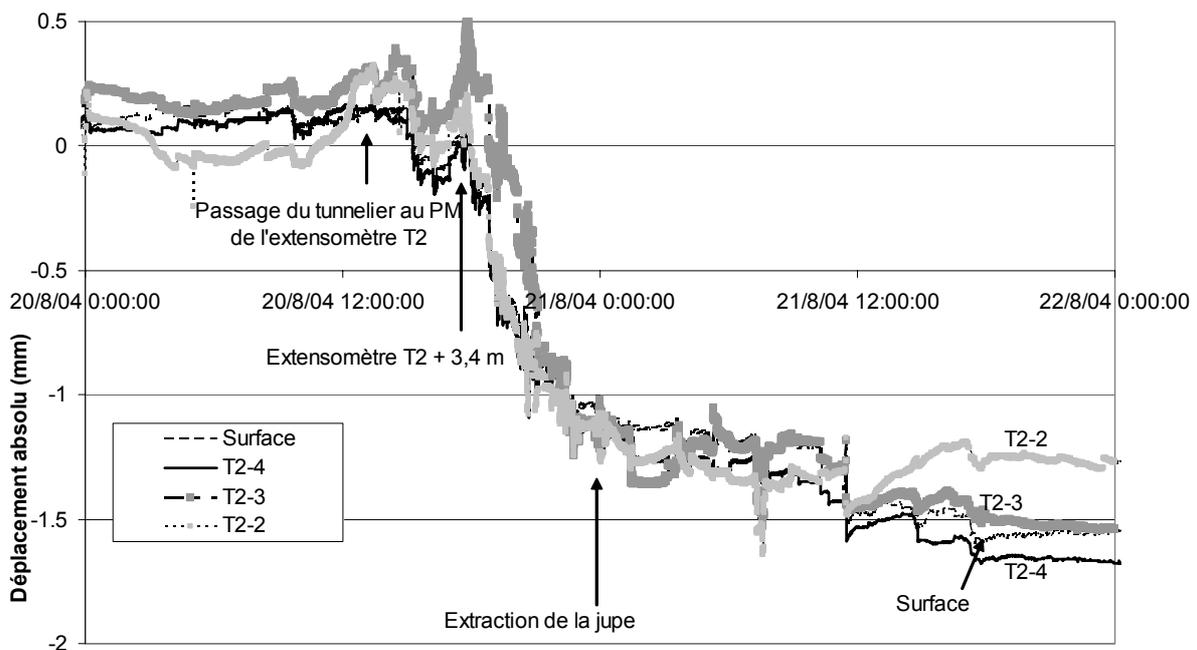


Figure 149 : Déplacements absolus des ancrages de l'extensomètre T2 calculés en supposant l'ancrage T2-1 fixe

Sur la base de ce calcul, les tassements sont initiés 3,40 m après le passage du front, et sont stabilisés peu de temps après l'extraction de la jupe, du fait des injections. Tous les ancrages présentent un comportement similaire, mis à part T2-2 qui montre un léger soulèvement 5 m après l'extraction de la jupe.

Avec cette hypothèse d'ancrage T2-1 fixe, les mouvements de la surface sont bien différents des mesures de nivellement réalisées pendant le passage du tunnelier, puisqu'on ne retrouve pas le tassement initié avant le passage du front.

La Figure 150 présente les déplacements absolus calculés en tenant compte des mesures de nivellement de la tête de l'extensomètre T2.

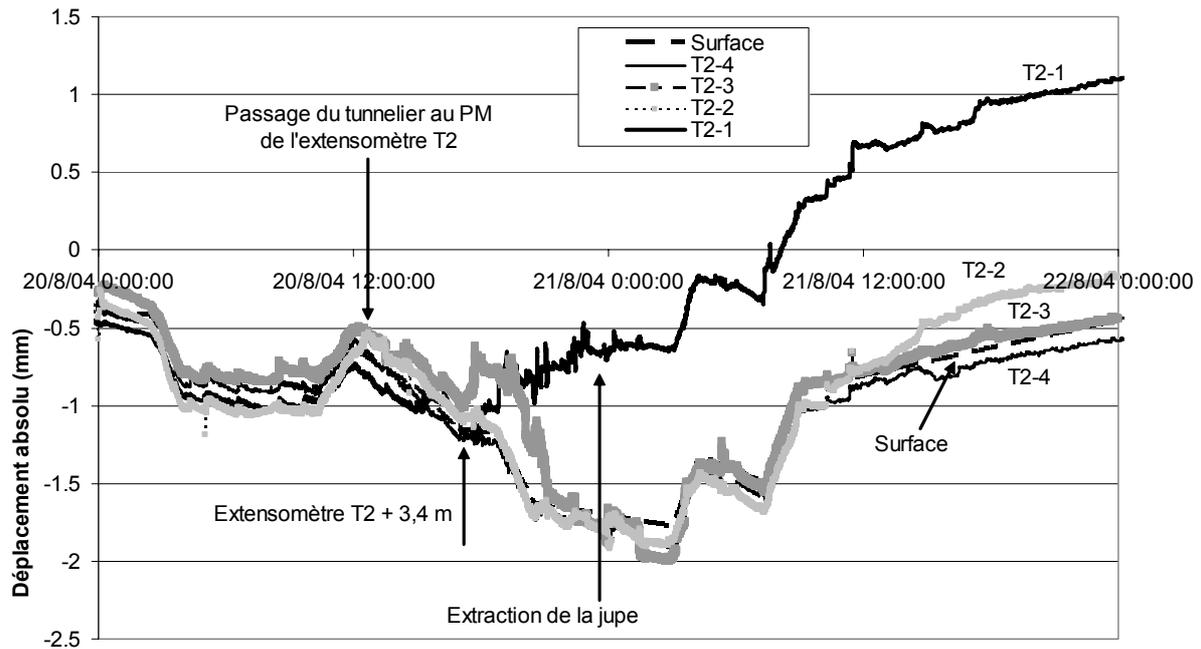


Figure 150 : Déplacements absolus des ancrages de l'extensomètre T2 calculés à partir des mesures de nivellement de la tête et de la surface

Avec ce type d'hypothèse, l'ancrage profond T2-1 tasse de 1 mm avant de se soulever ; ce tassement semble difficilement concevable, la modélisation numérique présentée à la fin de ce chapitre (paragraphe 4.3) justifie par contre le soulèvement. L'extraction de la jupe s'accompagne du soulèvement de tous les ancrages.

Suite à ces différents calculs et à leur analyse, on pense que les mouvements « réels » des ancrages et de la tête de l'extensomètre T2 sont compris entre ces 2 calculs.

2.3.5. Inclinomètres

Il n'a pas été possible de réaliser la mesure de vrillage des tubes. Les résultats présentés ici sont donc des résultats bruts.

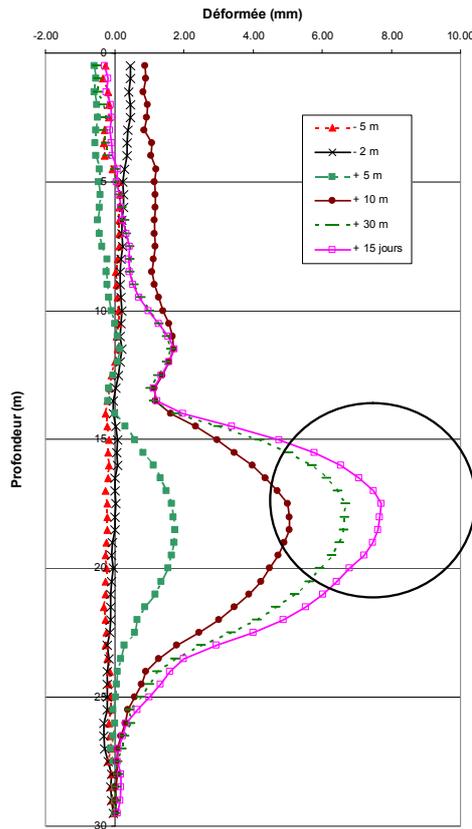


Figure 151 : Déplacements horizontaux transversaux dans le tube I1

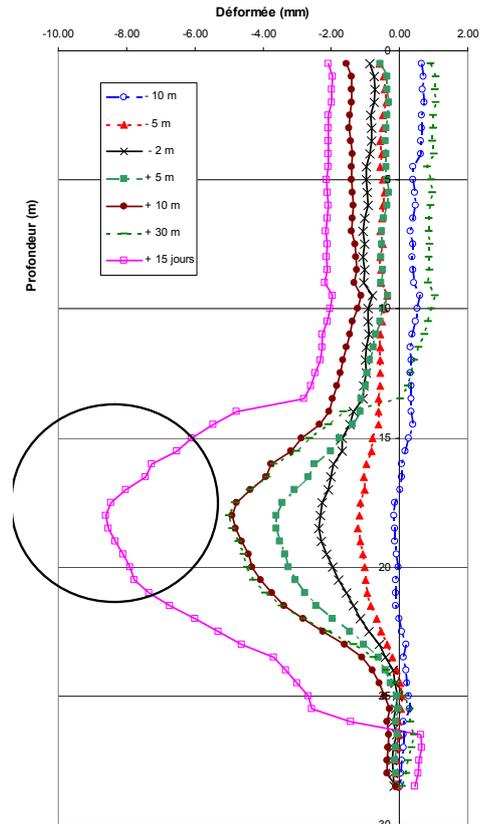


Figure 152 : Déplacements horizontaux transversaux dans le tube I3

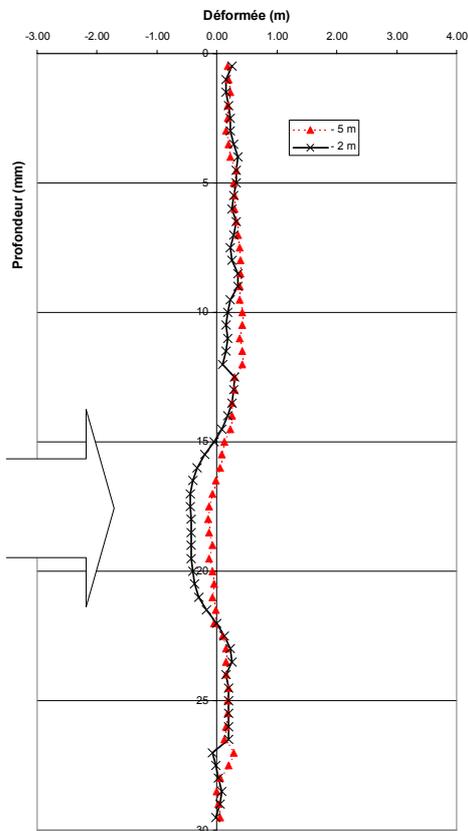


Figure 153 : Déplacements horizontaux longitudinaux dans le tube I2

L'approche du tunnelier est visible par un mouvement de convergence transversale sur l'inclinomètre I3, d'amplitude 2,4 mm lors de la mesure à - 2 m (Figure 152). On repère aussi un léger mouvement longitudinal sur l'inclinomètre I2 (Figure 153).

Le mouvement de convergence transversale se poursuit pendant le passage du bouclier, l'extraction de la jupe et les injections ; la stabilisation semble atteinte à + 30 m (le cisaillement au pied du tube de 3 mm lors de la mesure à + 15 jours sur I3 est difficilement explicable à ce moment des travaux).

2.3.6. Nivellement sur bâti

Plusieurs repères, positionnés sur les pavillons autour de la section, permettent de mesurer l'impact du creusement sur les bâtiments. Ces repères sont numérotés 11 à 13, 201-202 et 92-93 (voir Figure 138).

Les repères 11 à 13 et 201-202 sont situés de part et d'autre du tunnel ; les repères 92-93 sont proches de l'axe. Les repères 11 à 13 sont positionnés sur une maison individuelle, 92-93 sur un bâtiment R+2, et 201-202 sur un bâtiment R+3 plus long.

Le suivi altimétrique sur ces points est présenté sur la Figure 154 pour les repères 11 à 13, sur la Figure 155 pour les repères 201 et 202 et sur la Figure 156 pour les repères 92 et 93. Sur ces figures, l'évolution des points est présentée en fonction de la distance entre le front du tunnelier et la section de mesure étudiée précédemment. Les repères n'étant pas situés sur cette section, le passage du tunnelier à leur niveau ne se fait pas au « zéro » de l'axe des abscisses, mais à différentes positions en amont ou en aval.

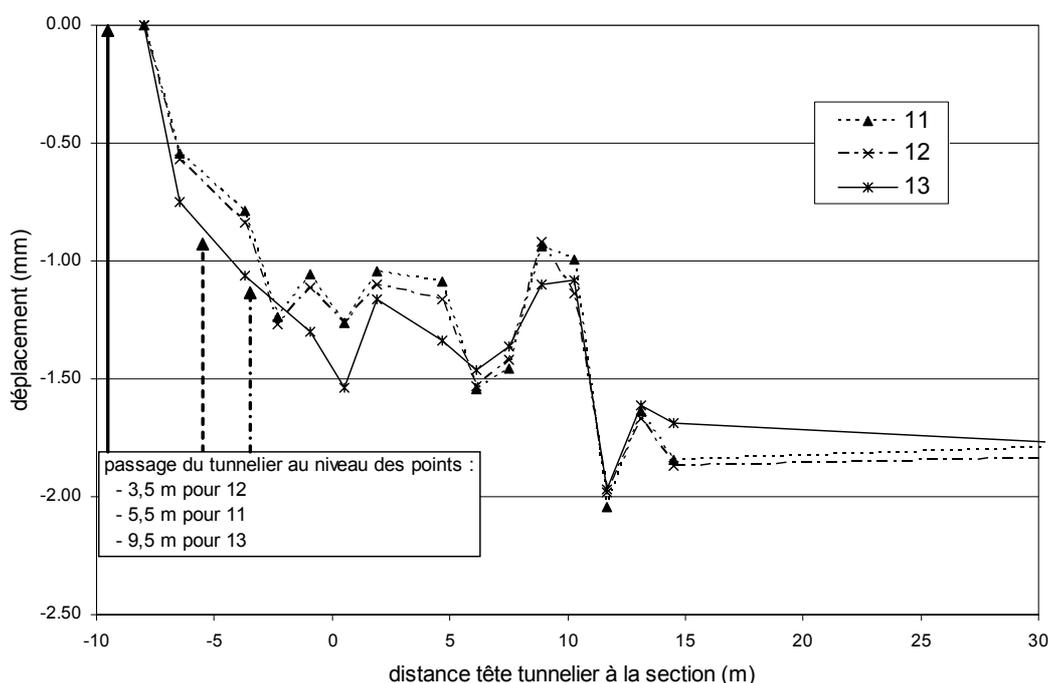


Figure 154 : Suivi altimétrique des points 11 à 13 sur bâti

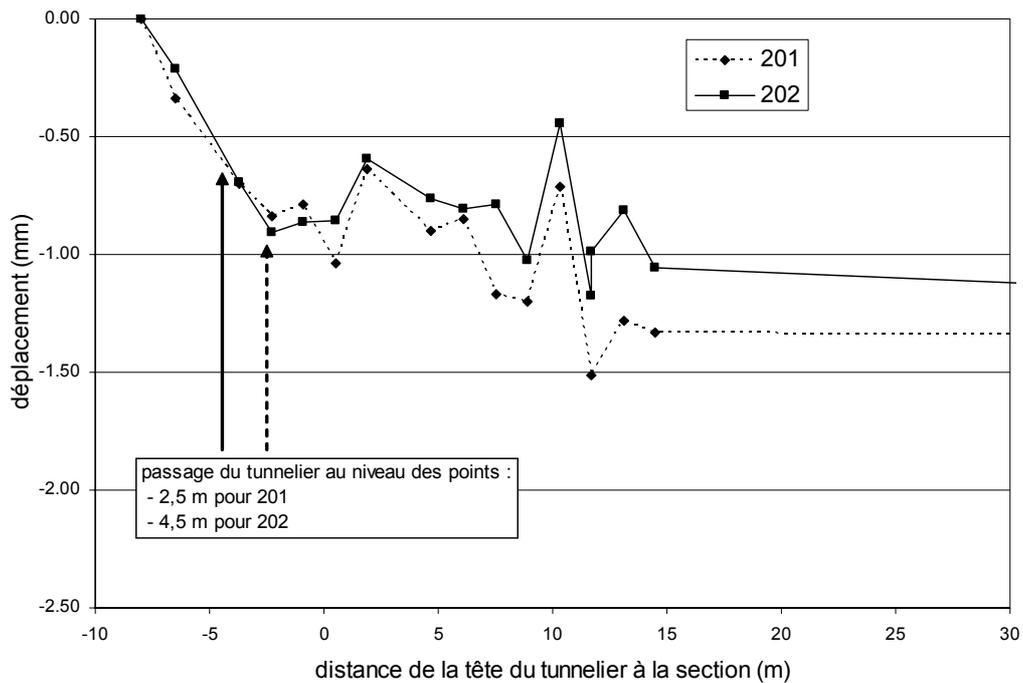


Figure 155 : Suivi altimétrique des points 201 et 202 sur bâti

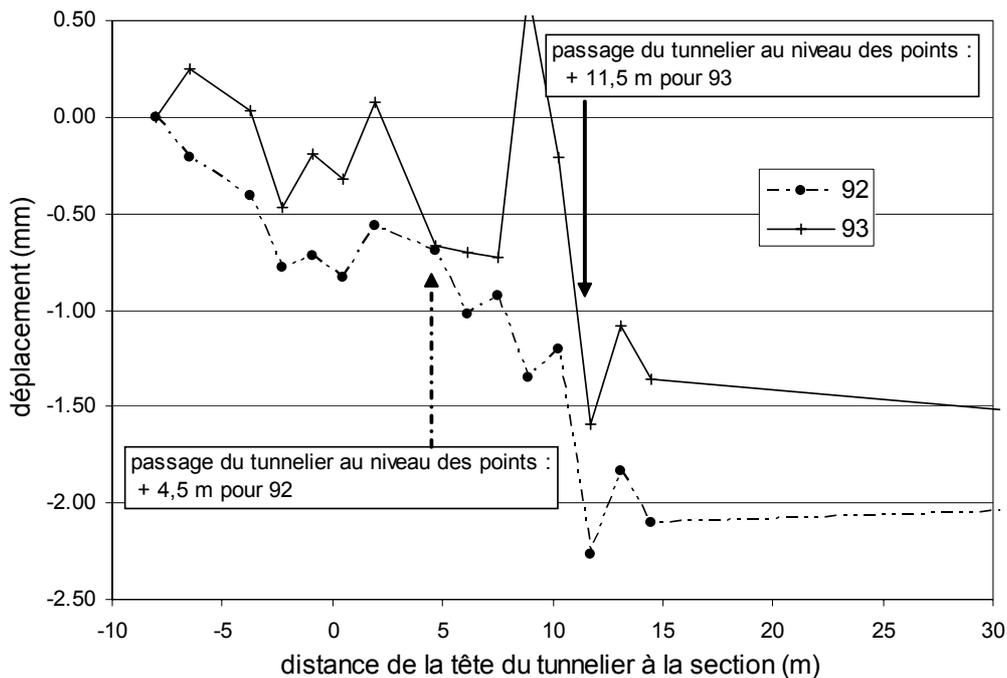


Figure 156 : Suivi altimétrique des points 92 et 93 sur bâti

Ces 3 figures montrent un comportement similaire des points sur bâti : les tassements sont initiés avant le passage du front du tunnelier sous les points de mesure. Ces tassements sont plus faibles pour les bâtiments plus éloignés de l'axe du tunnel. On mesure au maximum 2,3 mm de tassement pour le repère 92. Les points sont stabilisés rapidement.

Un point particulier intéressant est que, bien que les points de mesure soient situés à des distances différentes de l'axe du tunnelier, ils tassent tous globalement de la même amplitude au même moment ; ceci indique un comportement rigide des maisons, compatible avec la structure en béton armé de celles-ci.

Au final, un tassement global de 1,5 à 2 mm est mesuré pour les repères 11 à 13 ; ce tassement est similaire au tassement mesuré sur la tête d'extensomètre T1, situé à la même distance de l'axe. Pour les repères 201 et 202, le tassement final atteint 1,5 mm. Les repères 92 et 93 donnent au final un tassement de 1,6 mm et de 1,3 mm respectivement. Ces déplacements sont supérieurs aux tassements mesurés sur la tête d'extensomètre T3 et sur le repère 136 (0,8 à 0,9 mm), situés à même distance de l'axe du tunnel que les points 92 et 93 ; ainsi, la présence du bâtiment semble accentuer les tassements à l'aplomb du tunnel.

2.3.7. Bilan des déplacements dans le massif de sol

Les figures suivantes présentent les déplacements totaux (verticaux + horizontaux) calculés pour différentes positions du tunnelier à partir des mesures des extensomètres et des inclinomètres. Les déplacements verticaux absolus de T2 sont calculés 1) à partir de la mesure de nivellement de la tête d'extensomètre – 2) en supposant l'ancrage profond T2-1 fixe ; dans l'hypothèse de l'ancrage profond fixe, les déplacements de T3 sont calculés à partir des mouvements de la tête T2 et de la forme de la cuvette de déplacement établie par nivellement. Les déplacements verticaux de T4 n'ayant pas été mesurés (défaut d'installation) nous avons seulement indiqué les déplacements horizontaux.

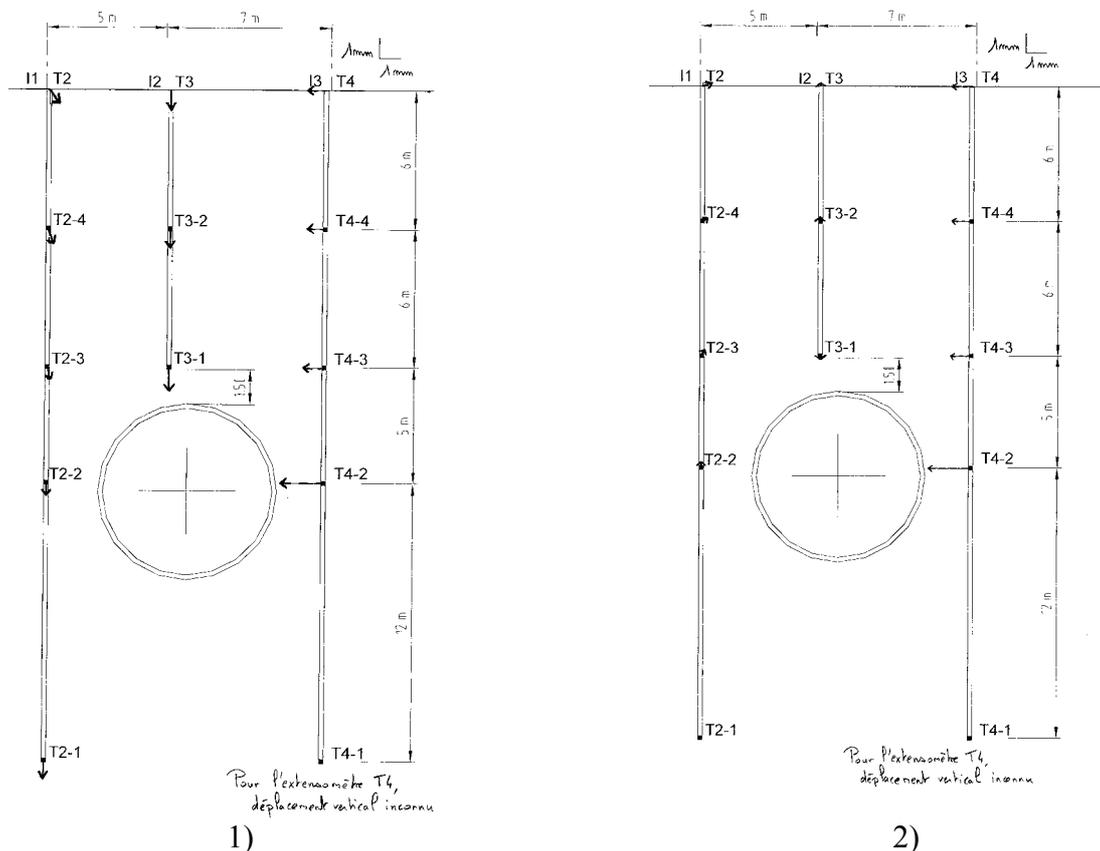


Figure 157 : Déplacements totaux au moment du passage du front du tunnelier sous la section de mesure

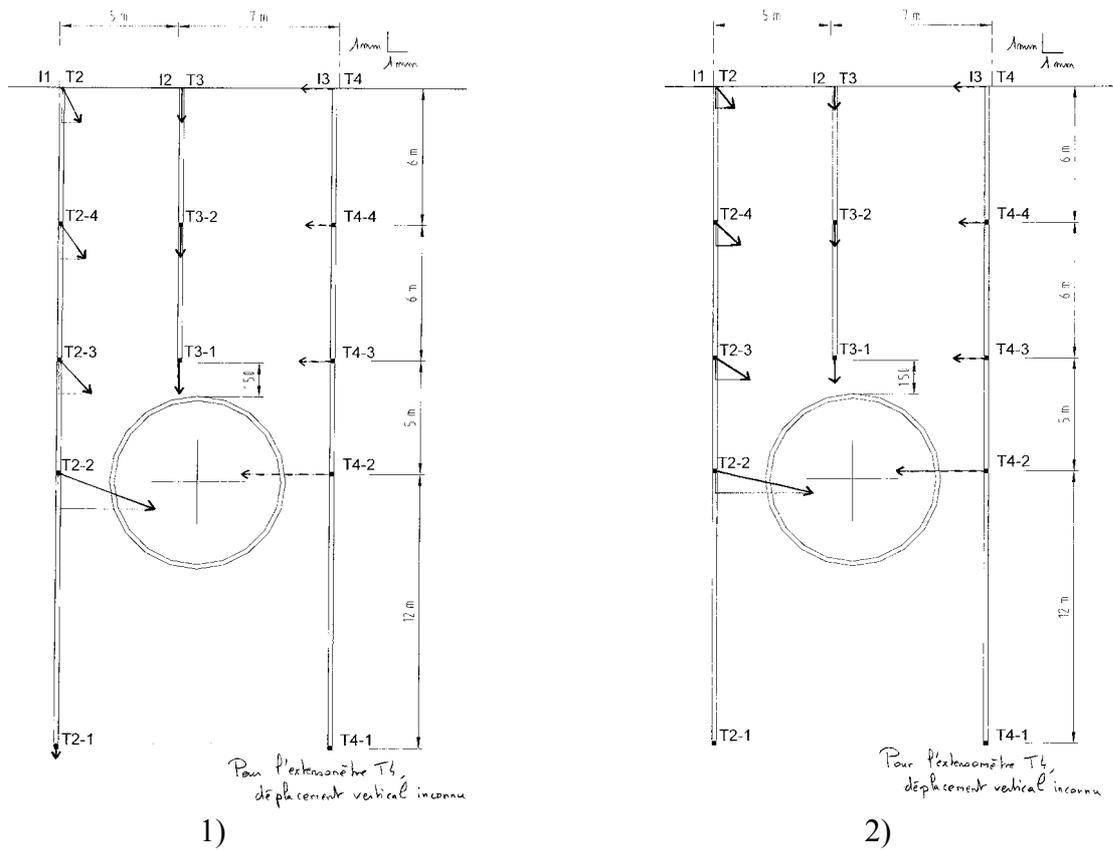


Figure 158 : Déplacements totaux à l'extraction de la jupe

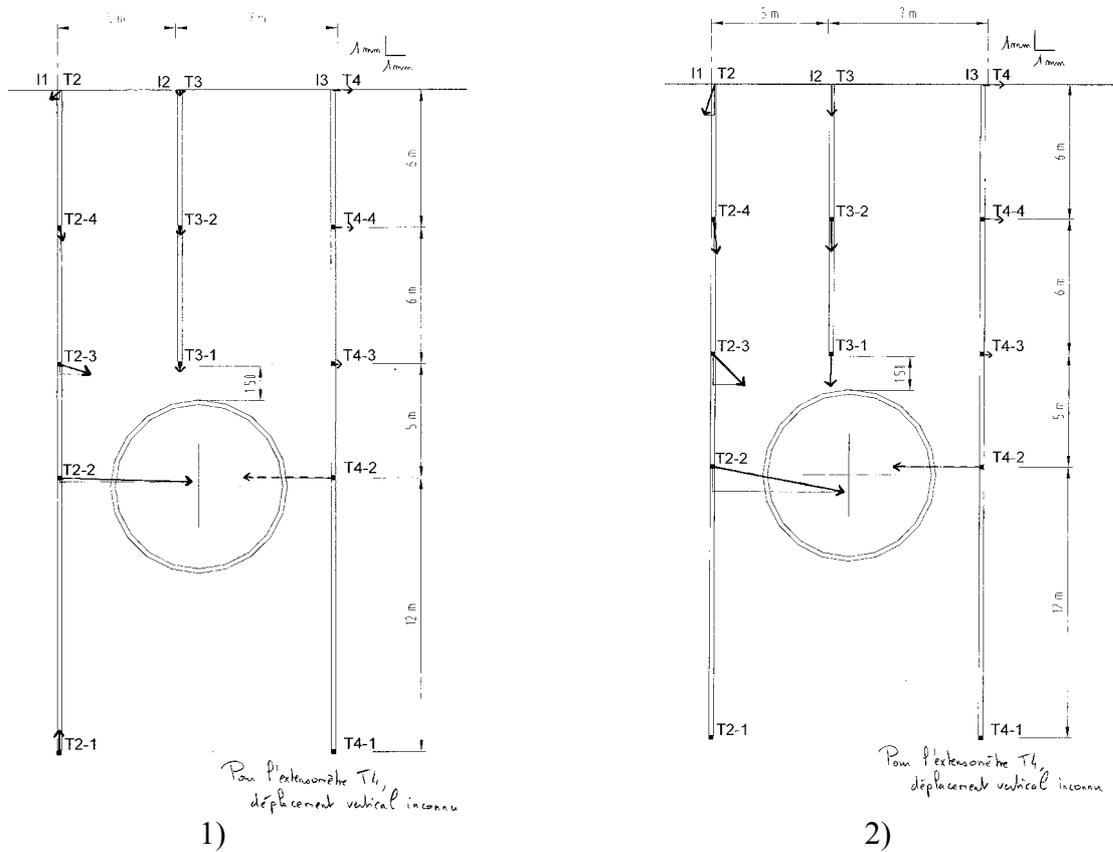


Figure 159 : Déplacements totaux lorsque le front du tunnelier est positionné 30 m après la section

Au passage du front (Figure 157), on mesure à la fois des tassements dans tout le massif (ou de très faibles soulèvements), alors que le mouvement de convergence est déjà initié du côté droit. L'extraction de la jupe (Figure 158) est accompagnée de mouvements convergents importants (mouvements horizontaux et verticaux). Les injections stabilisent ces mouvements et entraînent même une diminution de ces tassements.

A l'aplomb du tunnel, les mouvements sont d'amplitude similaire pour les 2 ancrages et pour la surface. On a donc ici un mouvement de bloc du massif.

2.3.8. Paramètres tunnelier

Durant l'intervalle [-20 m ; +50 m], la pression de confinement et la pression d'injection adimensionnelles présentent des variations.

La Figure 160 présente l'évolution de la pression de confinement mesurée par le capteur en clé du tunnel divisée par la contrainte verticale initiale en clé, en fonction du numéro d'anneau (la section étant située à l'anneau 1824). On remarque que cette pression adimensionnelle varie largement de 0,4 à 0,7, et ces variations sont effectives d'un anneau à l'autre.

La Figure 161 présente l'évolution de la pression principale d'injection divisée par la contrainte verticale initiale en clé, en fonction du numéro d'anneau. On voit que cette pression a tendance à augmenter sur l'intervalle considéré.

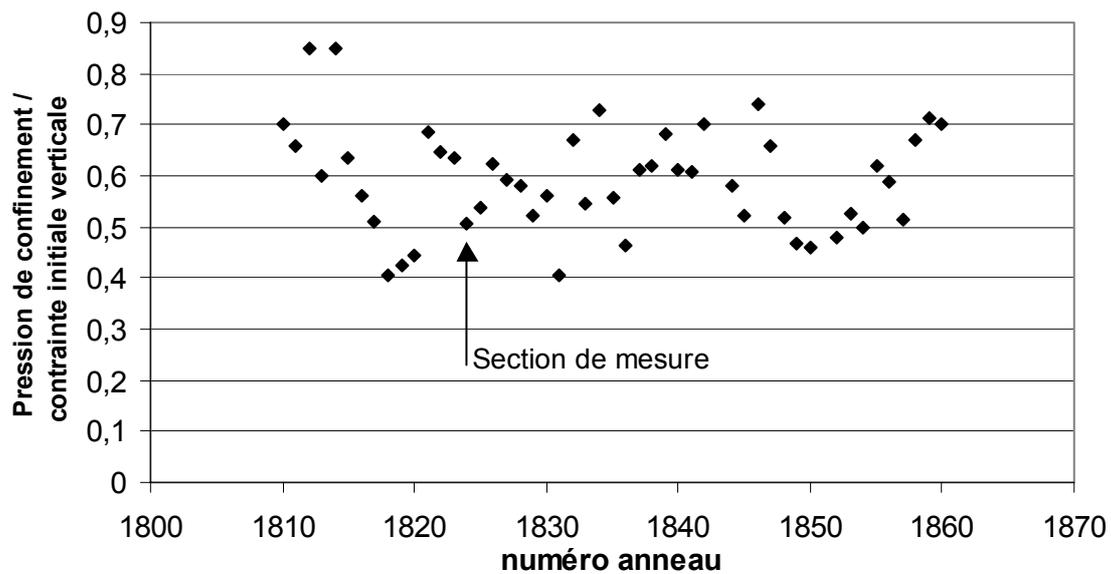


Figure 160 : Evolution de la pression de confinement adimensionnelle sur l'intervalle [-20 m ; +50 m] (valeurs moyennées par anneau)

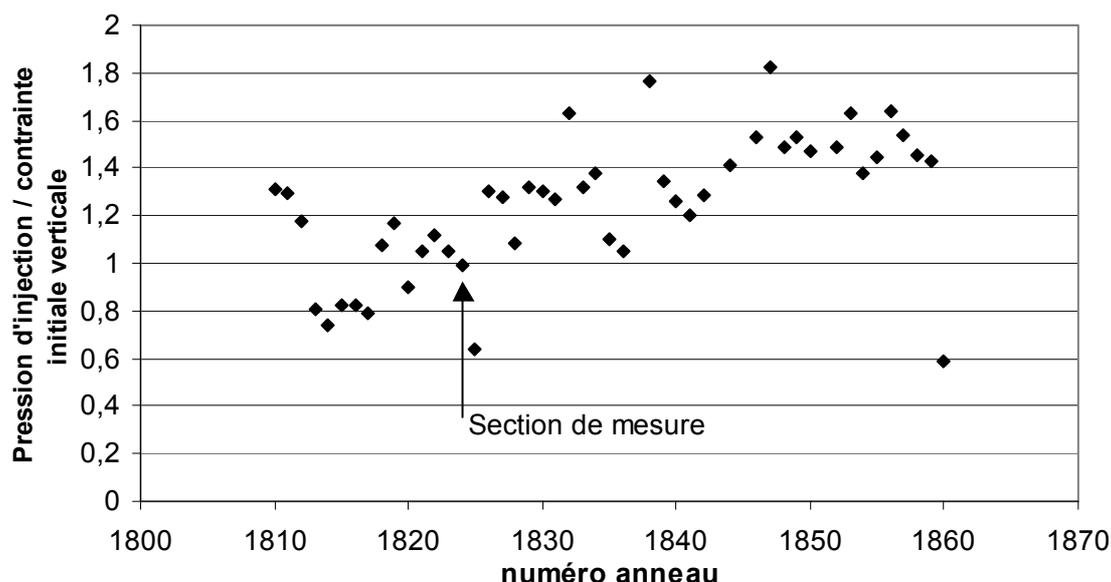


Figure 161 : Evolution de la pression d'injection adimensionnelle sur l'intervalle [-20 m; +50 m] (valeurs moyennées par anneau)

Le tableau ci-dessous donne les valeurs moyennes et les écarts types de différents paramètres sur l'intervalle considéré.

Tableau 18 : Valeurs moyennes des paramètres tunneliers autour de la section S54 -Devic

	Valeur moyenne	Ecart type / moyenne
Pression de confinement / σ_{v0}	0,59	0,17
Vitesse d'avancement / vitesse moyenne	0,57	0,18
Poussée totale des vérins / (surface d'excavation x σ_{v0})	6,59	0,09
Nombre de coups de pompe de mortier / nombre théorique	1	0,22
Pression d'injection de mortier / σ_{v0}	1,24	0,23

σ_{v0} : contrainte verticale initiale

Comparés aux valeurs des paramètres tunneliers sur les sections du lot 2 (sections S22 Castéra et S23 Compans), on remarque ici des écarts types beaucoup plus importants quel que soit le paramètre considéré. Ces instabilités sont fatalement moins favorables à une minimisation des mouvements.

La Figure 162 présente l'évolution des mesures de pression de confinement en fonction du temps. Cette pression est très variable en fonction de la phase d'avancement du tunnelier. La Figure 163 correspond à un zoom de la figure précédente sur quelques anneaux seulement. Pendant les phases d'excavation, la pression est variable (entre 0,5 et 3,6 bars) ; pendant les phases de pose des voussoirs et d'arrêt du tunnelier, la pression au front n'est pas maintenue et elle chute. Cette observation constitue une explication aux importants tassements qui affectent l'ensemble du massif avant le passage du front.

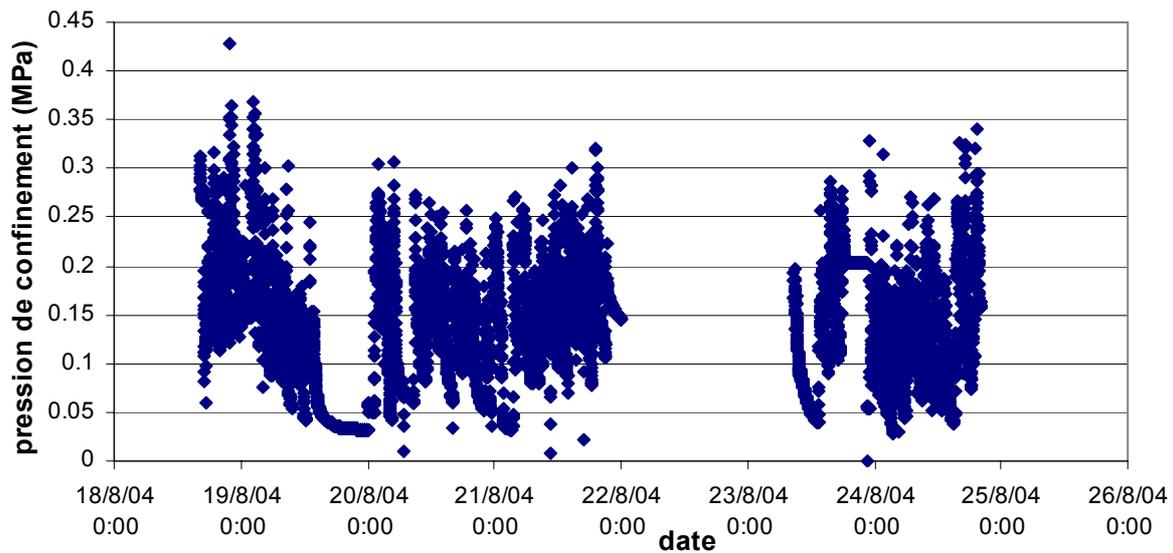


Figure 162 : Evolution de la pression de confinement en fonction du temps

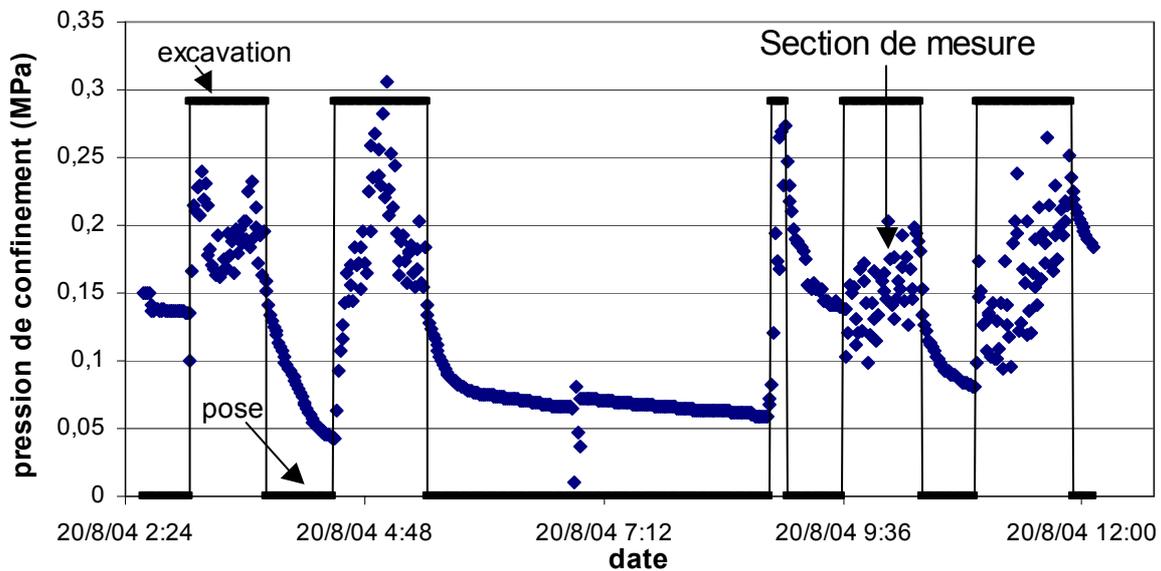


Figure 163 : Evolution de la pression de confinement lors du passage du tunnelier sous la section de mesure

2.3.9. Conclusion

L'analyse de l'ensemble des mesures réalisées sur cette section du lot 5, excavée au tunnelier à pression de terre, montre la superposition de 2 mouvements : un tassement global, qui peut être expliqué par la chute importante de la pression de confinement pendant les phases de pose des voussoirs et d'arrêt du tunnelier, auquel s'ajoute des déplacements verticaux et horizontaux similaires aux déplacements déjà mis en évidence lors de l'étude des sections de mesures du lot 2.

On peut donc admettre que les terrains subissent ici les mêmes influences liées à la diminution des contraintes tangentielles au niveau du contact sol – structure, mais que le défaut de maintien du front lors des phases d'arrêt induit un tassement supplémentaire.

3. MOUVEMENTS MESURES SUR LA SECTION S43 EXCAVEE AU TUNNELIER A PRESSION DE BOUE

3.1. Description de la section

La troisième section du lot 4 (section S43) se situe Place du Salin dans le centre historique de Toulouse (voir la localisation de la section sur la figure en Annexe 9). Les constructions existantes sont anciennes à très anciennes (du 17^{ème} au début du 20^{ème} siècle).

Trois sondages ont été effectués à proximité de la section de mesure (voir Figure 164 et la figure en Annexe 9). Il ressort que :

- la molasse est argileuse (horizons M1, M2 et M3 suivant la dénomination du projet, voir chapitre 3) d'après les sondages SCB1203 et SCB51. Par contre le sondage SCB52, plus éloigné, montre une très importante couche de sable fin à moyen (M5) au-dessus du tunnel,
- le niveau de la nappe a été reconnu à 4,70 m sous le TN.

Le tunnel du lot 4 est réalisé au moyen d'un tunnelier à pression de boue. Les injections sont réalisées par les 4 lignes situées en partie supérieure du bouclier.

Cette section se situe sur la quatrième interstation du lot, le tunnelier ayant déjà parcouru près de 2600 m depuis son démarrage.

Au droit de la section, l'axe du tunnel est à 22,30 m de profondeur. La couverture de terrain au-dessus du tunnel atteint donc 18,40 m, dont seulement 10,60 m de molasse.

3.2. Description de l'instrumentation

L'instrumentation mise en place sur cette section est constituée de (voir Figure 164) :

- 4 extensomètres de forages multipoints (E2 à E5),
- 3 inclinomètres (I1 à I3),
- un nivellement des têtes d'extensomètres,
- des extensomètres à cordes vibrantes en voussoirs.

Du fait de la présence du bâti, seuls 4 forages extensométriques ont pu être installés. La position de ces forages est indiquée sur la Figure 165.

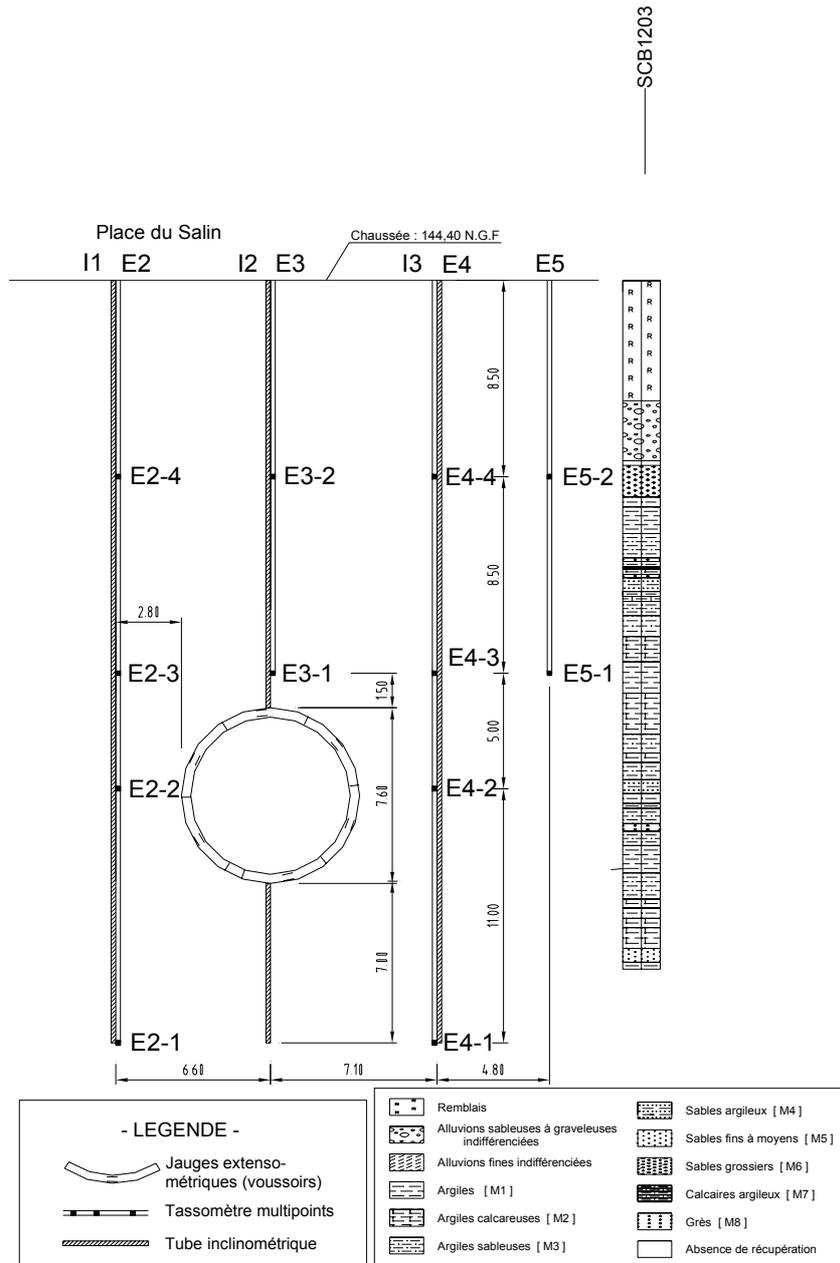


Figure 164 : Instrumentation de la section S43 – Salin

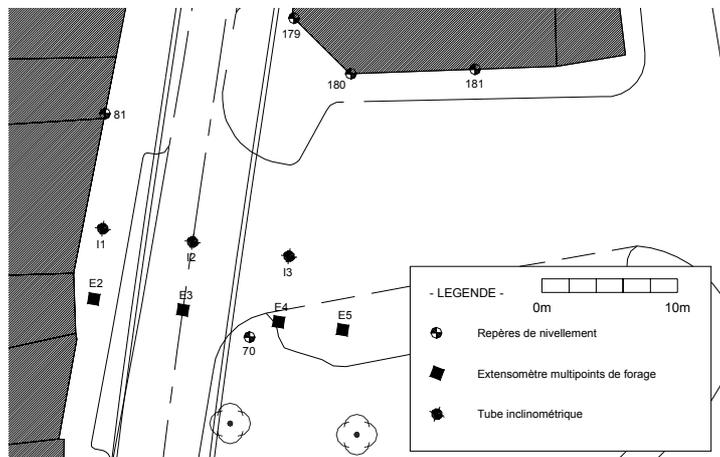


Figure 165 : Implantation des extensomètres en forage (E) et des inclinomètres (I)

3.3. Nivellement de surface

La mesure de référence est établie par une moyenne des mesures du 24 novembre 2003 à 14h30 et du 25 novembre 2003 17h30, alors que le tunnelier était situé respectivement à 20 m et à 13 m de la section.

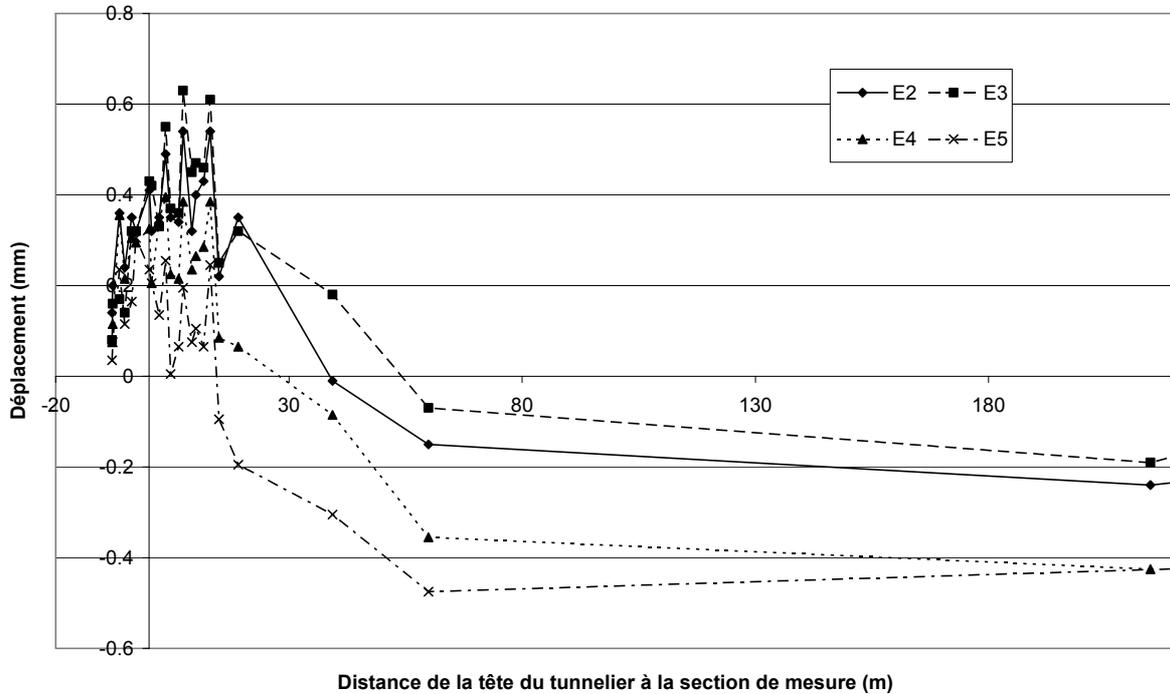


Figure 166 : Suivi altimétrique des têtes d'extensomètres en fonction de la distance au tunnelier

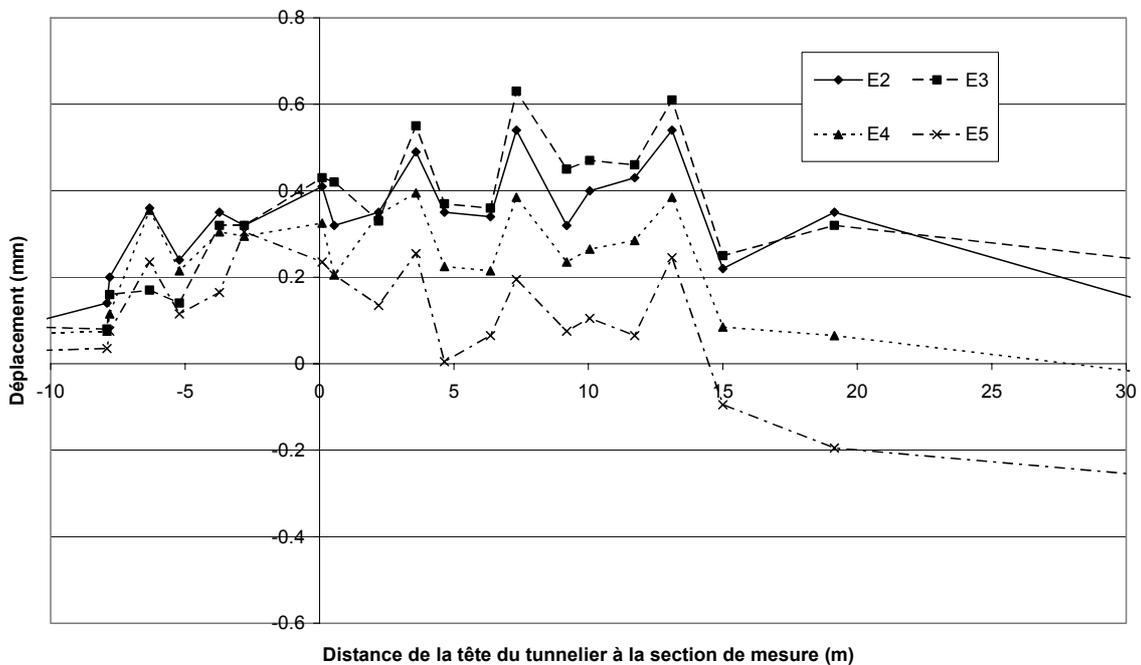


Figure 167 : Suivi altimétrique des têtes d'extensomètres en fonction de la distance au tunnelier (entre -10 m et +30 m)

A l'approche du front, l'ensemble des points enregistrent un soulèvement de 0,25 à 0,45 mm. Suite au passage du front, les mouvements sont tout d'abord stabilisés, puis un tassement est mesuré à partir de la mesure à + 15 m, tassement d'amplitude similaire sur toutes les têtes.

La Figure 168 présente la forme de la cuvette transversale des déplacements pour différentes positions du front du tunnelier par rapport à la section de mesure. On repère bien la cuvette maximale de soulèvement, qui prend la forme d'une courbe de Gauss inversée, de caractéristique $S_{max} = 0,63$ mm et $i = 8$ m du côté sans bâtiment, soit un « gain » de volume de 0,03 % du volume excavé. Suite à ce soulèvement, le tassement est d'amplitude quasi-uniforme sur tous les points.

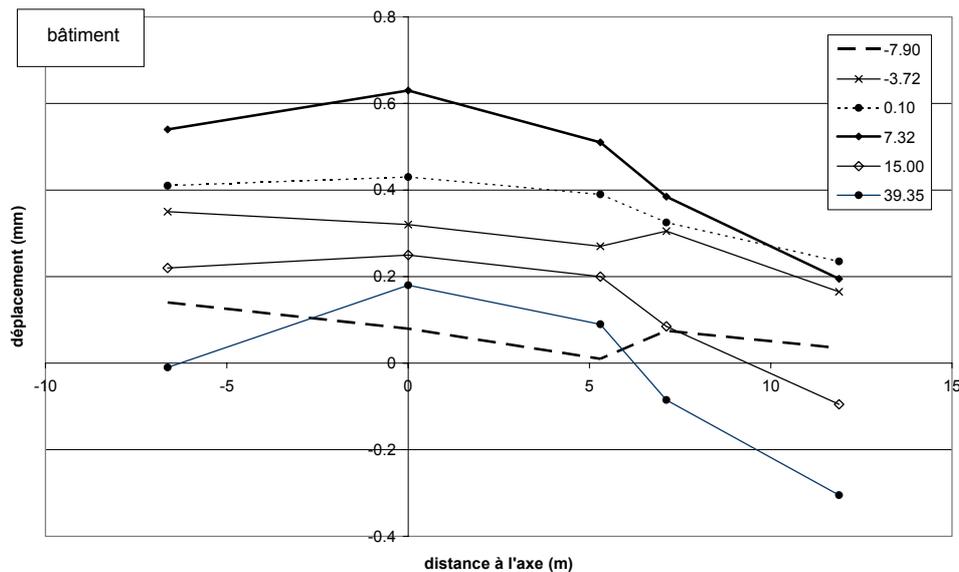


Figure 168 : Cuvette transversale des déplacements mesurés en surface sur les têtes d'extensomètres

3.4. Extensomètres de forage

Compte tenu de la position de la section de mesure, les extensomètres latéraux ne sont pas positionnés à la même distance de l'axe du tunnel : l'extensomètre E2, côté gauche, est à 6,60 m de l'axe, et l'extensomètre E4 est à 7,10 m à droite.

La mesure de référence est établie le 25 novembre à 17h30, soit quand le front du tunnelier est positionné 13 m en amont de la section.

Les mesures sur les extensomètres E4 et E5 ne montrent pas de mouvement significatif des différents ancrages au cours du passage du tunnelier sous la section de mesure. Les écarts entre les têtes d'extensomètres et les ancrages restent nuls, ce qui signifie que les différents ancrages ont bougé de manière identique en temps et en amplitude avec chacune des têtes. Ces mesures sont présentées en Annexe 9.

Nous présentons ci-dessous les déplacements relatifs mesurés sur les ancrages des extensomètres E2 et E3.

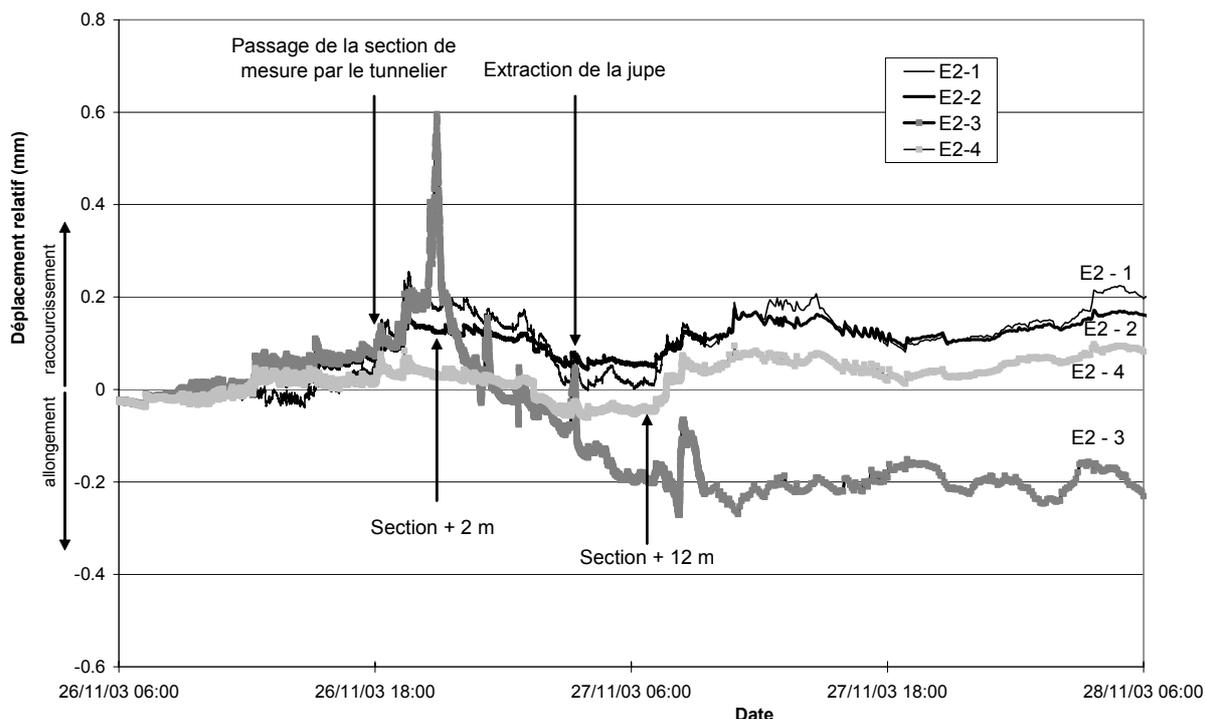


Figure 169 : Evolution des déplacements relatifs des ancrages de E2 au cours du passage du tunnelier

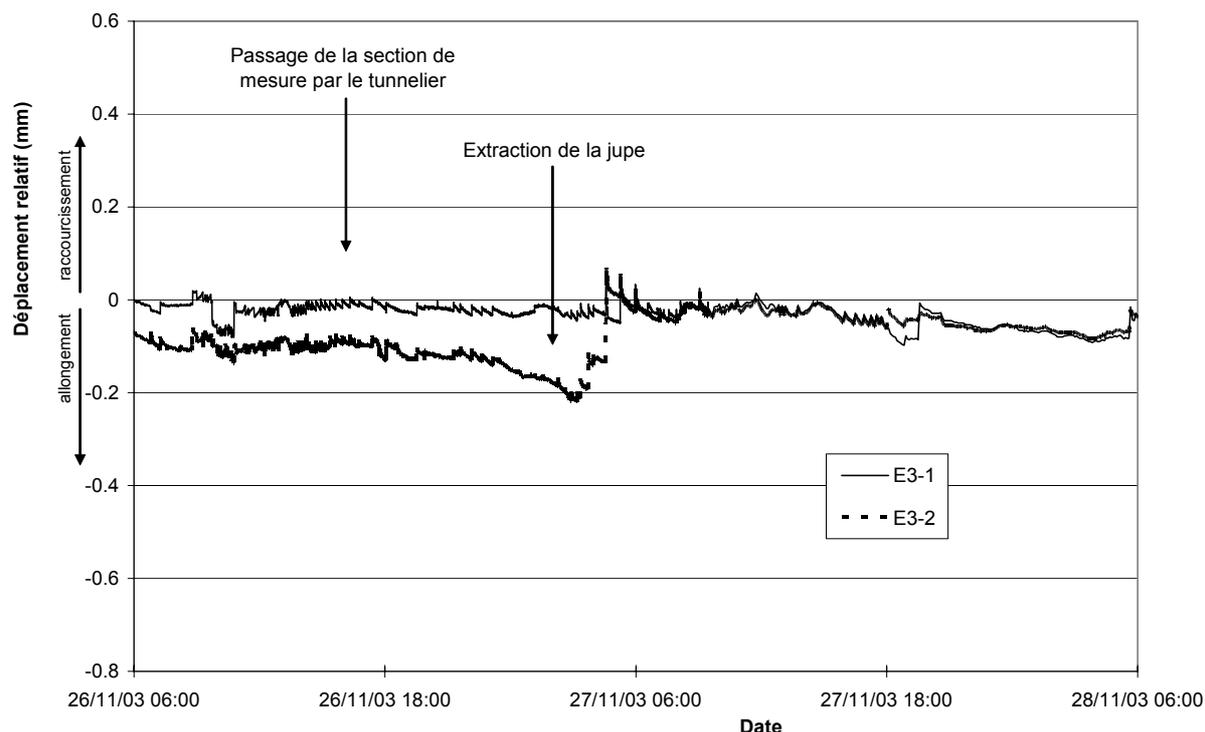


Figure 170 : Evolution des déplacements relatifs des ancrages de E3 au cours du passage du tunnelier

La majorité des mouvements des ancrages est mesurée pendant le passage du bouclier. Les ancrages de E2 montrent un raccourcissement pendant cette phase, raccourcissement maximal pour l’ancrage E2-3, ce qui montre une zone en extension au niveau de la demi-section supérieure du tunnel, et une zone en compression entre les ancrages E2-3 et E2-4, comme indiqué sur la Figure 171.

Ce mouvement est suivi d'une élongation d'autant plus importante que l'amplitude du raccourcissement a été forte.

L'ancrage E3-2 enregistre une compression du terrain au-dessus du tunnel associée à l'extraction de la jupe, puis un retour à l'état initial.

A + 12 m, on enregistre un raccourcissement sur les têtes E2-1, E2-2 et E2-4. Sur les autres ancrages (E2-3, E3-1 et E3-2), les mouvements sont stabilisés dès l'échappement de la jupe. L'état de compression du massif 36 h après le passage du front est indiqué sur la Figure 172.

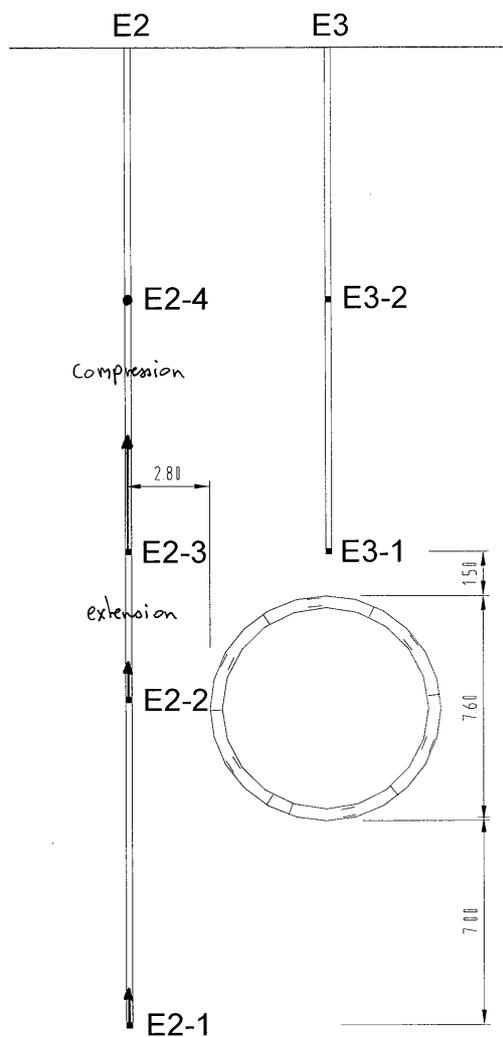


Figure 171 : Déplacements relatifs des ancrages lorsque le front est 2 m après la section

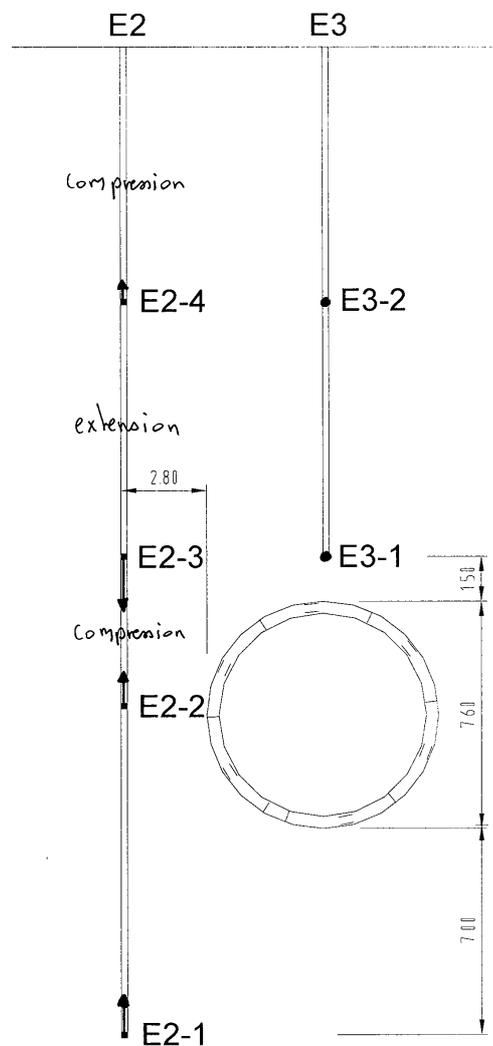


Figure 172 : Déplacements relatifs des ancrages 36h après le passage du front

3.5. Inclinomètres

Les résultats présentés tiennent compte d'une correction du vrillage. La mesure de vrillage dans le tube I2 n'étant pas possible, nous avons supposé que ce tube n'était pas vrillé.

Des problèmes de scellement du tube I1 rendent les mesures de cet inclinomètre inexploitable ; nous ne présentons donc ici que les résultats des inclinomètres I2 et I3. Néanmoins, la qualité des mesures est moyenne et les résultats par conséquent peu exploitables.

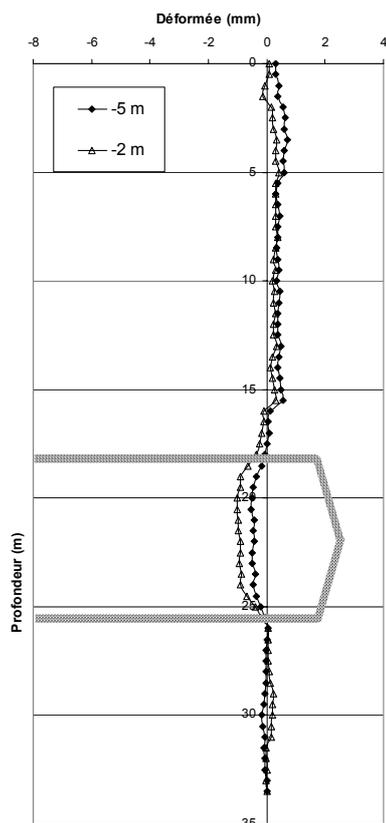


Figure 173 : Déplacements horizontaux longitudinaux pour le tube I2

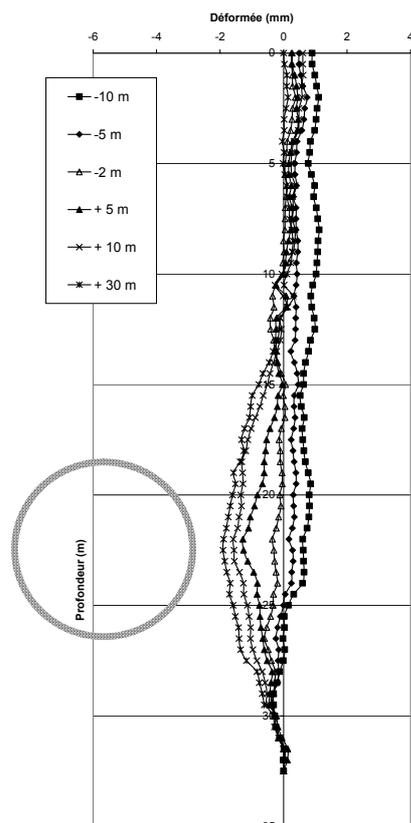


Figure 174 : Déplacements horizontaux transversaux pour le tube I3

A l'approche du tunnelier, l'inclinomètre central I2 (Figure 173) montre une faible convergence des terrains vers le tunnel.

Les mouvements transversaux mesurés à partir de l'inclinomètre I3 sont eux aussi faibles en amplitude, mais affectent une hauteur importante de terrain.

L'amplitude de ces déplacements transversaux contraste avec ceux mesurés sur les sections excavées aux tunneliers à pression de terre. Ils sont en accord avec les déplacements relatifs quasi-nuls mesurés sur l'extensomètre E4 et les faibles mouvements mesurés en surface pour la tête. On peut supposer que les mouvements horizontaux qui auraient été mesurés par l'inclinomètre I1, côté gauche, auraient été plus importants, compte tenu des déplacements verticaux mesurés par l'extensomètre E2.

3.6. Déformations dans le revêtement

Sur cette section, six paires de jauges ont été installées (voir Figure 175).

La référence des mesures est prise juste avant la pose de l'anneau le 26/11/2003 à 23h30. Les mesures sont réalisées manuellement.

Comme dans le cas de la section S22 Castéra, le calcul des déformations moyennes montre ici des déformations plus importantes en clé qu'en radier. On attribue encore ce phénomène aux injections réalisées par les pipes situées en partie supérieure de l'anneau.

L'allure des déformations du revêtement présentée Figure 176 est déduite des informations qualitatives apportées par le calcul des différences des déformations.

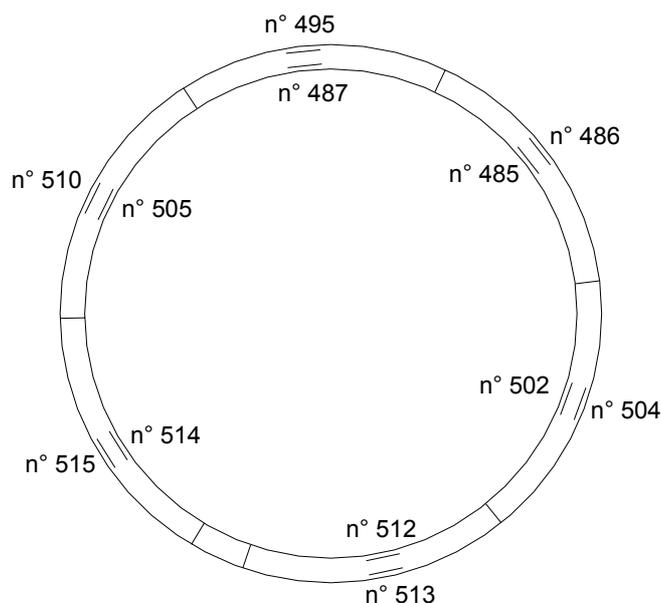


Figure 175 : Implantation des jauges dans le revêtement - section S43 Salin

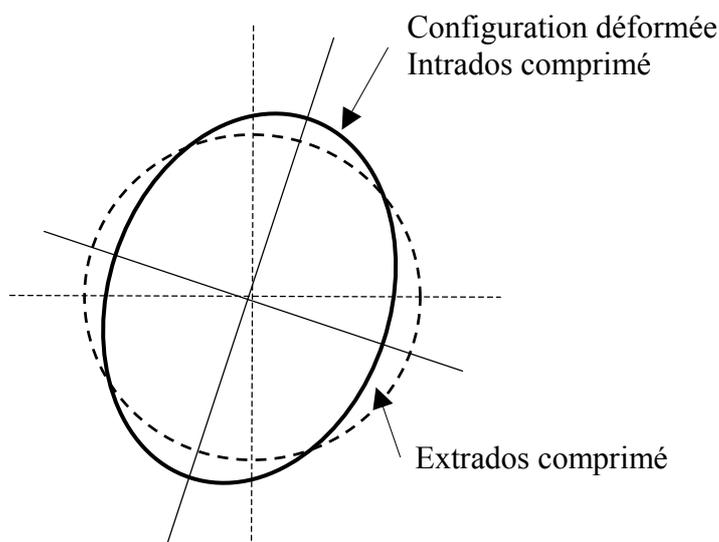


Figure 176 : Allure des déformations du revêtement

3.7. Bilan des déplacements dans le massif de sol

Les déplacements totaux sont présentés ci-dessous lorsque le front est 30 m après la section. Les déplacements totaux verticaux sont calculés en tenant compte de la mesure de nivellement sur la tête d'extensomètre.

Pour l'extensomètre E2, seuls les déplacements verticaux sont représentés, l'inclinomètre I1 n'étant pas exploitable.

On retrouve encore un mouvement de convergence horizontale d'amplitude supérieure au déplacement vertical ; néanmoins les déplacements sont ici d'amplitudes plus faibles que celles observées sur les autres sections de mesure, et on observe, à long terme, uniquement du tassement en surface comme en profondeur.

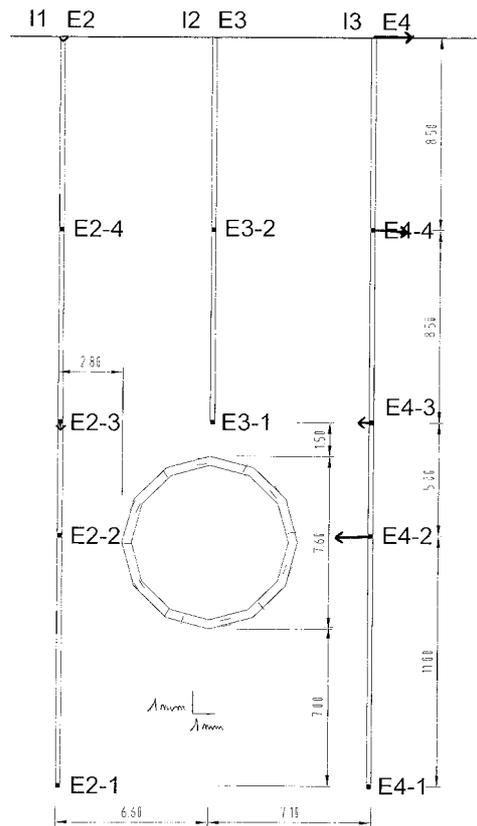


Figure 177 : Déplacements totaux lors que le front du tunnelier est situé 30 m après la section

3.8. Paramètres tunnelier

Dans l'intervalle $[-20\text{m} ; +50\text{m}]$, on observe une augmentation soudaine de la pression de confinement (voir Figure 178) ; cette augmentation était effectivement prévue par l'entreprise, pour le passage sous les immeubles de la rue des Pharaons. Ainsi la pression au front maintenue pendant l'excavation sous la section valait environ $0,63\sigma_{v0}$, alors que deux anneaux avant, elle ne valait que $0,57\sigma_{v0}$.

Cette marche de pression peut expliquer les soulèvements observés au niveau de la section : la pression de confinement est augmentée d'environ $0,5\sigma_{v0}$ pour contrer l'effet global des immeubles, mais cette augmentation est soudaine, alors que l'effet des immeubles est diffus ; ainsi, localement, au niveau de la section, la pression de confinement plus forte que nécessaire, va créer des soulèvements.

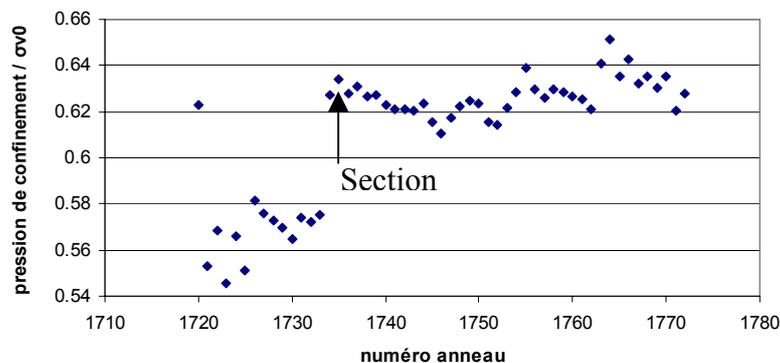


Figure 178 : Evolution de la pression de confinement adimensionnée autour de la section de mesure (valeurs moyennées par anneau)

Mis à part le saut de pression de confinement, les paramètres tunnelier sont quasi-constants, excepté le nombre de coups de pompe. Le tableau ci-dessous donne les valeurs moyennes et les écarts types de plusieurs paramètres sur l'intervalle considéré.

Tableau 19 : Valeurs moyennes et écarts types des paramètres tunneliers autour de la section S43 - Salin

	Valeur moyenne	Ecart type / moyenne
Pression de confinement / σ_{v0}	0,57 / 0,63	0,04 / 0,02
Vitesse d'avancement / vitesse moyenne	1,03	0,09
Poussée totale des vérins / (surface d'excavation x σ_{v0})	2,04	0,07
Nombre de coups de pompe de mortier / nombre théorique	1,83	0,19
Pression d'injection de mortier / σ_{v0}	1,53	0,07

σ_{v0} : contrainte verticale initiale

La pression de confinement est particulièrement stable ; sa valeur inférieure à la contrainte verticale initiale en clé peut expliquer la légère convergence longitudinale du terrain.

Le fort nombre de coups de pompe et la forte pression d'injection ne sont pas synonymes de mouvement de divergence des terrains.

La Figure 179 permet de vérifier la constance de la pression de confinement au front pendant les phases d'excavation, de pose de voussoirs et d'arrêt du tunnelier.

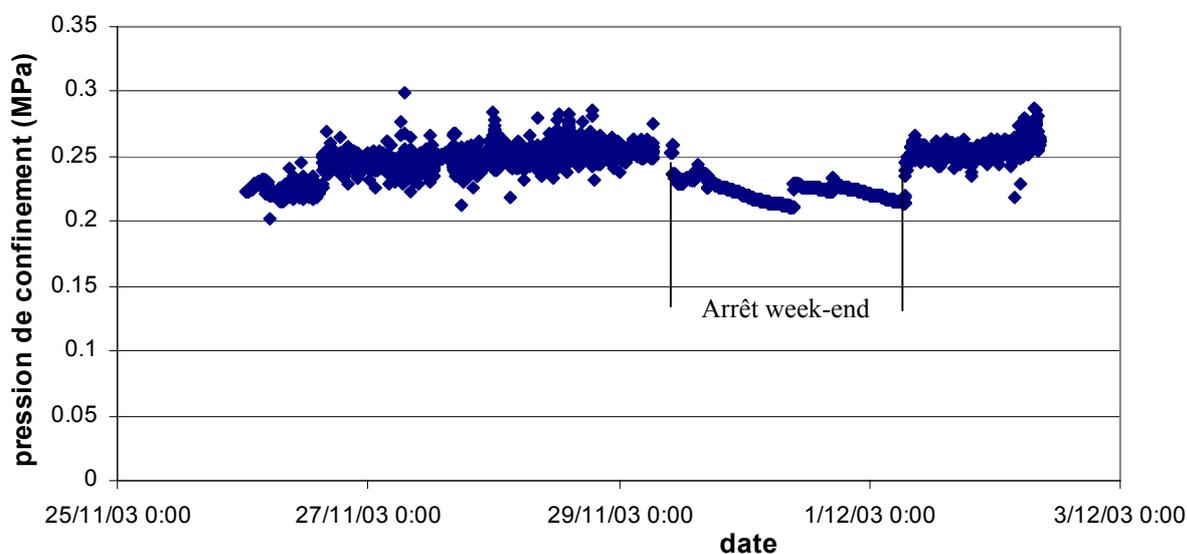


Figure 179 : Evolution de la pression de confinement en fonction du temps

3.9. Conclusion

L'analyse des mesures sur cette section, excavée au tunnelier à pression de boue, montre un bon contrôle des mouvements verticaux et horizontaux ; néanmoins, on retrouve là encore des phénomènes observés sur les sections des autres lots, en particulier le soulèvement des ancrages au dessus du tunnel, soulèvement transmis jusqu'à la surface.

On note la très bonne tenue de la pression de confinement durant les différentes phases de progression du tunnelier.

4. BILAN DES MOUVEMENTS DU MASSIF SUR LES QUATRE SECTIONS ETUDIEES

4.1. Schéma des mouvements observés durant le passage du tunnelier

Globalement, en faisant abstraction du tassement prépondérant dans les mouvements de la section S54 Devic, les mouvements verticaux et horizontaux, mesurés en surface et en profondeur, induits par l'excavation du tunnel avec les tunneliers à pression de terre (lots 2 et 5) et le tunnelier à pression de boue (lot 4), peuvent se résumer par les schémas suivants.

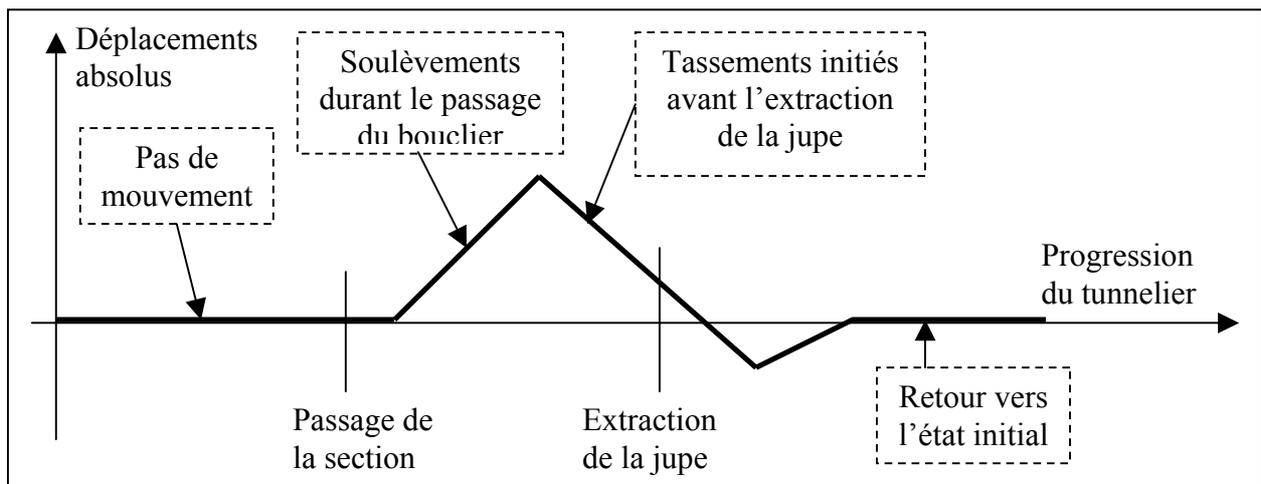


Figure 180 : Schéma des déplacements verticaux durant le passage du tunnelier

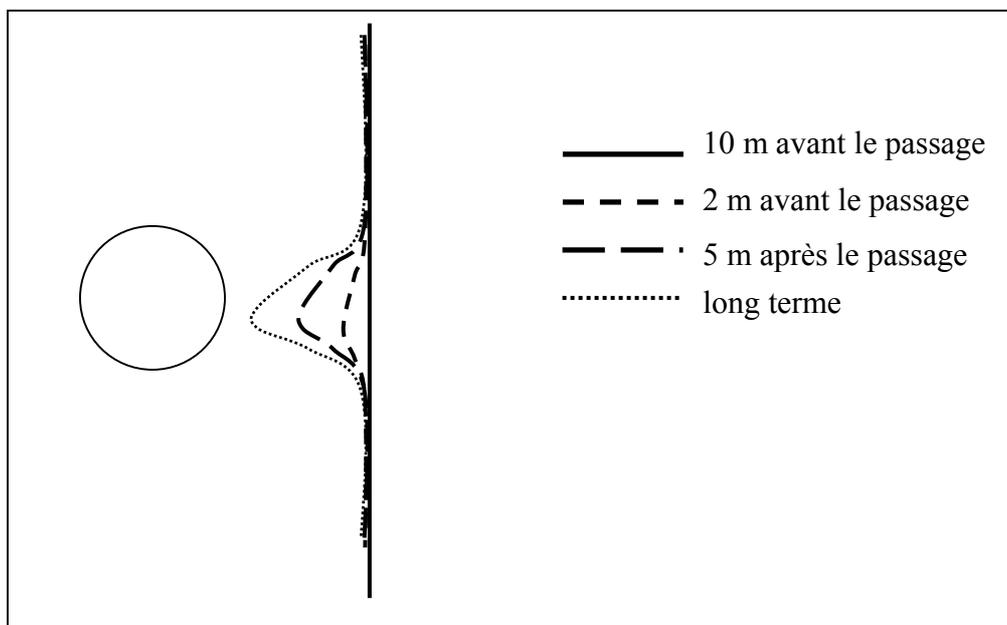


Figure 181 : Schéma des déplacements horizontaux durant le passage du tunnelier

4.2. Bilan phase par phase des mouvements

Ce bilan reprend phase par phase, les mouvements du massif de sol autour de chacune des 4 sections de mesures.

On gardera bien en mémoire le fait que les valeurs des paramètres de fonctionnement des tunneliers sont difficilement comparables d'un tunnelier à l'autre car elles ne correspondent pas toujours réellement à la même mesure, chaque constructeur ayant pu positionner les capteurs à des endroits différents.

4.2.1. Les mouvements à l'avant du front

Parmi les mouvements qui se développent dans le massif de sol lors de l'approche du tunnelier on distingue les mouvements localisés à proximité du front d'excavation et les mouvements plus étendus qui touchent l'ensemble du massif.

Mouvements localisés au front

En règle générale, on a remarqué que les mouvements au front sont d'amplitudes assez faibles. Ainsi, bien que les pressions de confinement soient inférieures à σ_{v0} dans tous les cas, celles-ci sont suffisantes pour assurer la stabilité du front.

Mouvements dans le massif

L'approche du tunnelier au niveau de la section entraîne des mouvements dans le massif qui semblent indépendants des mouvements au front. Le tableau ci-dessous résume ces mouvements sur les 4 sections.

Tableau 20 : Bilan des mouvements dans le massif lors de l'approche du tunnelier

	Lot - Tunnelier	Mouvements dans le massif à l'approche du tunnelier
S22 - Castéra	lot 2 - pression de terre	- pas de mouvement vertical - dissymétrie des mouvements horizontaux longitudinaux due au virage
S23 - Compans	lot 2 - pression de terre	- pas de mouvement vertical - déplacements horizontaux transversaux de convergence
S54 - Devic	lot 5 - pression de terre	- tassement de l'ensemble du massif - déplacements horizontaux transversaux de convergence
S43 - Salin	lot 4 – pression de boue	- soulèvement d'autant plus fort que le point est proche du tunnel - mouvements horizontaux faibles

Pour le lot 5, on a observé que la pression de confinement n'était pas maintenue constante durant les phases de pose des voussoirs et d'arrêt du tunnelier. La pression au front chute largement pendant ces 2 phases, ce qui entraîne les tassements observés avant le passage du front sous la section de mesure.

Dans le cadre du lot 2, la gamme de pressions de confinement utilisée limite les mouvements dans le massif de sol à l'approche du front, que ce soit les mouvements au front ou les mouvements du massif (Tableau 20). Au contraire, dans le cadre du lot 4, un soulèvement

dans le massif est mesuré. Cette différence provient du type de confinement utilisé et des répartitions des pressions au front.

Les répartitions des pressions au front pour les sections S43 (tunnelier à pression de boue) et S22 (tunnelier à pression de terre) sont présentées Figure 182, en considérant une densité de la boue égale à 1,05 et une densité de la terre dans la chambre d'abattage égale à 1,5. Ainsi, la pression de confinement en clé ($0,53 \sigma_v$ pour S43 et $0,47 \sigma_v$ pour S22) explique les soulèvements mesurés sur S43 et les mouvements nuls sur S22, tandis que les pressions au front dans le cas du tunnelier à pression de terre sont en moyenne plus fortes et limitent mieux les mouvements horizontaux. Avec le confinement par pression de boue, la base du front est moins bien maintenue que la clé.

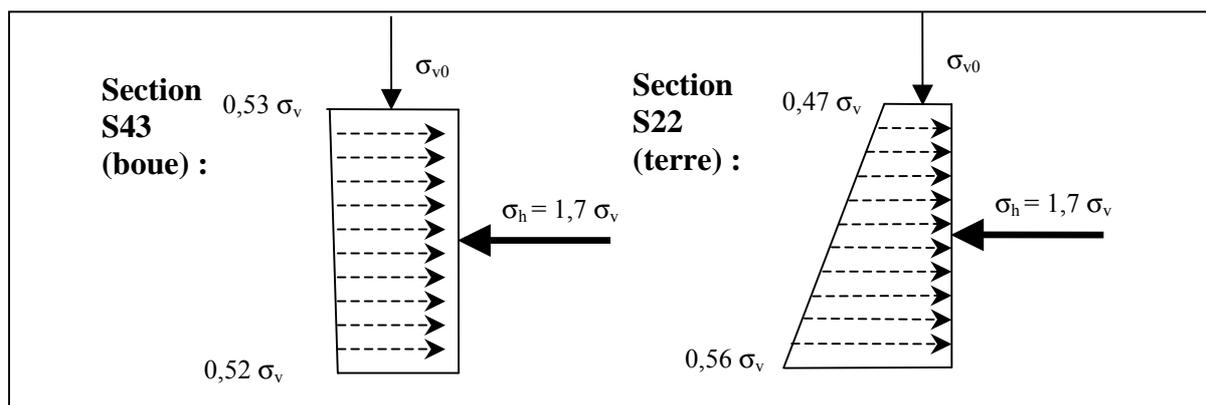


Figure 182 : Schéma de la répartition des pressions dans la chambre d'abattage

4.2.2. Les mouvements lors du passage du bouclier

L'étude des différentes sections de mesures a montré que c'est durant cette phase que s'initie la majorité des soulèvements en surface et dans le massif.

En surface, pour les deux sections au tunnelier à pression de terre du lot 2, ce soulèvement atteint un maximum pendant le passage du bouclier, puis diminue avant l'extraction de la jupe ; pour la 3^{ème} section au tunnelier à pression de terre (section S54 Devic), un léger soulèvement est mesuré, mais c'est le tassement initié avant le passage du front qui est prépondérant. Pour la section du lot 4, tunnelier à pression de boue, le soulèvement est faible et localisé à l'aplomb du tunnel, et reste stable pendant tout le passage du bouclier.

Afin de bien mettre en évidence l'influence du passage du bouclier sur ces mouvements, les soulèvements résumés dans le tableau ci-dessous sont calculés avec comme origine le passage du front.

Tableau 21 : Soulèvements maximaux en surface lors du passage du bouclier sous la section de mesure

	Lot - Tunnelier	Soulèvement maximal (mm) et position du front (m)
S22 - Castéra	lot 2 - pression de terre	dans l'axe : 0,8 mm à + 5,6 m latéralement : 0,3 à 0,4 mm à +5,6 m
S23 - Compans	lot 2 - pression de terre	dans l'axe : 0,5 mm à + 5,7 m latéralement : 0,35 mm à +5,7 m
S54 - Devic	lot 5 - pression de terre	dans l'axe et latéralement : 0,2 mm à +1,9 m
S43 - Salin	lot 4 - pression de boue	dans l'axe : 0,15 mm peu avant l'extraction latéralement : 0 mm

Les soulèvements sont généralement plus importants en profondeur qu'en surface, au niveau des ancrages situés au-dessus et à côté des tunnels (E3-1, E2-3 et E2-2, E4-3 et E4-2), ce qui démontre une mise en compression de ces terrains. Ainsi, dans le cas de la section Salin où aucun soulèvement n'est mis en évidence pour la tête E2 pendant cette phase, l'ancrage E2-3 se soulève de 0,5 mm.

Ces points en profondeur reviennent vers leurs positions initiales avant l'extraction de la jupe.

Durant cette phase, les déplacements horizontaux se résument à une convergence transversale vers le tunnel. Les mouvements longitudinaux sont faibles et donc difficilement exploitables.

4.2.3. Les mouvements lors de l'extraction de la jupe et des injections

Aussi bien en surface qu'en profondeur, les mesures nous montrent un tassement lors de l'extraction de la jupe. Ce tassement peut être brusque au niveau de l'échappement, ou s'être initié avant l'extraction et continuer encore après.

L'influence des injections sur les mouvements en surface et en profondeur est variable d'une section à l'autre. Le tableau ci-dessous résume les mouvements en surface et en profondeur pendant la phase d'injection. Les mouvements en profondeur sont des déplacements relatifs entre l'ancrage et la tête de l'extensomètre. Les mouvements horizontaux correspondent à l'augmentation du déplacement maximum sur chacun des 2 inclinomètres, entre la mesure à + 5 m et la mesure à + 10 m.

Tableau 22 : Mouvements dus aux injections

	Influence des injections		Paramètres d'injections ¹
	verticalement	horizontalement	moyenne et écart type
S22 – Castéra lot 2 - terre	en surface : soulèvement de toutes les têtes (0,3 mm) en profondeur : soulèvement relatif des ancrages de E3 (0,4 à 0,6 mm) et stabilisation relative des ancrages de E2	I1 : + 1,1 mm I3 : + 1,55 mm	N=1,16 – 0,06 P=1,14 – 0,10
S23 – Compans lot 2 - terre	en surface : mouvements faibles en profondeur : stabilisation relative après + 11,5 m	I1 : 0,25 mm I3 : + 1,25 mm	N=1,31 – 0,32 P=0,88 – 0,16
S54 – Devic lot 5 – terre	en surface : tassement de toutes les têtes en profondeur : stabilisation relative dès l'extraction de la jupe	I1 : + 3,2 mm I3 : + 1,4 mm	N=1 – 0,22 P=1,24 – 0,29
S43 – Salin lot 4 - boue	en surface : stabilisation des têtes en profondeur : léger soulèvement de l'ancrage E3-2 (0,2 mm)	I1 : - I3 : 0,3 mm	N=1,83 – 0,35 P=1,53 – 0,10

¹ les paramètres d'injection sont : le nombre N de coups de pompe adimensionnalisé par le nombre de coups théorique, et la pression P d'injection adimensionnalisée par la contrainte verticale initiale en clé.

Comme dans le cas de la pression de confinement, il est difficile de comparer les pressions d'injections puisque l'on n'est pas sûr que la valeur soit mesurée au même endroit pour tous les tunneliers.

On peut par contre remarquer l'influence de cette pression en comparant les sections du lot 2. Une pression plus forte sur la section S22 Castéra entraîne des soulèvements de la surface et des ancrages en profondeur, ce qui n'est pas observé sur la section S23 Compans, où la pression d'injection est plus faible (et même inférieure à la contrainte verticale initiale en clé).

L'analyse détaillée des mesures en voussoirs sur la section S22 Castéra et des mesures extensométriques sur la section S54 Devic a montré l'influence combinée de la poussée des vérins sur les soulèvements du terrain, et de la création du vide annulaire sur les tassements.

Sur toutes les sections, les ancrages au niveau des piédroits des extensomètres E2 et E4 (ancrages E2-2 et E4-2) montrent une mise en compression des terrains lorsque le front du tunnelier est situé + 12 m / + 15 m après les instruments de mesure. Ce phénomène peut être attribué à l'effet des injections de mortier.

4.2.4. Les mouvements après le passage du tunnelier – phase de consolidation

Les mesures qui suivent le passage du tunnelier montrent des comportements divergents de tassements ou de soulèvements d'ordre millimétrique. Si les tassements sont compréhensibles dans une logique de dissipation des surpressions et de consolidation du mortier de bourrage et du terrain perturbé, les soulèvements sont plus difficiles à assumer, et peuvent être attribués au mouvement naturel des terrains.

4.3. Rétro-analyse – Modélisation numérique

Les mesures sur sections ont montré un comportement singulier du massif de sol, avec des soulèvements du terrain au-dessus du tunnel et simultanément un mouvement horizontal de convergence sur les inclinomètres latéraux, dès le passage du tunnelier.

Un travail de rétro-analyse a été réalisé de manière à mettre en évidence l'influence du paramètre K_0 sur ce comportement particulier. Ce travail est présenté ci-dessous de manière concise, et l'on se reportera au rapport final du projet pour les détails (2005).

Nous insistons sur le fait que ce modèle a pour but d'expliquer en quoi un certain paramètre peut être une explication aux phénomènes observés, et non pas à réaliser une modélisation fine de l'excavation par un tunnelier.

Le modèle numérique développé est un modèle aux éléments finis 2D, réalisé avec le logiciel Plaxis, Version 8.

Les conditions géologiques et géotechniques sont basées sur le cas de la section S43 Salin. Le modèle, présenté en Annexe 10, a pour dimension 180 m de large et 90 m de haut. La géologie est constituée d'une épaisse couche de remblai (7,80 m), laquelle surmonte une couche de sable de 1,60 m et le substratum de molasse argileuse. La couverture est de 18,50m. Il n'est pas tenu compte de la rigidité du bâti.

Le maillage est présenté en Annexe 10.

Pour cette rétro-analyse on a adopté un comportement élastique parfaitement plastique de type Mohr-Coulomb pour le sol. Les caractéristiques géomécaniques des terrains sont présentées dans le Tableau 23. Ces caractéristiques sont extraites de la rétro-analyse effectuée sur la section S53 Avions, section de mesure positionnée au niveau d'une galerie creusée de manière conventionnelle. Cette rétro-analyse est présentée dans le rapport final du projet METROTOUL (2005).

Le calcul est mené en contraintes totales à partir des caractéristiques non drainées.

Tableau 23 : Paramètres de sol - modèle Plaxis 2D

Type de sol	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	K_0	C_u kPa	ϕ_u degrés	E MPa	ν
REMBLAIS	20	11	0,5	0	25	20	0,33
MOLASSES :							
- argileuses	22	12	1,7	300	0	E(z)	0,5
- sableuses	21	11	1,7	120	35	E(z)	0,5

Le module d'Young des molasses argileuse et sableuse est dépendant de la profondeur, conformément aux observations effectuées en laboratoire (voir le chapitre 3, paragraphe 2.5.2). Jusqu'à 10 m de profondeur, nous prenons un module constant égal à 165 MPa ; au-delà de 10 m, on utilise la relation $E(z) = 9,9 \times z + 66,1$ (ces valeurs ont été calées lors de la rétro-analyse de la section S53 Avions).

L'anneau de revêtement est modélisé par un élément coque ; les caractéristiques de cet élément sont un module d'Young d'un béton B40 sous contraintes de longues durées, soit 12 500 MPa, et une épaisseur de 34 cm.

Le principe de la rétro-analyse est de modéliser l'excavation du terrain au tunnelier, et de comparer les résultats des calculs aux résultats des mesures effectuées sur la section.

Le phasage de calcul retenu est le suivant (voir le graphique ci-dessous) :

- phase 0 : initialisation des contraintes,
- phase 1 : mise en place de la surcharge,
- phase 2 : excavation du tunnel et application de la pression de confinement,
- phase 3 : extraction de l'anneau et application de la pression d'injection,
- phase 4 : comportement à moyen terme.

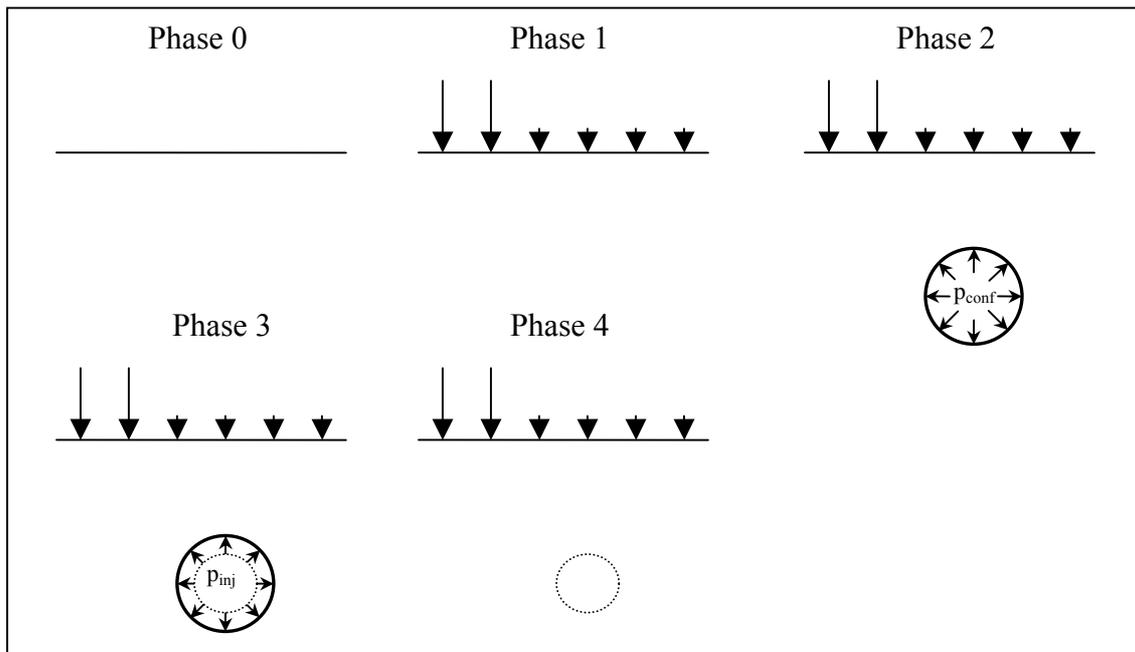


Figure 183 : Schématisation des phases de calculs

La phase 2 correspond à l'excavation du front et à l'application d'une pression sur le bord d'excavation. Les modélisations ont été effectuées pour différentes valeurs de pression de boue.

La phase 3 correspond à la phase d'extraction de l'anneau à l'extérieur de la jupe du tunnelier et à la phase d'injection du vide annulaire.

La phase 4 correspond à la prise du mortier, et à l'évolution à moyen terme des déplacements.

La phase du modèle qui nous intéresse ici est la phase 2, correspondant à l'excavation du tunnel par la roue de coupe et à la progression du tunnelier sur quelques mètres, phase durant laquelle les sections de mesures ont montré un déplacement vertical ascendant simultanément à une convergence horizontale.

Différentes pressions de confinement radiales $p_{\text{conf}} = p_0(\text{clé}) + \gamma z$ ont été modélisées :

- pression nulle : $p_{\text{conf}} = 0$,
- pression de confinement : $p_{\text{conf}} = 250 \text{ kPa} + \gamma_{\text{boue}} z$, avec $\gamma_{\text{boue}} = 10 \text{ kN/m}^3$,
- pression de confinement, avec un gradient de 2 : $p_{\text{conf}} = 250 \text{ kPa} + \gamma z$, avec $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ (justifié par l'utilisation d'un tunnelier à pression de terre avec une chambre pleine).

La figure ci-dessous présente les déplacements de la surface sur une section transversale pour ces différentes pressions. La forme de la cuvette sur le côté gauche est due à l'application des surcharges d'un bâtiment R+3.

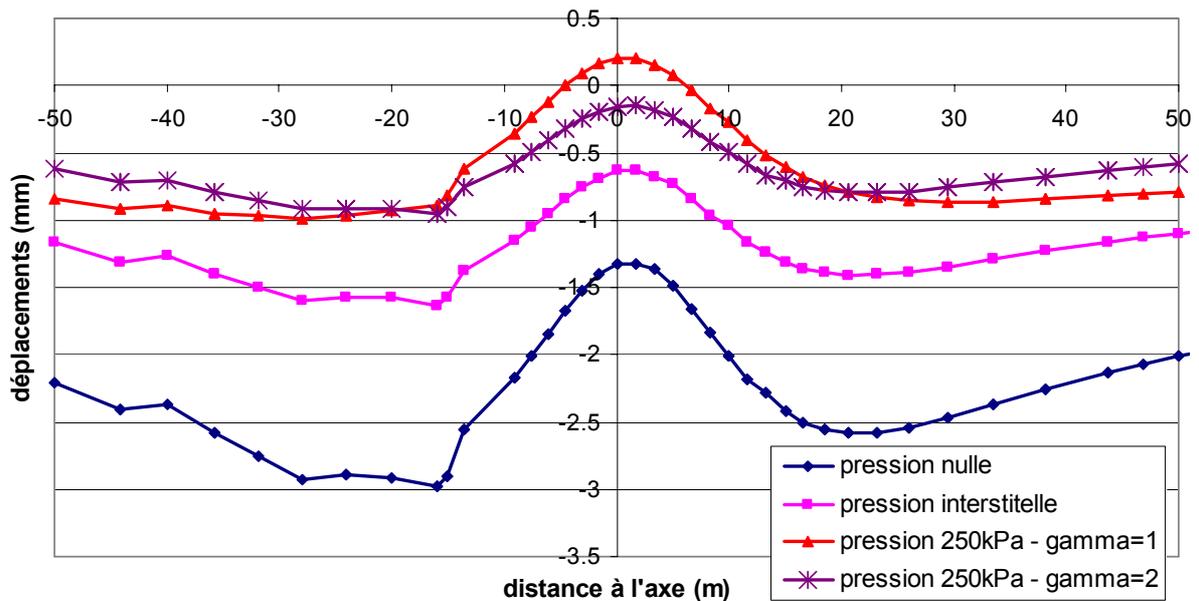


Figure 184 : Déplacements en surface calculés par la rétro-analyse de la section Salin - modèle 2D – phase 2

On remarque que, quelle que soit la pression appliquée, le maximum de tassement n'est pas mesuré au niveau de l'axe du tunnel, puisque celui-ci tasse moins que le terrain situé à 20 m de l'axe. On observe même un soulèvement absolu au niveau de l'axe du tunnel dans le cas de la pression de confinement (250 kPa en clé) et $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$.

La Figure 185 présente les déplacements calculés dans le massif de sol lors de cette même phase de la rétro-analyse de la section Salin dans le cas d'une pression de confinement $p_0 = 250 \text{ kPa}$ en clé et $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$. Les valeurs des déplacements ont été reportées sur la Figure 186 pour différentes profondeurs et distances à l'axe du tunnel.

On repère que les déplacements horizontaux ont les amplitudes les plus fortes.

Les amplitudes des mouvements verticaux sont cependant supérieures aux mesures, ce qui montre un mauvais calage des paramètres de sol, et l'influence de la modélisation 2D d'un phénomène 3D.

A l'aplomb du tunnel, des soulèvements sont calculés. Les points situés à 1 diamètre sous le tunnel subissent un soulèvement.

Le déplacement horizontal au niveau de l'ancrage profond est égal à environ 0,5 mm ; cette valeur est assez proche du déplacement mesuré à ce niveau (soit 1 diamètre sous le radier) sur l'inclinomètre I1 de la section S23 Compans (entre -0,25 et 0,62 mm suivant la phase de progression du tunnelier).

Les terrains au-dessus du niveau de la clé du tunnel sont en extension ; les terrains sous ce même niveau sont comprimés.

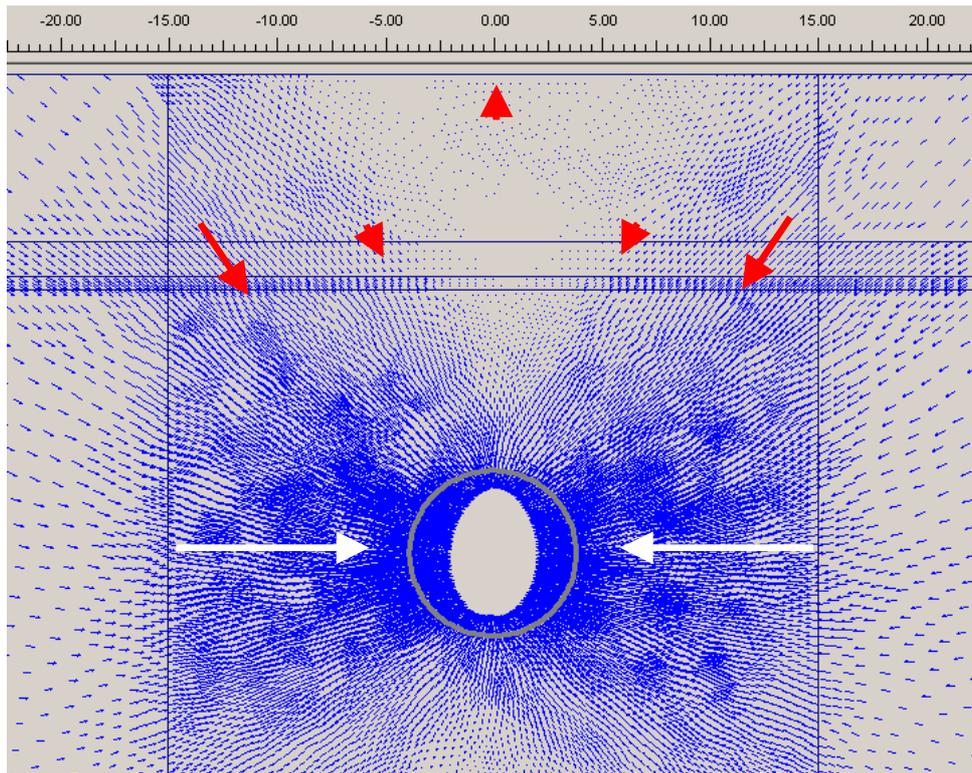


Figure 185 : Déplacements dans le massif de sol calculés pour la phase 2 de rétro-analyse de la section S43 Salin - pression de confinement égale à 250 kPa et $\gamma=10 \text{ kN/m}^3 - K_0 = 1,7$

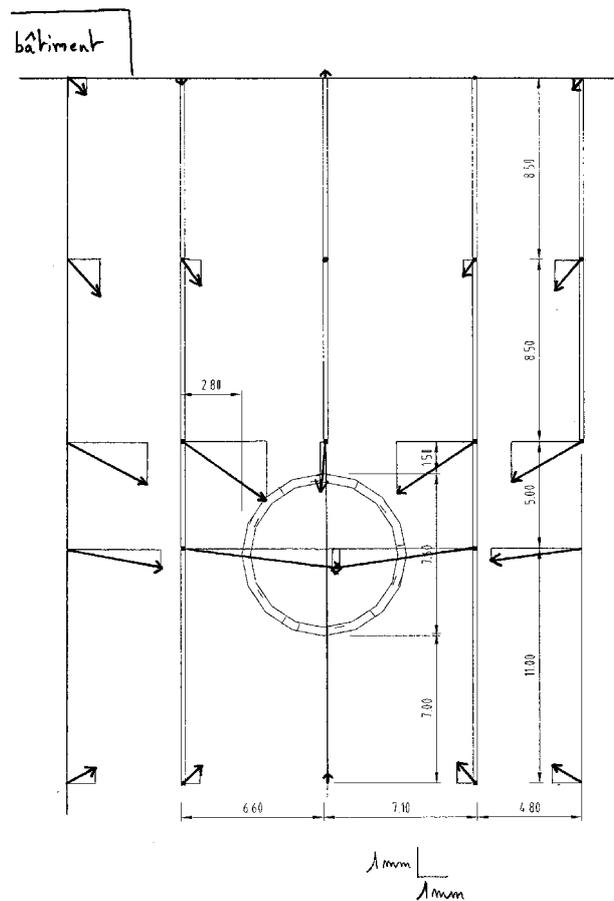


Figure 186 : Déplacements calculés pour la phase 2 de rétro-analyse de la section S43 Salin - pression de confinement égale à 250 kPa et $\gamma=1 - K_0 = 1,7$

Pour bien appréhender l'influence du coefficient K_0 , la phase 2 a été modélisée pour différentes valeurs de ce paramètre dans le cas d'une pression de confinement $p_0 = 250$ kPa en clé et $\gamma = 1$. La figure ci-dessous (Figure 187) présente les résultats de la modélisation pour K_0 égal à 1, à 1,2, à 1,4, à 1,6 et à 1,7 (valeur précédemment utilisée). On voit que pour $K_0 = 1$, les tassements sont quasiment constants de part et d'autre de l'axe ; plus K_0 est fort, moins le tassement au niveau de l'axe est important, et on obtient même un soulèvement absolu dès $K_0 = 1,6$.

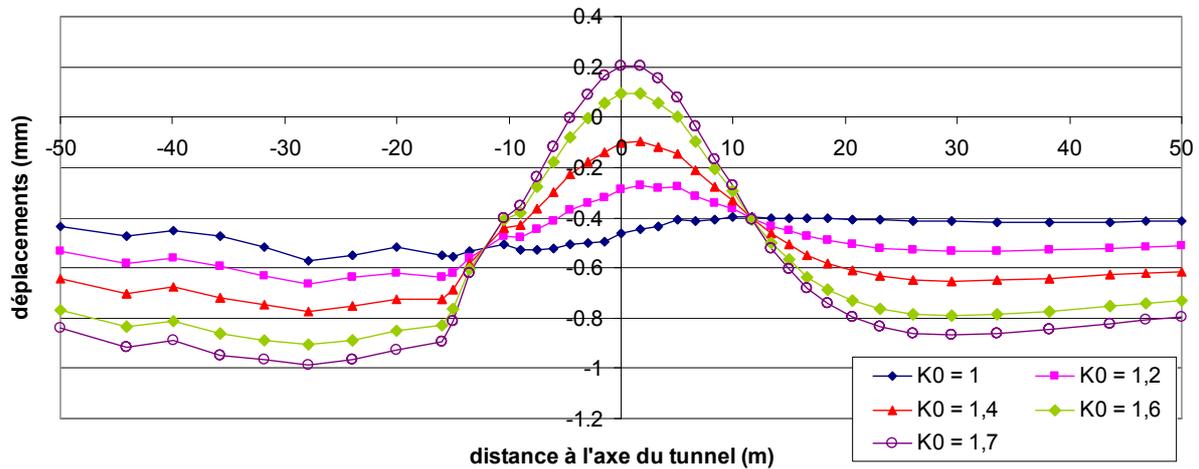


Figure 187 : Déplacements verticaux en surface pour différentes valeurs de K_0

Ce modèle 2D était destiné à mettre en évidence l'influence du paramètre K_0 sur les mouvements au sein du massif, induit par l'excavation du tunnel.

Malgré d'importantes approximations sur les phénomènes mis en jeu lors de l'excavation d'un tunnel au tunnelier et sur le comportement des sols (modèle en contraintes totales, 2D,...), ce modèle permet de modéliser qualitativement le comportement particulier de cette molasse lors de l'excavation.

5. CONCLUSIONS DU CHAPITRE 4

Ce chapitre a présenté de manière détaillée les résultats des mesures réalisées sur 4 des 13 sections de mesures mises en place sur les sections de la ligne B du métro de Toulouse excavées au tunnelier.

On retiendra tout d'abord que malgré l'amplitude faible des mouvements verticaux et horizontaux, la qualité des mesures a permis une analyse poussée des phénomènes en jeu. La combinaison systématique des méthodes d'auscultation (mouvements verticaux et horizontaux en profondeur et en surface, jauges de pressions en voussoirs, capteurs de pressions interstitielles) et leur analyse conjointe est un point primordial pour l'aboutissement d'un tel projet.

Même si l'analyse montre des différences d'une section à l'autre, on a pu mettre en évidence certains phénomènes prépondérants identiques. On a ainsi montré un comportement atypique des mouvements du sol induits par l'excavation, et qui tient son origine de l'état initial des contraintes : l'excavation induit une réorganisation des contraintes au sein du massif, à savoir en particulier un relâchement des contraintes horizontales fortes initialement (K_0 proche de 1,7).

Les principales caractéristiques des mouvements observés par les mesures sur sections sont les suivantes :

- les mouvements verticaux et horizontaux sont d'amplitudes faibles, de l'ordre du millimètre,
- les mouvements horizontaux transversaux, mesurés ponctuellement grâce à une sonde inclinométrique, sont exclusivement convergents vers le tunnel,
- en surface comme en profondeur on mesure des tassements et des soulèvements,
- les mouvements horizontaux sont 3 à 4 fois plus élevés que les mouvements verticaux,
- à 1 diamètre sous le radier, on mesure un soulèvement du terrain, ce qui indique que les extensomètres doivent descendre sous cette limite pour mesurer des déplacements absolus,
- autour du tunnel, d'importants mouvements verticaux se développent pendant le passage du bouclier,
- les mouvements semblent rapidement stabilisés après l'extraction de la jupe.

L'étude détaillée de l'évolution des mesures de pression interstitielle a montré que les surpressions générées par les différentes phases de progression du tunnelier sont rapidement dissipées (environ 15m après les injections). Ainsi, alors que la géologie pouvait laisser présager un comportement non drainé du terrain, les mesures indiquent le contraire.

L'analyse détaillée de certaines mesures en continu au niveau des voussoirs et du massif a montré l'influence combinée de la poussée des vérins sur les soulèvements du terrain, et de la création du vide annulaire sur les tassements.

Les différences de mouvement qui sont observés entre les sections s'expliquent à partir de l'analyse des paramètres de fonctionnement des tunneliers :

- une mauvaise tenue de la pression de confinement dans la chambre pendant les phases de pose des voussoirs et d'arrêt du tunnelier du lot 5, entraîne un tassement global en surface,
- les mouvements induits par le tunnelier à pression de boue semblent plus faibles que ceux initiés par les tunneliers à pression de terre.

L'ensemble des mesures sur sections acquises durant les travaux d'excavation constitue une base de données importante ; il conviendra par conséquent de développer des modélisations plus poussées sur les différentes phases de progression du tunnelier, modélisations qui tiendront compte des caractéristiques principales mises en évidence lors de cette analyse (K_0 fort, comportement drainé du sol, phénomènes 3D...).

En plus de ces mesures sur sections, des mesures de nivellement ont été réalisées sur l'ensemble du tracé du tunnel. Les chapitres 5 et 6 ont pour objectif de déterminer les corrélations existantes entre ces déplacements de surface et les paramètres de fonctionnement des tunneliers des lots 2 et 4.

Chapitre 5

Le traitement des données initiales

Sommaire Détaillé

1. TRAITEMENT DES PARAMETRES DE FONCTIONNEMENT DES TUNNELIERS	195
1.1. MOYENNE ARITHMETIQUE PAR ANNEAU	195
1.2. DECALAGE DES DONNEES	196
1.3. PREMIERE ANALYSE DES PARAMETRES.....	197
1.3.1. <i>Analyse des paramètres du lot 2 (tunnelier à pression de terre)</i>	197
1.3.2. <i>Analyse des paramètres du lot 4 (tunnelier à pression de boue)</i>	200
1.4. AJOUT DE PARAMETRES SUR LE MOUVEMENT DU TUNNELIER.....	201
1.5. DONNEES ADIMENSIONNELLES	202
1.6. EFFETS SUR UN POINT DE SURFACE – CALCUL DE « MOYENNES MOBILES »	203
1.7. AJOUT D’UN PARAMETRE SUR LE TERRAIN EXCAVE.....	206
1.8. VALEUR MOYENNE	206
1.9. CONCLUSION	206
2. TRAITEMENT DES MESURES DE NIVELLEMENT	207
2.1. MISE EN FORME DES DONNEES GEOGRAPHIQUES DES POINTS DE NIVELLEMENT	207
2.2. CALCUL DU DEPLACEMENT DE CHAQUE REPERE.....	208
3. ANALYSE PRELIMINAIRE DES DONNEES DU LOT 2.....	209
3.1. CONSTITUTION DES FICHIERS DE DONNEES	209
3.2. ANALYSE DES DEPLACEMENTS	210
3.2.1. <i>Répartition des déplacements en fonction du PM</i>	210
3.2.2. <i>Cuvette de déplacements</i>	210
3.2.3. <i>Observations particulières sur les zones de soulèvement</i>	212
3.3. ANALYSE DES PARAMETRES DE FONCTIONNEMENT DU TUNNELIER	213
3.3.1. <i>Valeurs descriptives</i>	213
3.3.2. <i>Corrélation entre paramètres</i>	213
3.4. BILAN DE L’ANALYSE PRELIMINAIRE DES DONNEES DU LOT 2	215
4. ANALYSE PRELIMINAIRE DES DONNEES DU LOT 4.....	216
4.1. CONSTITUTION DES FICHIERS DE DONNEES	216
4.2. ANALYSE DES DEPLACEMENTS	216
4.2.1. <i>Répartition des déplacements en fonction du PM</i>	216
4.2.2. <i>Cuvette de déplacements</i>	217
4.3. ANALYSE DES PARAMETRES DE FONCTIONNEMENT DU TUNNELIER	220
4.3.1. <i>Valeurs descriptives</i>	220
4.3.2. <i>Corrélation entre paramètres</i>	221
4.4. BILAN DE L’ANALYSE PRELIMINAIRE DES DONNEES DU LOT 4	221
5. CONCLUSIONS DU CHAPITRE 5.....	222

Suite à l'analyse des sections spécifiques, une étude des mouvements de surface sur les linéaires de lot est engagée. Cette étude est « globale » dans le sens où elle porte sur les mouvements mesurés sur l'ensemble du linéaire d'un lot, mais au contraire des sections, elle est « restrictive » puisqu'elle ne s'intéresse qu'aux mouvements mesurés à la surface du sol.

Le but de cette étude est la mise en corrélation des déplacements de surface avec les paramètres de fonctionnement des tunneliers des différents lots, afin de mettre en évidence les paramètres clés des mouvements de surface. On souhaite aussi par ce biais comparer les différentes techniques d'excavation au tunnelier (confinement pression de terre et pression de boue).

Comme cela a été décrit au chapitre 3, on retiendra que la géologie du sous-sol toulousain peut être considérée comme homogène sur l'ensemble du tracé de la ligne, ce qui permet des comparaisons objectives des effets induits par les travaux d'excavation d'un lot à l'autre.

Les données brutes utiles à cette analyse du suivi altimétrique sont décrites au chapitre 3, paragraphes 4 et 5. Pour être analysées, ces mesures demandent un traitement préalable. Ce chapitre présente le traitement nécessaire sur les paramètres de fonctionnement des tunneliers et sur les mesures de nivellement des lots 2 (tunnelier à pression de terre) et 4 (tunnelier à pression de boue). Il présente ensuite les résultats de l'analyse préliminaire de ces données sur ces 2 lots.

1. TRAITEMENT DES PARAMETRES DE FONCTIONNEMENT DES TUNNELIERS

Les valeurs de l'ensemble des paramètres de fonctionnement des tunneliers sont extraites des fichiers de données au pas de temps de 1 minute pour l'ensemble des travaux d'excavation, soit un peu moins de 2 ans pour chaque lot. Cela donne donc une quantité considérable de données, qu'il faut traiter afin de pouvoir les exploiter.

Du fait de la modularité des systèmes automatés, les fichiers de données contenant les paramètres de fonctionnement des tunneliers ne sont pas similaires d'un lot à l'autre, et demandent donc des programmes de traitements distincts, la procédure de traitement restant néanmoins la même pour tous les lots.

Les différentes tâches de cette procédure sont décrites ci-dessous.

1.1. Moyenne arithmétique par anneau

La première démarche consiste à réaliser des moyennes par anneau des différents paramètres retenus pour l'étude. Ces moyennes sont calculées par un programme informatique qui utilise le logiciel libre Scilab développé à l'INRIA Rocquencourt (Scilab ©INRIA-ENPC).

Ces moyennes arithmétiques sont calculées sur un pas de temps constant (1 mesure toutes les minutes), mais pendant des durées qui diffèrent d'un anneau à l'autre (temps mis par l'équipe pour l'excavation de 1 m ou 1,40 m de sol).

Pour la quasi-totalité des paramètres retenus, la phase active se situe pendant la phase d'excavation, et non pendant les phases de pose de l'anneau ou d'arrêt du tunnelier. Pour ces paramètres, les moyennes sont donc calculées uniquement pendant cette phase de foration. En ce qui concerne les pressions d'injections et le nombre de coups de pompe de mortier injecté, la moyenne est calculée pendant tout le temps d'injection, lequel peut parfois être plus long que le temps d'excavation.

Parmi les paramètres étudiés, le seul ayant un effet notable pendant les phases de pose des voussoirs et d'arrêt du tunnelier est la pression de confinement au front. On calcule donc en plus d'une moyenne des pressions au front pendant l'excavation, une moyenne de ces mêmes pressions pendant la pose de l'anneau et une moyenne pendant l'arrêt du tunnelier le cas échéant.

Lors de ce calcul, on récupère aussi une nouvelle information pour chaque anneau, non contenue dans les fichiers de données : le temps anneau, qui correspond au temps total entre le début de l'excavation de l'anneau et le début de l'excavation de l'anneau suivant. Ce paramètre renseigne sur la cadence d'avancement du tunnelier ; il complète l'information contenue dans le paramètre *Vitesse d'Avancement* qui est une vitesse instantanée de foration. Au vu de la procédure d'injection du mortier de bourrage (voir les détails donnés au chapitre 3, paragraphe 3.3.3), on peut se demander si le paramètre important à retenir pour les pressions d'injection est la pression moyenne, la pression minimale ou la pression maximale. Les valeurs de la pression d'injection contenues dans les fichiers de données peuvent être faussées ponctuellement, c'est pourquoi nous ne pouvons prendre exactement la valeur du minimum et la valeur du maximum comme pressions minimale et maximale de référence ; nous avons donc, pour chaque anneau, calculé le premier et le troisième quartile des pressions d'injection, lesquels s'avèrent refléter correctement les pressions minimales et maximales d'injection (voir le détail de cette étude dans le rapport final du projet METROTOUL, 2005).

A la fin de cette phase on a donc, pour chaque anneau, une valeur moyenne par anneau de chacun des paramètres retenus, plus le temps anneau ainsi que les 1ers et 3èmes quartiles de pression d'injection. Ainsi on est passé de valeurs en fonction du temps, à des valeurs en fonction du numéro d'anneau (soit du point métrique PM de l'emplacement de l'anneau).

1.2. Décalage des données

Simultanément à la phase d'excavation au front, la phase d'injection se déroule en arrière du front (Figure 188). Dans les fichiers de données, toutes les valeurs mesurées sont attribuées à l'anneau que l'on va poser à l'intérieur de la jupe à la fin de la phase d'excavation ; il y a donc un décalage de positionnement entre les données relatives au front (anneau N) et les données relatives aux injections (anneau N-4/N-5), ce décalage est de 8,50 à 9 mètres suivant les tunneliers. Il convient donc de décaler les données d'injections dans les fichiers afin de les attribuer au bon numéro d'anneau, c'est-à-dire à l'anneau où les injections sont effectivement réalisées.

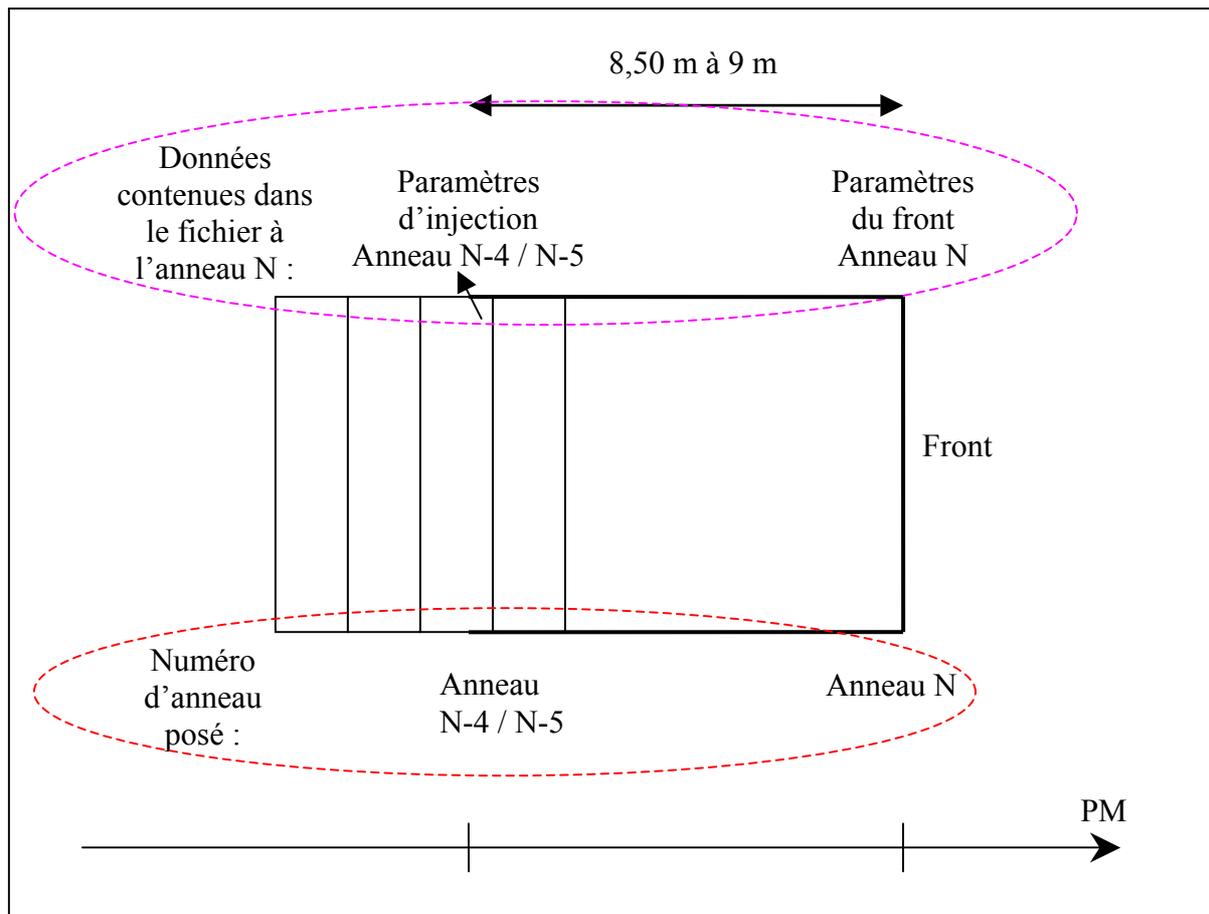


Figure 188 : Décalage entre les données de front et les données d'injection dans les fichiers extraits du système de pilotage

En ce qui concerne les autres paramètres, on considère qu'ils s'appliquent tous au niveau du front d'excavation, et on les attribue donc au numéro d'anneau qui sera posé à cet endroit. Cette hypothèse est parfois fautive (pour les paramètres de poussée par exemple), mais il serait aussi difficilement justifiable de les appliquer au milieu de la longueur du bouclier.

1.3. Première analyse des paramètres

A ce niveau du traitement, on réalise une première analyse de l'évolution des paramètres en fonction de l'avancement du tunnelier. Cette analyse, réalisée sur chaque interstation de chaque lot, apporte quelques conclusions qui permettent de limiter le nombre de paramètres de l'étude. Nous présentons ces conclusions pour les lots 2 et 4.

1.3.1. Analyse des paramètres du lot 2 (tunnelier à pression de terre)

Pressions de confinement

Jusqu'à maintenant, nous avons conservé les moyennes de toutes les pressions de confinement, mesurées sur les 7 capteurs dans la chambre d'abattage. En observant ces mesures (Figure 189), on remarque que le capteur situé juste au centre de la roue (capteur PT4) donne des valeurs qui varient plus vite et avec un écart type plus grand que les autres capteurs. Ce phénomène est probablement dû au bourrage susceptible de se produire en ce point central de la roue où les terres sont moins bien malaxées. On ne doit donc pas tenir compte des valeurs mesurées par ce capteur.

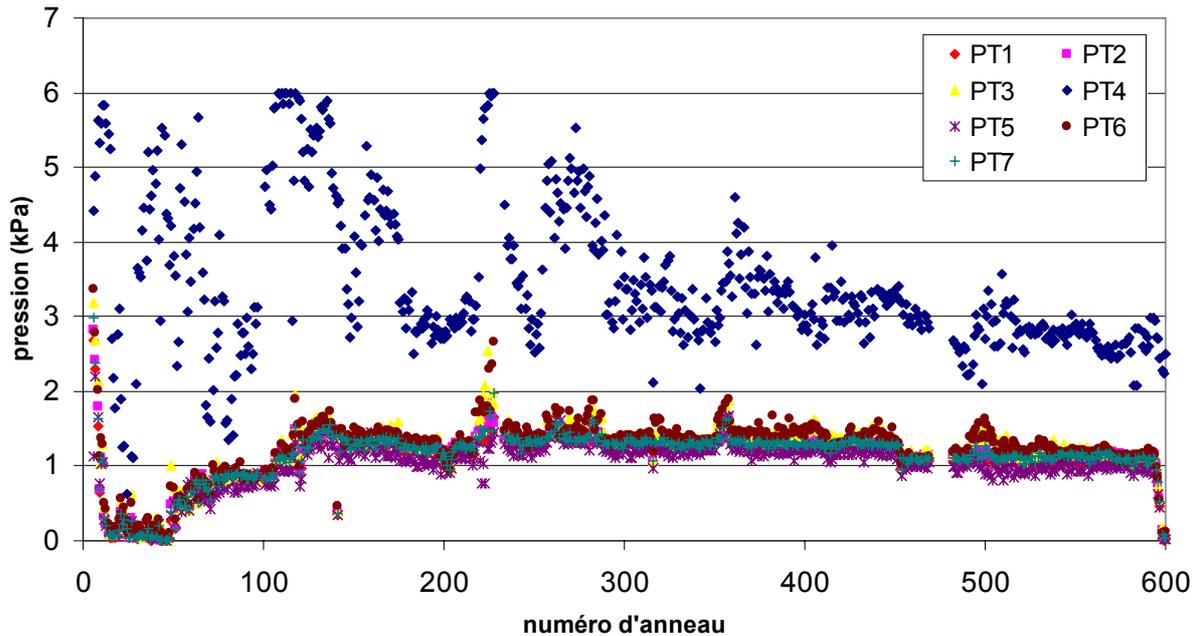


Figure 189 : Evolution des moyennes par anneau des pressions de confinement sur les 7 capteurs pendant l'excavation – 1^{ère} interstation du lot 2, Trois Cocus – La Vache

La Figure 190 présente l'évolution pendant l'excavation des différences de pression des capteurs 2, 3, 5, 6 et 7 avec le capteur PT1 divisé par la distance entre ces capteurs et le capteur PT1, soit $(PT_i - PT1)/d(PT_i-PT1)$, pour l'ensemble des anneaux de la première interstation du lot 2. Ce paramètre équivaut au gradient de pression entre chacun des capteurs PT_i et le capteur PT1. Le capteur PT1 étant situé le plus haut, le gradient doit être positif, ce qui n'est pas le cas avec le capteur PT5. En ce qui concerne les autres capteurs, on repère que le gradient varie sur l'ensemble de l'interstation entre 0 et 10 kN/m³. Le calcul nous donne la valeur moyenne de 4 kN/m³, valeur particulièrement faible, qui peut-être synonyme d'un mauvais remplissage de la chambre et/ou d'un ajout de mousse au matériau excavé.

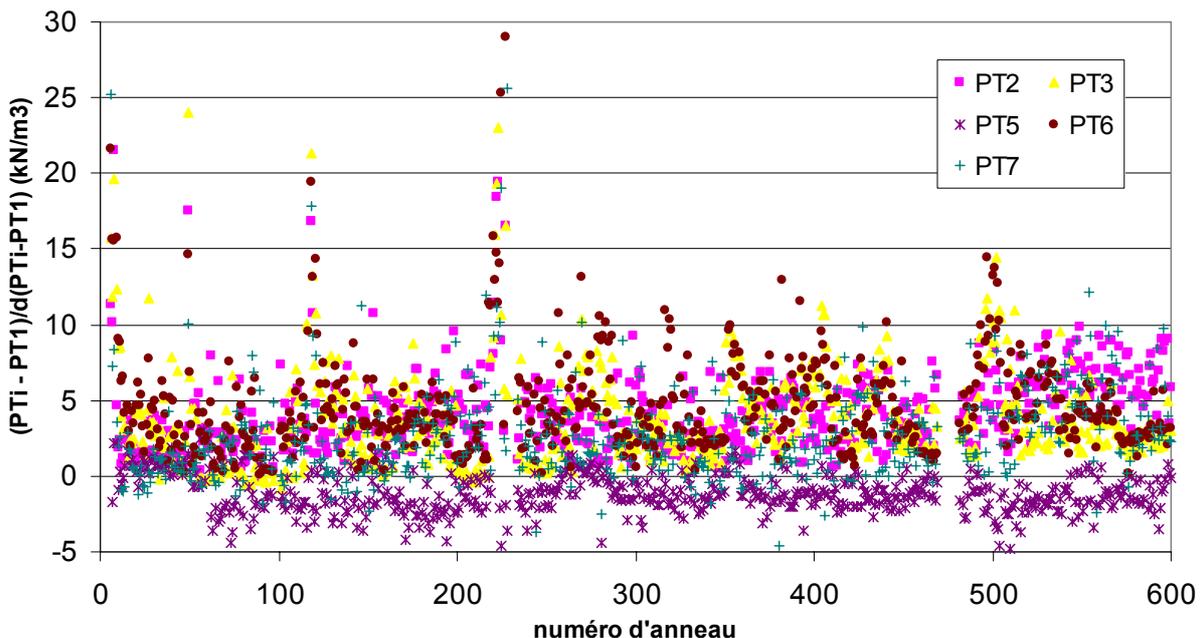


Figure 190 : Evolution des différences de pression pendant l'excavation avec le capteur PT1 rapporté à la distance séparant le capteur et PT1 – 1^{ère} interstation du lot 2, Trois Cocus – La Vache

Compte tenu de ces conclusions, nous ne conservons pour la suite de l'étude que les valeurs d'un seul capteur ; notre choix s'est porté sur le capteur PT1, situé le plus haut dans la chambre, entre autre parce que celui-ci constitue le capteur sur lequel se base le pilote du tunnelier pendant l'excavation.

Jusqu'à maintenant, nous avons sélectionné les valeurs de pression de confinement pendant l'excavation, pendant la pose de l'anneau et pendant les arrêts. A ce stade de l'étude, nous avons vérifié que les pressions appliquées au front pendant l'excavation étaient sensiblement égales aux pressions appliquées pendant les autres phases de progression du tunnelier ; cela est illustré sur les 2 sections du lot 2 étudiées au chapitre 4, figures 35 et 53. Ainsi, nous sommes limités par la suite au seul paramètre de la pression de terre au front pendant l'excavation.

Données d'injection

En ce qui concerne les données d'injection, on remarque que les données de pressions d'injection (pression moyenne, 1^{er} et 3^{ème} quartile) et le nombre de coups de pompe sont largement différents d'une ligne à l'autre, les injections étant rarement réalisées sur les 4 lignes (la Figure 191 ci-dessous présente le nombre de coups de pompe pour chaque ligne durant l'excavation des anneaux de la première interstation) alors que le fichier nous donne une valeur de pression pour chacune des lignes. De ce fait, une simple moyenne des données de pressions d'injection sur les 4 lignes fausserait la réalité, et c'est pourquoi nous avons calculé pour la pression moyenne (et de la même manière pour le 1^{er} et 3^{ème} quartile de pression), une moyenne des pressions P_i de chaque ligne pondérées par le nombre de coups de pompe N_i de la ligne :

$$P_{mort} = \frac{\sum_{i=1}^4 P_i \times N_i}{\sum_{i=1}^4 N_i}$$

Ainsi, on ne conserve pour l'étude qu'une seule valeur de pression moyenne P_{mort} , représentative de la pression d'injection dans les 4 lignes, une valeur du 1^{er} quartile, une valeur du 3^{ème} quartile et le nombre total de coups de pompe, somme des coups de pompe sur les 4 lignes.

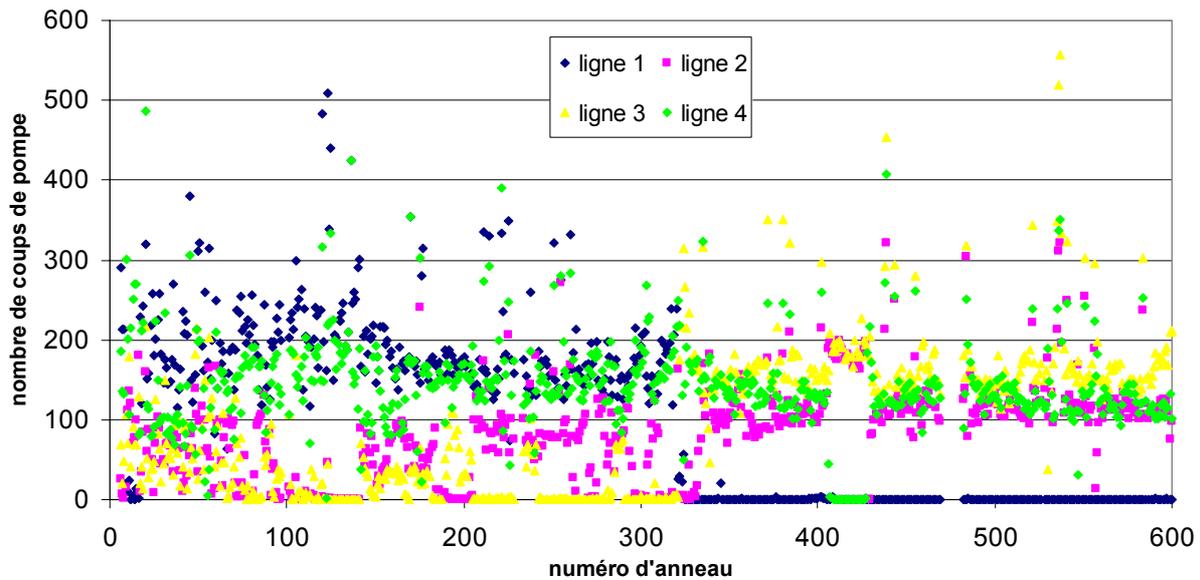


Figure 191 : Nombre de coups de pompe pour chacune des 4 lignes sur la 1ère interstation du lot 2

1.3.2. Analyse des paramètres du lot 4 (tunnelier à pression de boue)

Pressions de confinement

Dans les fichiers de données concernant ce lot, une seule mesure de pression au front nous est communiquée. En plus de cette pression de boue, nous avons à notre disposition une mesure de pression de la bulle d'air qui permet d'ajuster la pression de confinement dans la chambre. Nous avons ainsi pu vérifier que ces deux mesures étaient corrélées, ce qui a permis de ne conserver que la valeur de la pression de boue pour l'étude.

Comme dans le cas du lot 2, nous avons aussi comparé les valeurs de la pression de confinement pendant les phases d'excavation, pendant les phases de pose de l'anneau et pendant les phases d'arrêt du tunnelier. Ces 3 paramètres donnant des valeurs proches (voir la figure 95 au chapitre 4, section Salin), nous n'avons conservé que la pression de boue pendant l'excavation.

Données d'injection

Sur ce tunnelier, 2 lignes sont en partie supérieure, et 2 en partie inférieure ; ces 2 dernières ne sont que très rarement utilisées pour les injections de mortiers. Nous avons donc, comme pour le lot 2, calculé la pression P_{mort} comme une moyenne des pressions de chaque pompe, pondérées par le nombre de coups de pompe.

Ainsi, on ne conserve pour l'étude qu'une valeur de pression P_{mort} , une valeur du 1^{er} quartile, une valeur du 3^{ème} quartile et le nombre total de coups de pompe, somme des coups de pompe sur les 4 lignes.

1.4. Ajout de paramètres sur le mouvement du tunnelier

L'élongation des vérins de l'articulation passive permet de savoir comment avance la tête du tunnelier d'un anneau à l'autre. Les paramètres qui nous apportent ces indications sont le déportH et le déportV , qui indiquent le mouvement dans le plan horizontal et dans le plan vertical. La signification de ces deux paramètres déportH et déportV est schématisée Figure 192.

Afin de limiter l'impact du creusement sur le massif de sol, il faut que le tracé du tunnel soit le plus linéaire possible, sans changement de direction brusque ; il faut donc que les paramètres déportH et déportV varient progressivement et non par à-coups. Afin d'exprimer par un paramètre la façon de progresser du tunnelier, nous avons introduit les paramètres diffdh et diffdv , calculés comme la valeur absolue de la différence entre le déportH (respectivement le déportV) de l'anneau N+1 et le déportH (respectivement le déportV) de l'anneau N (voir le schéma Figure 193). Si le tunnelier ne progresse pas de manière linéaire horizontalement, diffdh aura une valeur forte, au contraire si le mouvement est continu diffdh sera proche de zéro.

Les paramètres déportH et déportV sont exprimés en mm ; diffdh et diffdv sont donc aussi en mm.

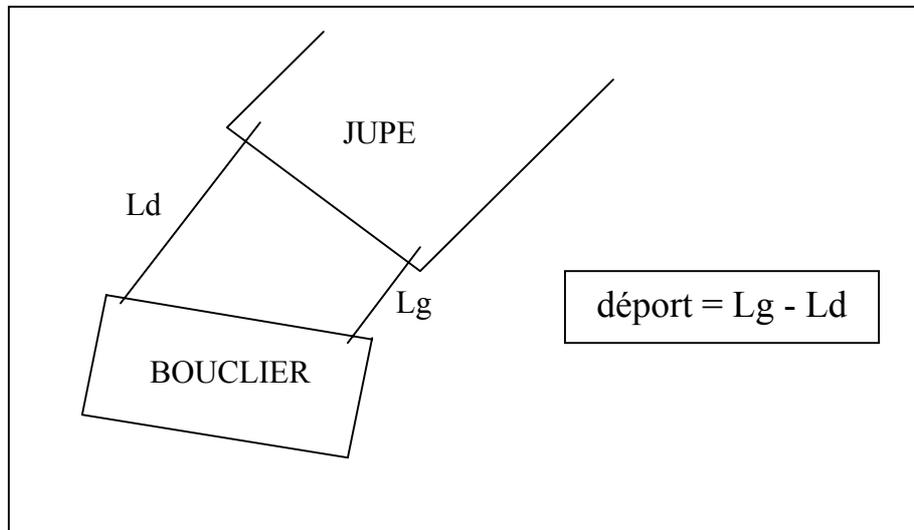


Figure 192 : Schéma explicatif des paramètres déportH et déportV

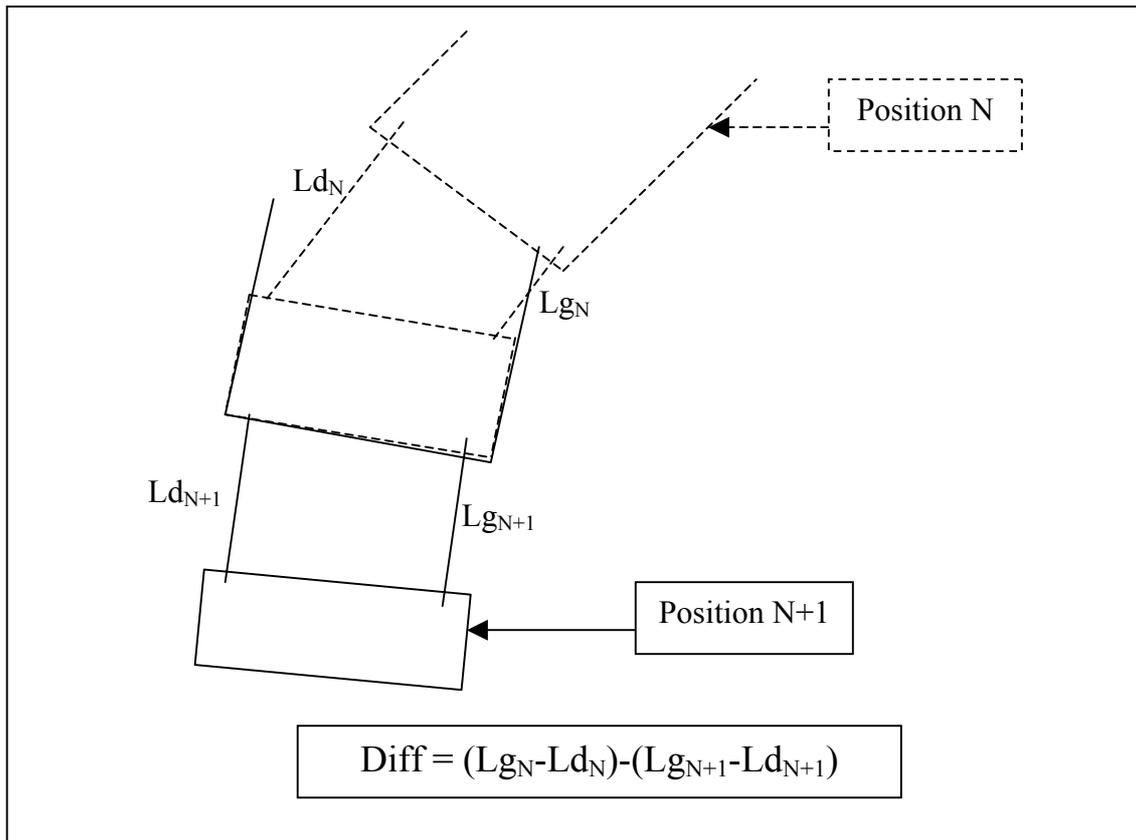


Figure 193 : Schéma explicatif des paramètres diff

1.5. Données adimensionnelles

A partir de cette phase du traitement des paramètres de tunnelier, on limite les paramètres à ceux qui nous semblent les plus influents sur les mouvements du sol en fonction de l'étude bibliographique et de l'analyse sur les sections de mesures. On conserve donc pour chaque anneau les moyennes calculées de :

- la pression au front (capteur PT1 pour le lot 2, capteur unique pour le lot 4),
- les pressions pondérées d'injection de mortier P_{mort} (moyenne, 1^{er} et 3^{ème} quartile), et le nombre total de coups de pompe,
- la poussée totale des vérins,
- la vitesse d'avancement,
- la longueur maximale de surcoupe (maximum entre les longueurs des 2 outils – paramètre inexistant pour le lot 2),
- le temps anneau,
- le déportH et le déportV,
- $diff_{dh}$ et $diff_{dv}$.

Pour permettre des comparaisons entre les données sur une interstation ou sur l'ensemble du lot, il est nécessaire de rendre ces valeurs adimensionnelles. Dans la mesure du possible, ces valeurs sont donc divisées par une grandeur significative, comme la contrainte verticale initiale σ_{v0} ; mais quand aucune grandeur cohérente n'existe pour le paramètre considéré, on calcule une valeur moyenne, représentative du comportement du tunnelier (par exemple, la vitesse d'avancement est divisée par une vitesse moyenne de 50 mm/mn dans le cas du lot 2, vitesse caractéristique d'un avancement moyen du tunnelier).

Les paramètres sont ainsi divisés par les facteurs suivants :

- les pressions au front et les pressions d'injection sont divisées par la contrainte verticale en clé σ_{v0} , en considérant un terrain de couverture homogène de densité 2,1
- le nombre total de coups de pompe est divisé par le nombre théorique de coups de pompe, calculé à partir des diamètres de la roue de coupe, de la surcoupe éventuelle (non connue dans le cas du lot 2) et du diamètre extérieur de l'anneau de revêtement,
- la poussée totale des vérins est divisée par σ_{v0} multiplié par la surface du front,
- la vitesse d'avancement est divisée par une vitesse moyenne,
- la longueur de la surcoupe est divisée par la surcoupe maximale théorique,
- le temps anneau est divisé par un temps moyen,
- le déportH et le déportV sont divisés par les valeurs maximales théoriques,
- le diffdh et le diffdv sont divisés par les valeurs théoriques maximales.

1.6. Effets sur un point de surface – calcul de « moyennes mobiles »

A ce niveau du traitement, on possède pour chaque anneau, c'est-à-dire pour chaque PM de creusement du tunnel, les valeurs adimensionnelles de plus de 10 paramètres de fonctionnement du tunnelier. Il faut maintenant, à partir de ces paramètres, déterminer ce que subit un point de nivellement positionné en surface. Ce type de point subit l'influence des paramètres depuis X m lorsque le tunnelier s'approche, et jusqu'à Y m après le passage de celui-ci, cette influence étant d'autant plus grande que le PM de creusement est proche du point de nivellement.

Pour exprimer ce phénomène sur nos données, nous avons calculé les « moyennes mobiles » de chacun des paramètres pour chaque PM de creusement du tunnel ; une moyenne mobile est une moyenne où les valeurs sont pondérées par un poids dépendant de la distance L entre le PM du paramètre de tunnelier mesuré et le PM de creusement du tunnel pour lequel est effectué le calcul.

Le poids est calculé à partir d'une loi gaussienne définie par l'expression suivante :

$$\text{poids} = \exp\left(\frac{-L^2}{2i^2}\right)$$

La forme gaussienne a été choisie par analogie avec celle de la cuvette de tassement que crée l'excavation d'un tunnel suivant les observations de Peck (1969).

Comme le montre la Figure 194, le poids ainsi calculé ne tient pas compte de la position du point M' dans le plan perpendiculaire à l'axe du tunnel : quelle que soit la distance transversale entre ce point et l'axe du tunnel, le poids est identique.

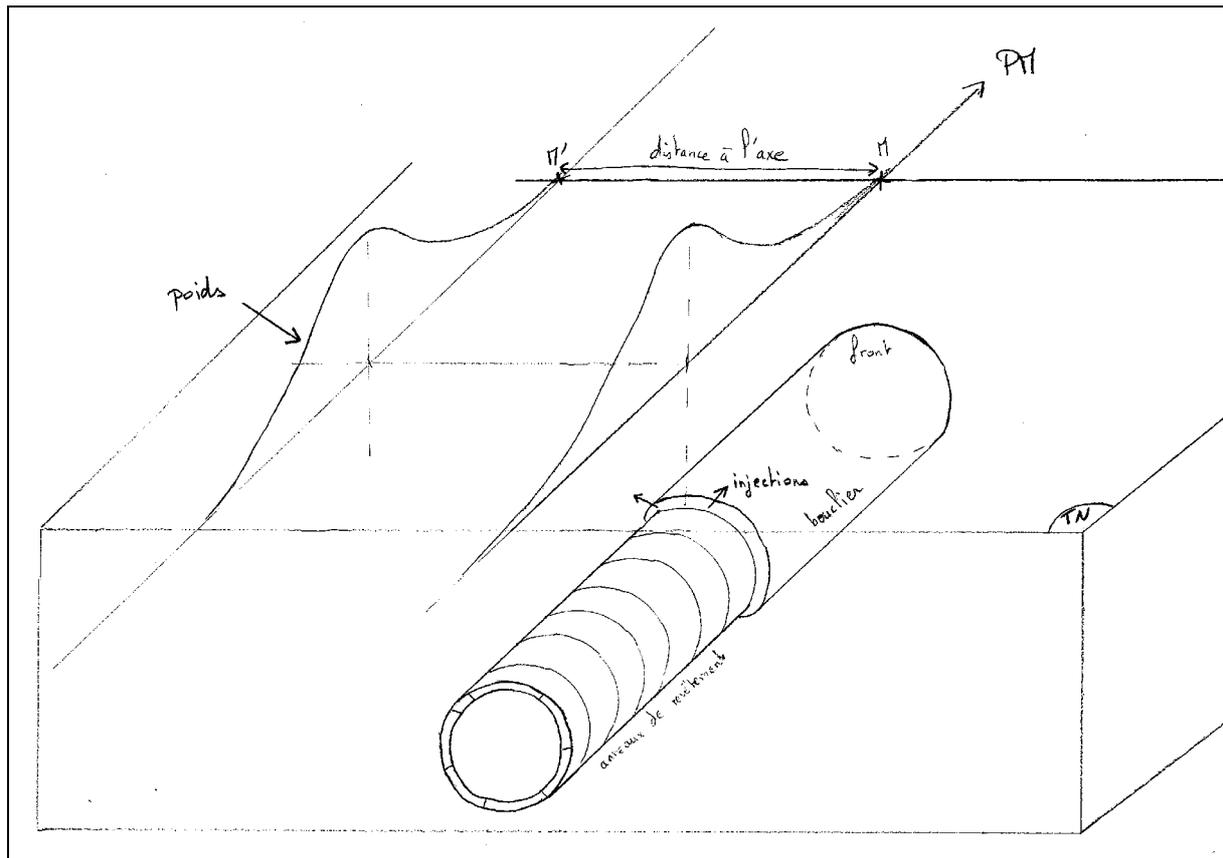


Figure 194 : Représentation schématique du poids pour le calcul de la moyenne mobile

D'après l'expression du poids, celui-ci dépend du choix du paramètre i .

On considère que l'influence des injections est isotrope autour du point d'injection, et c'est pourquoi une seule valeur de i est nécessaire. Au contraire, on considère que l'influence des paramètres qui s'appliquent au front d'excavation n'est pas isotrope : l'effet de la pression de confinement par exemple est plus important en avant du front qu'en arrière de celui-ci ; c'est pourquoi il faut 2 valeurs de i , une quand le front du tunnelier est en amont du point de nivellement, et une autre, plus faible, quand le front du tunnelier a dépassé ce point.

La Figure 195 ci-dessous représente schématiquement la valeur du poids dans le cas de paramètres d'injection et de paramètres au front.

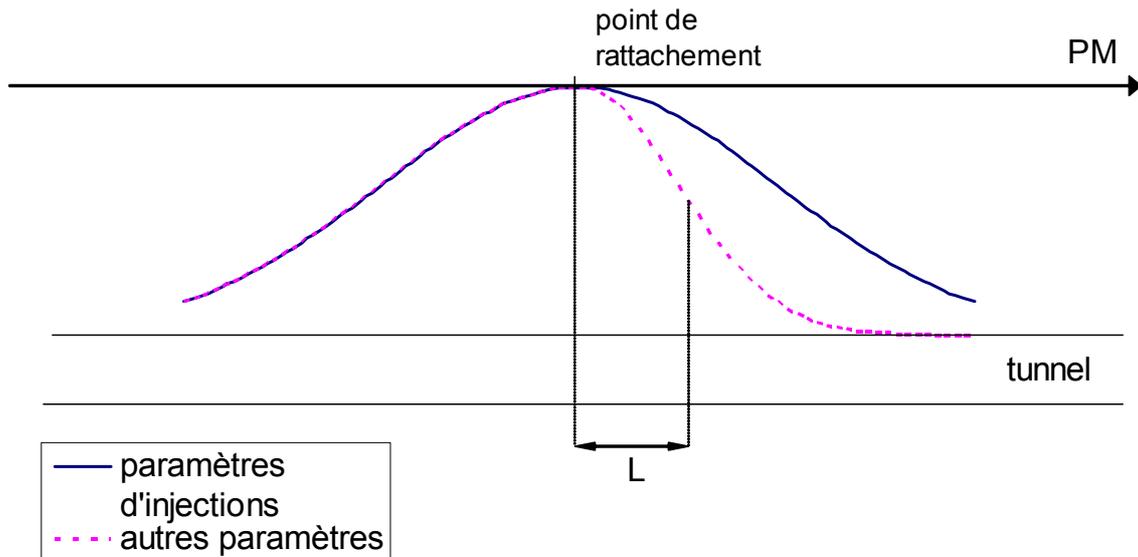


Figure 195 : Poids utilisé dans le calcul des moyennes mobiles

Le choix de i est basé sur les observations réalisées sur les cuvettes transversales tracées à partir des mesures de nivellement sur sections (voir le chapitre 4).

A partir de l'analyse des cuvettes transversales de déplacement, on a évalué à environ 30 m l'influence du creusement sur le massif de sol de part et d'autre de l'axe du tunnel. Ainsi, on choisit de prendre une valeur de i pour le calcul des moyennes mobiles égal à 15 m pour les injections et l'influence en avant du front, et i égal à 5 m en arrière du front.

Le choix des valeurs de i est quelque peu arbitraire, et il est important d'avoir conscience de l'influence de ce choix sur les valeurs des moyennes mobiles utilisées dans l'étude par la suite.

La figure ci-dessous présente l'évolution de la moyenne mobile de la pression de confinement sur l'interstation Trois Cocus – La Vache du lot 2 pour les trois cas $i = 15$ m, $i = 10$ m et $i = 5$ m quand le front est en amont du point ($i = 5$ m quand le front est en aval du point dans les 3 cas) ; on a aussi représenté la valeur de ce paramètre pour chaque anneau, c'est-à-dire avant le calcul de la moyenne mobile (cas $i = 0$).

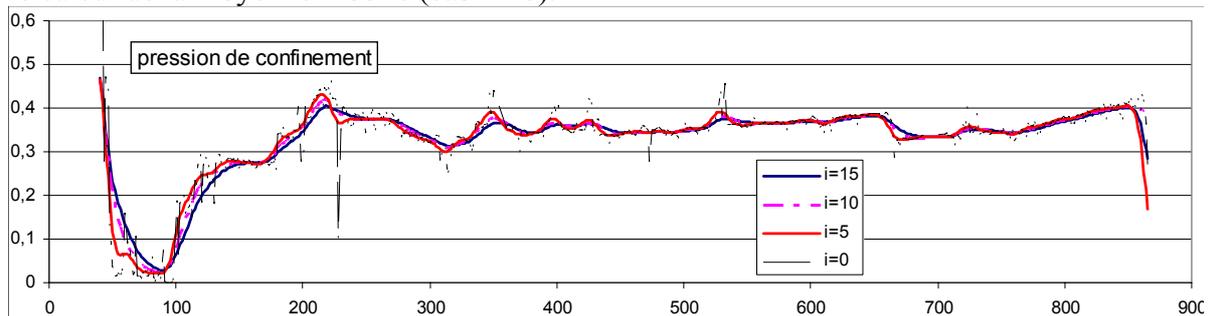


Figure 196 : Moyennes mobiles pour différentes valeurs de i - cas de l'interstation Trois Cocus - La Vache du lot 2

On voit que les variations des moyennes mobiles pour les différentes valeurs de i sont assez faibles, ceci parce que l'évolution de ce paramètre est relativement continue en fonction du PM (cela se voit à partir du cas $i = 0$). Le choix de i semble donc sans grande conséquence sur les valeurs des moyennes mobiles pour la poursuite de l'étude.

On a aussi représenté en Annexe 11 les graphiques similaires pour les autres paramètres de l'étude sur cette interstation ; la conclusion est identique.

1.7. Ajout d'un paramètre sur le terrain excavé

Les caractéristiques du terrain influent sur le fonctionnement du tunnelier. C'est-à-dire, qu'à travers certains paramètres bien choisis, on peut distinguer des zones où les caractéristiques du terrain sont différentes. Pour cela, on utilise un nouveau paramètre nommé *énergie d'abattage*, qui correspond à l'énergie nécessaire à l'abattage d'1 m³ de terrain.

Ce paramètre est calculé par le système d'acquisition automatique des paramètres de fonctionnement du tunnelier, à partir de la *vitesse d'avancement* du tunnelier, et de la *vitesse de rotation* et de la *pression de travail* de la roue de coupe selon l'expression :

$$\text{Energie au m}^3 = cste \times \frac{\text{pression roue coupe} \times \text{vitesse rotation roue coupe}}{\text{vitesse d'avancement}}$$

1.8. Valeur moyenne

Pour faciliter la comparaison de l'influence des différents paramètres de fonctionnement, on divise chacun des paramètres par la valeur moyenne de ce paramètre sur l'ensemble du lot. De cette manière, tous les paramètres ont pour valeur moyenne 1 sur l'ensemble du lot, et on

s'intéresse aux variations autour de cette valeur moyenne, soit $\frac{P_i}{P_{moy i}} - 1$.

1.9. Conclusion

On possède ainsi, à la fin de cette phase de traitement des paramètres de fonctionnement du tunnelier, pour chacun des douze paramètres choisis et pour chaque PM d'anneau posé, une valeur représentative de la valeur moyenne que subit un point situé à ce PM.

Le traitement qui permet d'obtenir ces données finales est composé des phases suivantes :

- phase 1 : à partir des données disponibles à chaque minute de progression du tunnelier, on calcule des moyennes arithmétiques par anneau,
- phase 2 : décalage des données pour faire correspondre dans le fichier au même numéro d'anneau les données au front et les données d'injection qui lui sont relatives,
- phase 3 : l'analyse des données nous permet d'éliminer les informations redondantes ou faussées,
- phase 4 : les données sont rendues adimensionnelles,
- phase 5 : on calcule les moyennes « mobiles », moyennes pondérées des données pour exprimer l'influence d'un paramètre à un PM donné,
- phase 6 : on calcule l'énergie d'abattage,
- phase 7 : tous les paramètres sont divisés par une valeur moyenne calculée sur l'ensemble du lot.

2. TRAITEMENT DES MESURES DE NIVELLEMENT

2.1. Mise en forme des données géographiques des points de nivellement

Dans un premier temps, nous avons collecté auprès des entreprises chargées des mesures de nivellement l'ensemble des mesures de chaque cheminement sur l'ensemble du tracé, ainsi que les fichiers dessin (format Autocad) du positionnement des points de nivellement.

Le premier travail a donc consisté à déterminer les coordonnées (X, Y) de chacun des points de nivellement, et à repérer, lorsque cela est possible, si ces points sont positionnés sur chaussées ou sur bâti.

Le listing d'entraxe des voies nous donne le tracé du tunnel sur le profil en long (abscisse d'excavation et altitude Z de l'axe) et sur l'axe en plan (abscisse d'excavation et coordonnées X et Y).

A partir de ce positionnement de l'axe du tunnel, nous avons calculé pour chaque point de nivellement :

- le PM du tunnel auquel il se rattache,
- sa distance à l'axe du tunnel x dans un plan horizontal,
- la couverture H de terrain au-dessus de la clé du tunnel à ce PM.

Les schémas ci-dessous présentent les données x et H , à un PM donné.

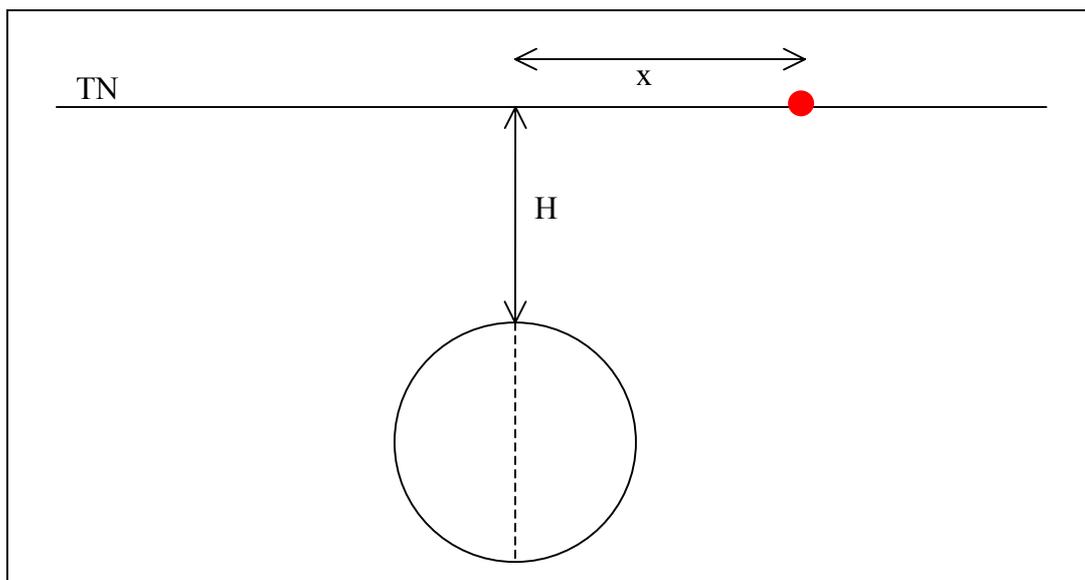


Figure 197 : Définition des données géographiques des points de nivellement – coupe transversale au tunnel

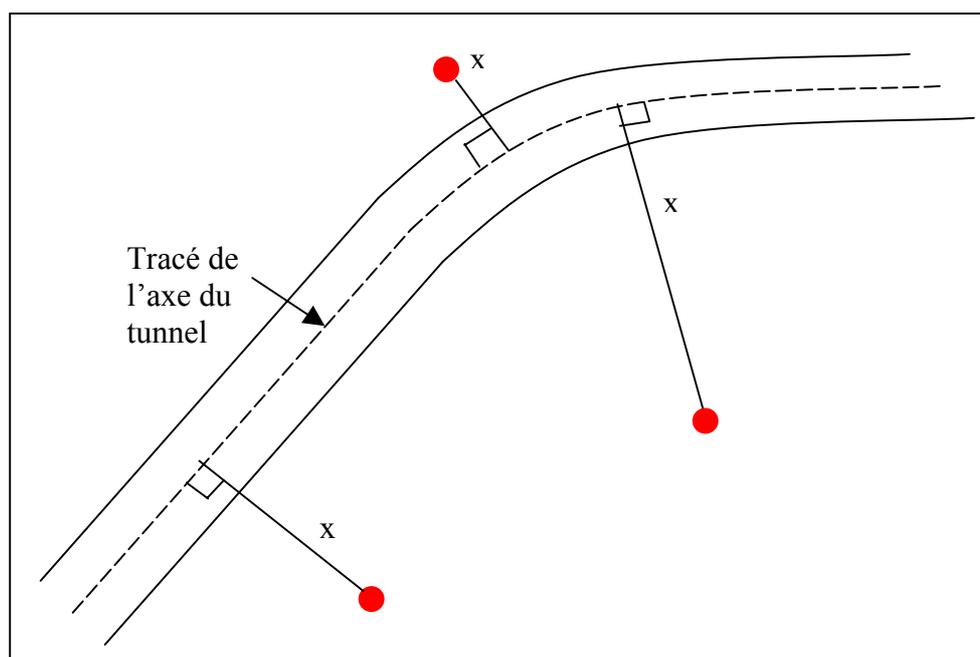


Figure 198 : Définition de la distance à l'axe x - vue de dessus

2.2. Calcul du déplacement de chaque repère

L'analyse des mesures topographiques réalisées avant le passage du tunnelier permet d'évaluer l'incertitude sur ces mesures en dehors de toute influence du creusement.

Cette analyse est présentée en détail dans le rapport final du projet METROTOUL (2005).

Elle a permis de mettre en évidence un mouvement naturel de soulèvement et de tassement de la surface de l'ordre du millimètre. Ces mouvements sont difficilement quantifiables, et par conséquent il est impossible de les éliminer des mesures qui sont faites pendant le passage du tunnelier.

Compte tenu de ces observations, il a été décidé de limiter l'étude des mouvements dus au creusement à court terme, intervalle de temps durant lequel l'amplitude des variations naturelles d'altitude est limitée. Ainsi, la mesure de référence est choisie quand le tunnelier est assez proche du point de nivellement, mais avant que l'influence du tunnelier ne se fasse sentir ; en général, la mesure de référence est celle faite quand le front du tunnelier est à 50 mètres en amont du point. Après le passage du tunnelier, la dernière mesure prise en compte (mesure finale) est celle faite quand le tunnelier est positionné entre 50 et 100 mètres après le point.

La différence calculée entre cette mesure finale et la mesure de référence est considérée être le déplacement du point dû au creusement du tunnel par le tunnelier.

Remarque :

Le premier choix sur l'intervalle considéré, à partir des mesures du lot 2, s'était porté sur des mesures entre -50 m (c'est-à-dire quand le tunnelier est 50 mètres en amont du point) et des mesures à $+2$ mois (2 mois après le passage du front sous le point de nivellement). Cet intervalle permettait de s'affranchir correctement du problème du mouvement naturel. Mais lors de la sélection des mesures concernant le lot 4, nous nous sommes aperçus de l'absence de mesures entre $+100$ m (quand le tunnelier est situé 100 m après le point) et $+6$ mois. Nous avons donc été contraint, dans un souci de similitude des analyses sur le lot 2 et sur le lot 4, de limiter l'intervalle à $[-50$ m ; $+100$ m] dans les 2 cas.

3. ANALYSE PRELIMINAIRE DES DONNEES DU LOT 2

3.1. Constitution des fichiers de données

Une fois les données de nivellement et les paramètres de fonctionnement du tunnelier du lot 2 collectés, ceux-ci sont traités suivant les procédures décrites aux paragraphes précédents.

Une fois ce traitement réalisé, on possède donc :

- pour les points de nivellement, une valeur « déplacement » égale à la différence entre la mesure « finale » quand le tunnelier était à 50-100 m après le point et la mesure « de référence » quand le tunnelier était environ 50 m avant le point,
- pour les PM des anneaux de revêtement posés, les valeurs adimensionnelles et moyennées de quelques uns des paramètres de fonctionnement du tunnelier.

La liste des paramètres de fonctionnement du tunnelier utilisés pour l'analyse des déplacements dans le cadre du lot 2 est la suivante (on donne entre parenthèses la notation utilisée par la suite) :

- vitesse d'avancement (*VitAvanc*),
- pression de confinement donnée par PT1 (*Pconf*),
- pression moyenne d'injection, 1^{er} et 3^{ème} quartile (*Pmort2*, *Pmort1*, *Pmort3*),
- nombre total de coups de pompe (*Nbre coups*),
- pression de travail de la roue de coupe (*P RdC*),
- poussée totale des vérins (*PtotVer*),
- temps anneau (*Tps Ann*),
- *diffdh*,
- *diffdv*,
- énergie d'abattage (*Energie*).

Pour chaque point de nivellement, on a déterminé en plus de la valeur du déplacement :

- PM,
- distance à l'axe,
- couverture de terrain au-dessus du tunnel,
- emplacement (bâti ou chaussée).

Les fichiers de données sont alors constitués d'autant de lignes que l'on a de points de nivellement valides (c'est-à-dire pour lesquels on a pu calculer un déplacement dû au creusement du tunnelier, soit 1242 points sur ce lot - ce sont les individus), et les colonnes contiennent les données du point et les valeurs moyennées des paramètres de fonctionnement.

Avant de chercher à corrélérer déplacements de surface et paramètres de fonctionnement des tunneliers sur l'ensemble du lot, nous analysons indépendamment ces données pour chaque interstation du lot 2. Nous présentons ci-dessous les conclusions de cette analyse.

3.2. Analyse des déplacements

3.2.1. Répartition des déplacements en fonction du PM

L'observation de la répartition des déplacements en fonction du PM laisse apparaître différents types de comportement : on repère des zones où l'ensemble des déplacements sont des tassements, des zones où l'on ne mesure que des soulèvements et des zones où soulèvements et tassements sont mesurés. Ces différents comportements peuvent être observés sur une même interstation, comme le montre la Figure 199 qui présente les déplacements mesurés sur l'interstation La Vache – Barrière de Paris.

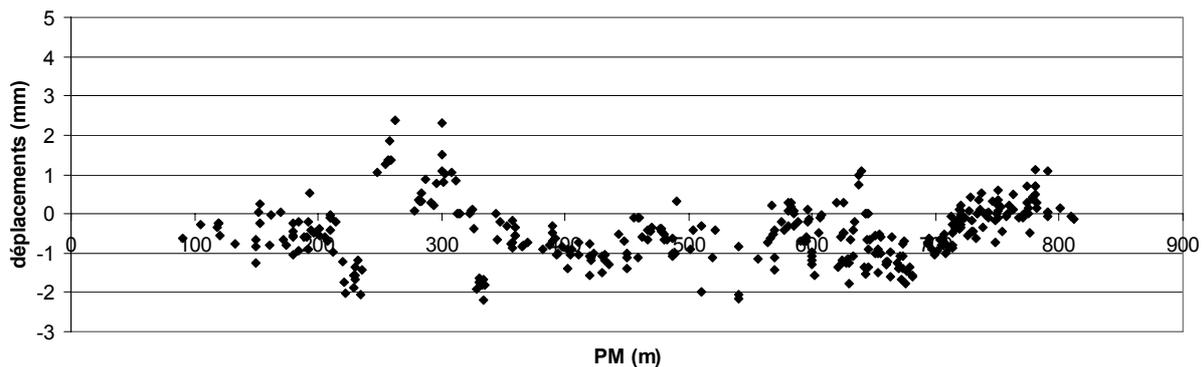


Figure 199 : Déplacements en fonction du PM - 2ème interstation (La Vache – Barrière de Paris)

Sur l'ensemble du lot 2, le soulèvement maximal mesuré atteint 4,1 mm ; un tassement maximal compris entre 6,8 et 9,8 mm est mesuré sur l'interstation Compans Caffarelli – Jeanne d'Arc sur 3 repères. Dans la zone de ces points, pendant le creusement, le pilote a reconnu des terrains composés de sables grossiers en clé du tunnel ; la conduite adaptée du tunnelier ainsi que les injections depuis la surface n'ont pas suffi à limiter les tassements. C'est donc la présence d'un terrain très défavorable en clé qui est à l'origine de ces tassements importants. Hormis ces difficultés locales, le tassement maximal atteint 4,3 mm.

Mais cette représentation en fonction du PM ne permet pas la distinction de la position du repère par rapport à l'axe du tunnel. La représentation sous forme de cuvette, c'est-à-dire selon une section transversale au tracé du tunnel, apporte ce renseignement supplémentaire.

3.2.2. Cuvette de déplacements

Le terme « cuvette » est ici employé en parallèle aux « cuvettes de tassements » mises en évidence par Peck dès 1969 et qui représente la forme gaussienne avec laquelle il est possible de décrire les tassements de la surface du sol sur une section transversale au tracé lors du creusement d'un tunnel (voir son équation chapitre 1, paragraphe 2.2.3, équation 4).

Pour toutes les données du lot 2, le tracé des déplacements en fonction du paramètre adimensionnel x / H (x : distance à l'axe, H : couverture de terrain au-dessus du tunnel) ne donne qu'un nuage de points difficilement exploitable.

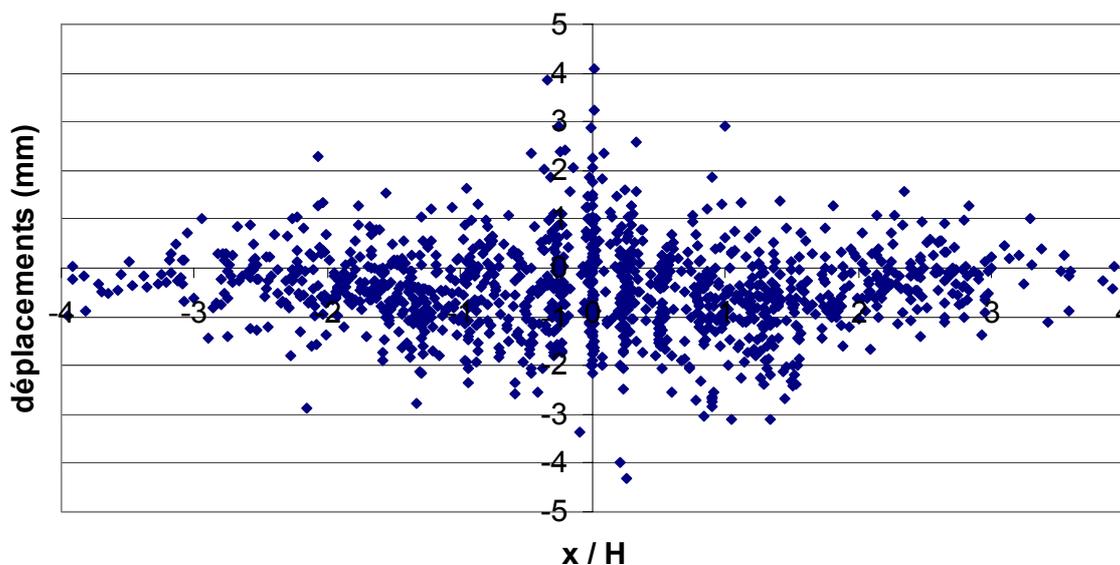


Figure 200 : Déplacements en fonction de x/H pour l'ensemble des repères du lot 2

On a donc cherché à représenter, sur chaque interstation, les cuvettes de déplacements pour chacune des zones de comportement mises en évidence par l'observation de la répartition des déplacements en fonction du PM. Cette analyse a permis de distinguer différentes portions du tracé du tunnel où il est globalement possible de dessiner :

- une cuvette de tassement de la forme d'une courbe de Gauss (Figure 201),
- un nuage de points en soulèvement (Figure 202),
- des points loin de l'axe qui montrent un tassement, et des points au niveau de cet axe qui tassent moins, voire qui se soulèvent (Figure 203).

Ces observations sont en accord avec les observations de surface réalisées dans le cadre des sections spécifiques.

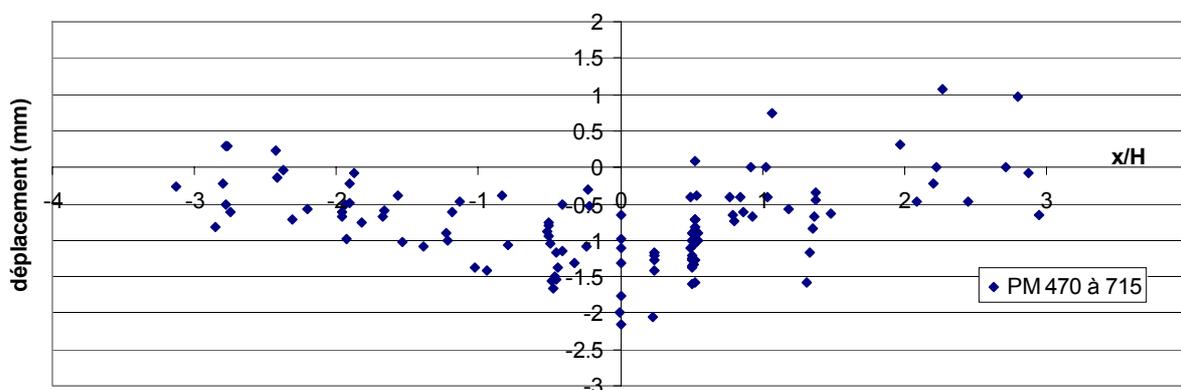


Figure 201 : Cuvette de tassement, à partir des points situés entre le PM 470 et le PM 715 de l'interstation La Vache – Barrière de Paris

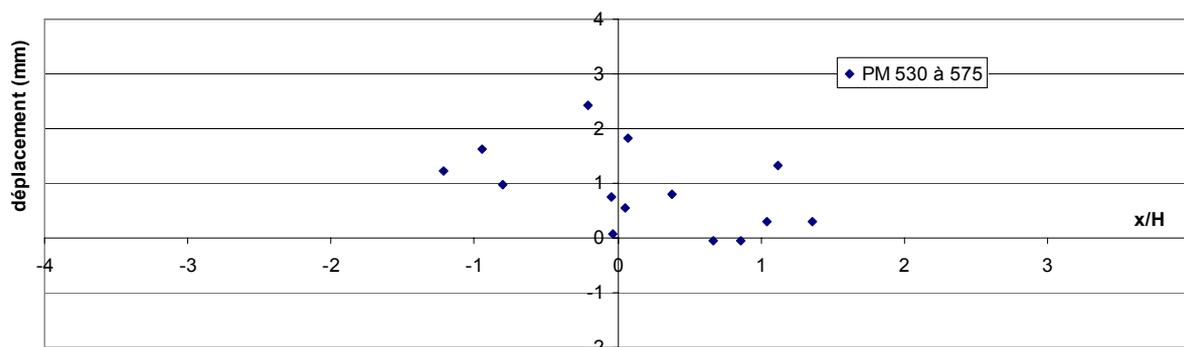


Figure 202 : Cuvette de soulèvement, à partir des points situés entre le PM 530 et le PM 575 de l'interstation Trois Cocus – La Vache

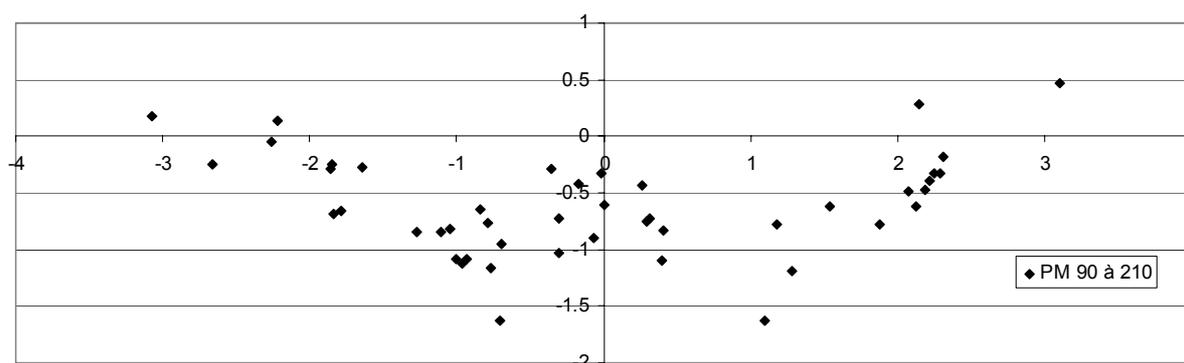


Figure 203 : Cuvette de tassement avec tassement plus faible au centre, à partir des points situés entre le PM 90 et le PM 210 de l'interstation Compans Caffarelli – Jeanne d'Arc

3.2.3. Observations particulières sur les zones de soulèvement

Durant l'étude par interstation, nous avons repéré des zones où tous les points, quelle que soit leur distance à l'axe, donnaient un mouvement vertical de soulèvement, sans pour autant montrer une répartition suivant une courbe de Gauss. Ces points sont en nombre assez faible.

Avant d'utiliser ces mesures pour l'étude de corrélation présentée au chapitre suivant, nous avons voulu vérifier leur validité. Nous avons donc vérifié que chacun des repères de cette zone a bien subi le soulèvement calculé automatiquement, en regardant l'évolution de leur altitude lors du passage du tunnelier, mesure après mesure.

Il est apparu que les soulèvements calculés pour les points loin de l'axe sont souvent liés à une mesure erronée lorsque le tunnelier est 50 m en aval du repère. Malheureusement, cette mesure erronée ne peut être repérée que si l'on effectue un contrôle mesure par mesure, ce qui est impossible sur l'ensemble des repères du lot 2.

Cette analyse détaillée des résultats a donc permis de corriger les déplacements calculés ; suite à ces corrections, il est apparu que les zones, initialement cataloguées comme des zones de soulèvement, devenaient souvent des zones de tassement loin de l'axe, et de soulèvement au niveau de l'axe.

3.3. Analyse des paramètres de fonctionnement du tunnelier

3.3.1. Valeurs descriptives

Le tableau ci-dessous résume l'évolution de quelques paramètres de fonctionnement du tunnelier après traitement sur les différentes interstations du lot 2.

Tableau 24 : Evolution de différents paramètres tunnelier du lot 2 – valeurs adimensionnelles

	vitesse avancement		pression de confinement		poussée des vérins		nombre de coups de pompe		pression moyenne d'injection		énergie d'abattage	
	moy.	écart type	moy.	écart type	moy.	écart type	moy.	écart type	moy.	écart type	moy.	écart type
TCO-LVA	0,93	0,21	0,89	0,2	1	0,12	0,97	0,05	0,85	0,18	1,04	0,24
LVA-BPA	1,08	0,13	1,04	0,06	0,99	0,11	0,98	0,04	1,12	0,12	0,97	0,15
BPA-MIN	1,08	0,14	1,05	0,11	1,1	0,16	1,02	0,05	1,08	0,15	0,87	0,15
MIN-CAN	0,91	0,16	1,05	0,14	0,93	0,17	1	0,1	0,99	0,21	1,14	0,26
CAN-CCA	0,98	0,08	1,06	0,18	1	0,23	1,06	0,07	1,11	0,16	1,02	0,11
CCA-JDA	0,94	0,12	0,92	0,08	0,98	0,1	1,01	0,11	0,83	0,08	1,03	0,19

On repère que, contrairement à ce que l'on pourrait attendre, la vitesse d'avancement n'augmente pas véritablement avec l'expérience des équipes de chantier.

La pression de confinement la plus faible est maintenue durant l'excavation de la 1^{ère} interstation (TCO-LVA). Le nombre de coups de pompe de mortier injecté est stable, alors que la pression d'injection est variable.

L'énergie d'abattage, paramètre qui dépend entre autres du sol, est très variable, et une certaine corrélation peut être établie entre cette énergie et la vitesse d'avancement : plus l'énergie est forte, plus la vitesse est faible ; cette dépendance est obligatoire du fait même de la définition de l'énergie (voir le paragraphe 1.7).

3.3.2. Corrélation entre paramètres

L'analyse des paramètres de fonctionnement des tunneliers a prouvé que ceux-ci étaient dépendants les uns des autres. Les graphiques ci-dessous illustrent quelques unes de ces corrélations.

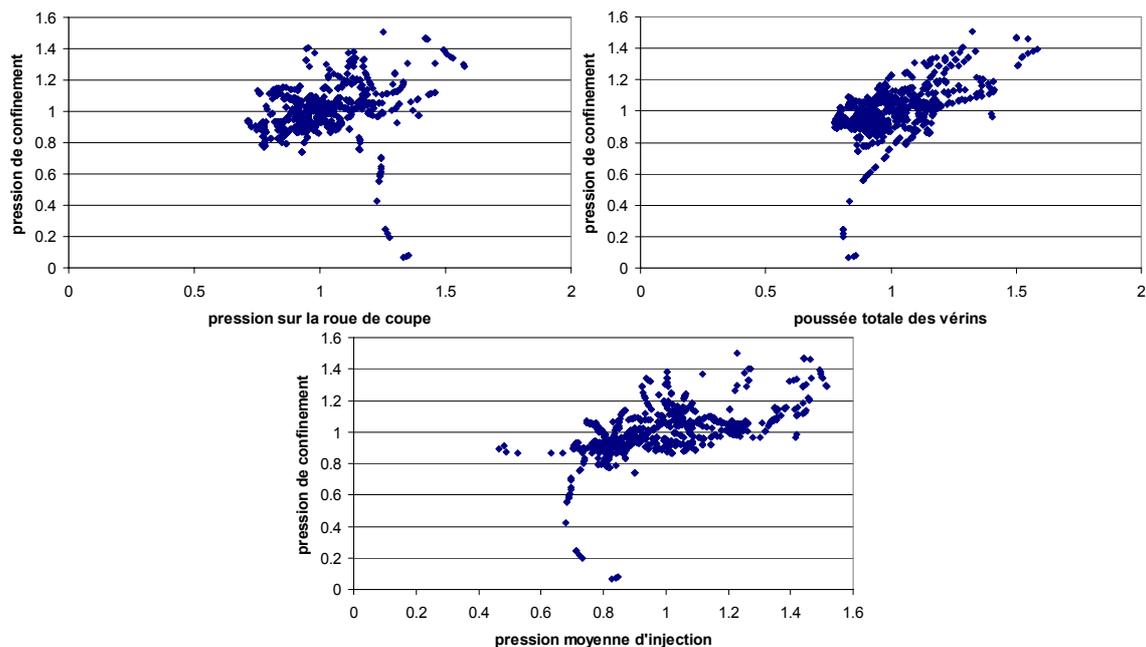


Figure 204 : Exemples de corrélation entre les paramètres tunnelier du lot 2 – valeurs adimensionnelles

On observe bien à partir des mesures la corrélation mécanique entre la pression de confinement, la pression de travail de la roue de coupe et la poussée totale des vérins. La corrélation entre la pression de confinement appliquée au front et la pression d'injection du mortier n'est pas mécanique mais est plus liée à la conduite du tunnelier.

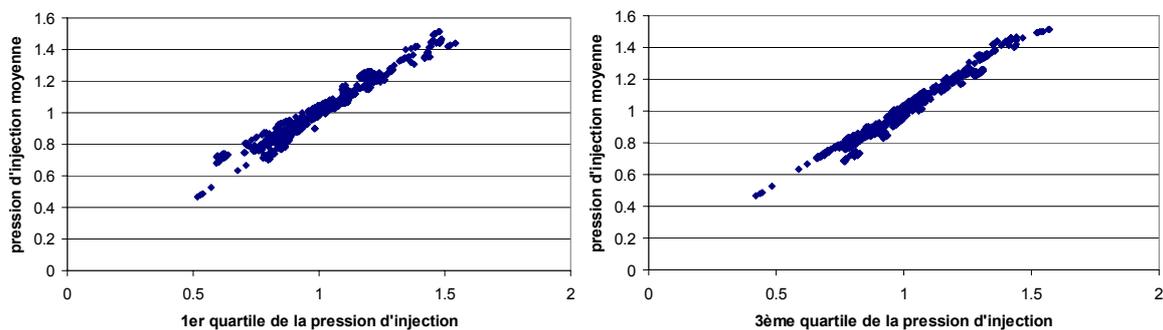


Figure 205 : Corrélations entre les paramètres de pression d'injection – valeurs adimensionnelles

Les 2 graphiques ci-dessus montrent les fortes corrélations qui existent entre le 1^{er} quartile, la moyenne et le 3^{ème} quartile de la pression d'injection.

Au contraire, les graphiques ci-dessous illustrent certaines non-corrélations : le nombre de coups de pompe de mortier et la pression d'injection ne sont pas liés, ni la pression de confinement et l'énergie d'abattage.

On aurait pu s'attendre à une corrélation entre le nombre de coups de pompe et la pression d'injection ; l'inverse nous prouve que d'autres paramètres entrent en jeu lors du remplissage, comme la surcoupe, le pilotage du tunnelier...

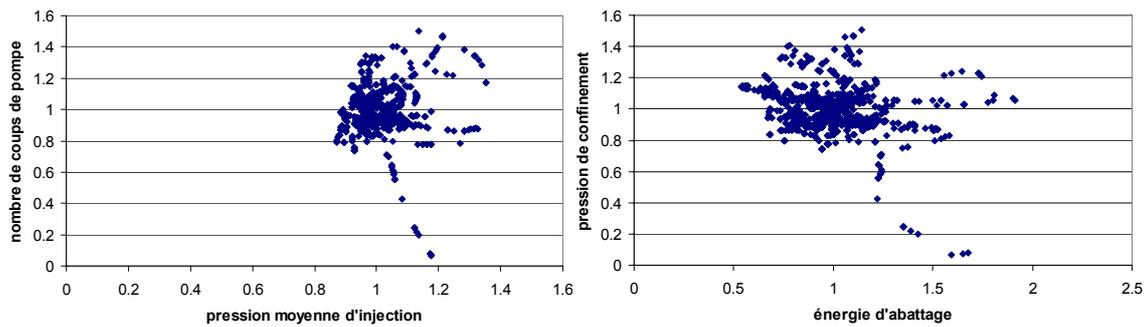


Figure 206 : Exemples de non corrélation entre paramètres tunnelier – valeurs adimensionnelles

3.4. Bilan de l'analyse préliminaire des données du lot 2

Cette analyse des déplacements de surface a permis de révéler l'existence de 2 comportements singuliers du terrain, qui entraînent la classification de ces points en 3 zones :

- une zone où les déplacements des repères se répartissent suivant la classique forme de la cuvette de Gauss,
- une zone où les points éloignés de l'axe tassent de manière classique, et où les points plus proches de l'axe tassent moins, voire même se soulèvent,
- une zone avec tous les points dont la position et le déplacement ne permettent pas la classification dans une de 2 zones précédentes.

Les paramètres de fonctionnement du tunnelier ont montré quelques variations d'une interstation à l'autre, rarement liées à l'expérience des équipes de chantier.

Les corrélations qui existent entre ces paramètres devront faire l'objet d'une attention particulière dans la suite de l'étude.

4. ANALYSE PRELIMINAIRE DES DONNEES DU LOT 4

4.1. Constitution des fichiers de données

Après collecte et traitement des mesures de nivellement et des paramètres de fonctionnement du tunnelier, on possède :

- pour les points de nivellement, une valeur « déplacement » égale à la différence entre la mesure « finale » quand le tunnelier était à 50 m après le point et la mesure « de référence » quand le tunnelier était environ 50 m avant le point,
- pour les PM des anneaux de revêtement posés, les valeurs adimensionnelles et moyennées de quelques uns des paramètres de fonctionnement du tunnelier.

La liste des paramètres de fonctionnement du tunnelier utilisés pour l'analyse des déplacements dans le cadre du lot 4 est la suivante (on donne entre parenthèses la notation utilisée par la suite) :

- vitesse d'avancement (*VitAvanc*),
- pression de confinement (*Pconf*),
- pression moyenne d'injection, 1^{er} et 3^{ème} quartile (*Pmort2*, *Pmort1*, *Pmort3*),
- nombre total de coups de pompe (*Nbre coups*),
- pression de travail de la roue de coupe (*P RdC*),
- poussée totale des vérins (*PtotVer*),
- temps anneau (*Tps Ann*),
- énergie d'abattage (*Energie*),
- *Surcoupe*.

Pour chaque point de nivellement, on a déterminé en plus de la valeur du déplacement :

- PM,
- distance à l'axe,
- couverture de terrain au-dessus du tunnel.

Comparé au lot 2, le paramètre *Surcoupe* est ici connu, par contre, les paramètres *diffdh* et *diffdv* ne sont pas disponibles. Les fichiers de nivellement ne permettent pas la distinction des repères sur bâti et sur chaussée.

Les fichiers de données sont alors constitués d'autant de lignes que l'on a de point de nivellement valides (c'est-à-dire pour lesquels on a pu calculer un déplacement dû au creusement du tunnelier - ce sont les individus), et les colonnes contiennent les données du point et les valeurs moyennées des paramètres de fonctionnement.

4.2. Analyse des déplacements

Le nombre d'individus, c'est-à-dire de repères de nivellement pour lesquels nous avons pu déterminer un déplacement, est plus faible que sur le lot 2. Sur ce lot, nous travaillons avec 486 individus.

4.2.1. Répartition des déplacements en fonction du PM

Pour les interstations Niel-Empalot et Palais de Justice-Carmes, le nombre d'individus est faible, du fait de problème d'accessibilité dans le premier cas (peu de repères de nivellement positionnés) et parce que la fréquence de mesure des repères diffère des autres interstations et

ne donne donc pas de mesure à la position du tunnelier souhaité (-50 m / + 50 m) dans le 2^{ème} cas.

Hormis ces 2 interstations, les autres donnent des valeurs de déplacement correctement réparties sur l'ensemble du tracé. Comme dans le cas du lot 2, on distingue des zones où tous les repères montrent un tassement du terrain, des zones où l'on ne mesure que du soulèvement, et des zones de soulèvements et tassements. Ceci est illustré par la Figure 207 qui présente les déplacements définis pour les repères de l'interstation Saint Michel – Palais de Justice.

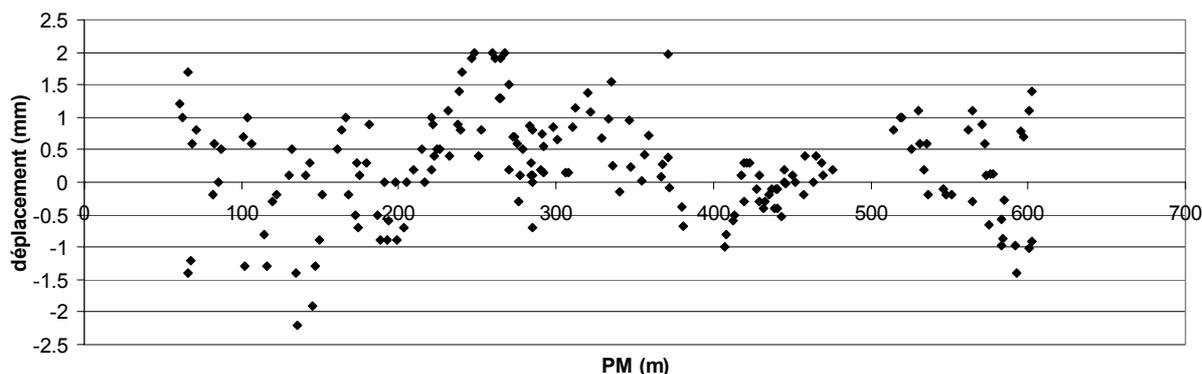


Figure 207 : Déplacements en fonction du PM - 3ème interstation (Saint Michel - Palais de Justice)

Sur le lot 4, les tassements maximaux atteignent 3,8 mm. Des soulèvements très importants (de 4 à 8 mm) sont mesurés au démarrage du tunnelier, sur le début de l'interstation Niel-Empalot ; l'étude de l'ensemble des mesures sur ces repères démontre la validité de ces soulèvements, qui ne peuvent donc pas être écartés. Sur le reste des 3700 m de tunnel excavé par le tunnelier à pression de boue du lot 4, les soulèvements mesurés valent au maximum 3,2 mm.

4.2.2. Cuvette de déplacements

Afin de compléter cette analyse des déplacements, nous observons les cuvettes de déplacements correspondant au déplacement de chacun des points du lot en fonction du paramètre adimensionnel x/H . Comme dans le cas du lot 2, la cuvette constituée de l'ensemble des individus n'est qu'un nuage de point difficilement exploitable, comme le montre la Figure 208 ci-dessous.

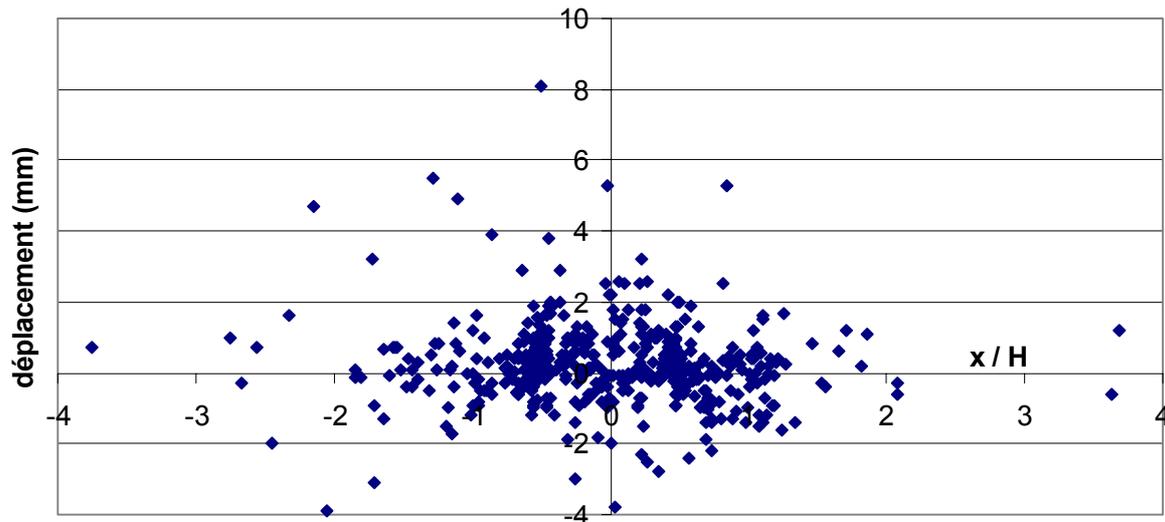


Figure 208 : Déplacements en fonction de x/H pour l'ensemble des repères du lot 4

Comparé au lot 2, le nombre de points éloignés de l'axe de plus de $2x/H$ est largement réduit ; de plus, il semble que les tassements soient plus limités sur ce lot.

Par le tracé des cuvettes à partir des individus de ce lot, on a cherché à obtenir, comme pour le lot 2, des zones où les points montrent uniquement un tassement, et des zones où l'on met en évidence un tassement moindre (voire un soulèvement) des points proches de l'axe. Mais cette distinction est ici moins évidente car on trouve peu de repères sur un même profil transversal, ni même sur des PM assez proches pour pouvoir tracer des cuvettes de déplacements cohérentes. En fait, puisque le tracé est essentiellement en ville, sous différentes rues, les repères sont surtout positionnés au pied des bâtiments, les uns après les autres le long du tracé.

On trouve tout de même certaines zones où l'on peut mettre en évidence les comportements recherchés :

- une cuvette de tassement de la forme d'une courbe de Gauss (Figure 209),
- un soulèvement d'autant plus important que le repère est proche de l'axe du tunnel (du fait que l'on a peu de point éloignés de l'axe, le comportement de ces points est difficilement classifiable) (Figure 210).

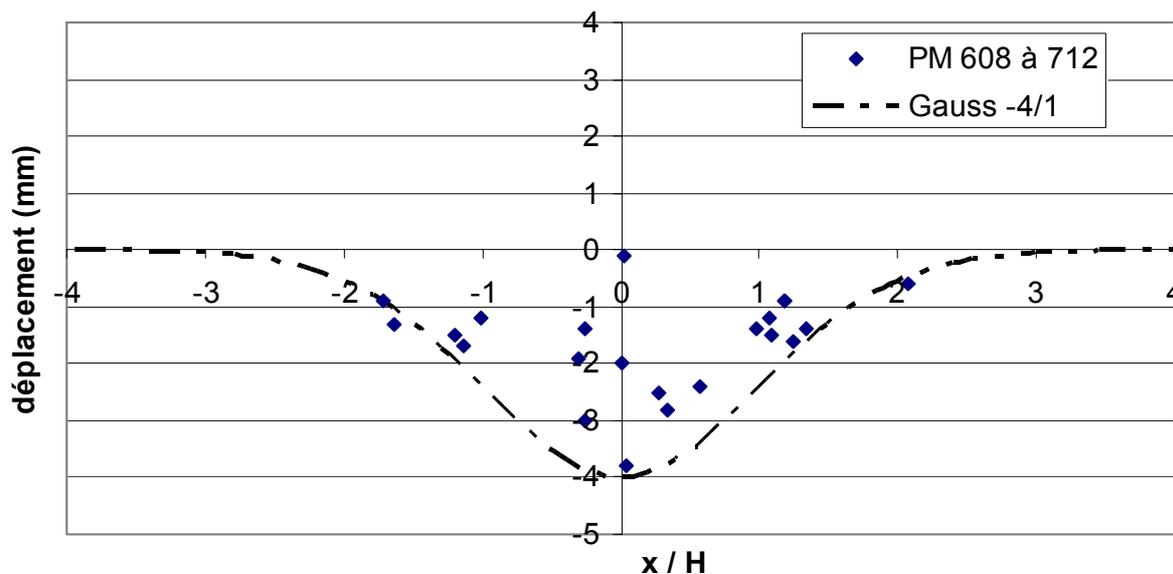


Figure 209 : Cuvette de tassement à partir des points situés entre le PM 608 et le PM 712 de l'interstation Carmes - François Verdier

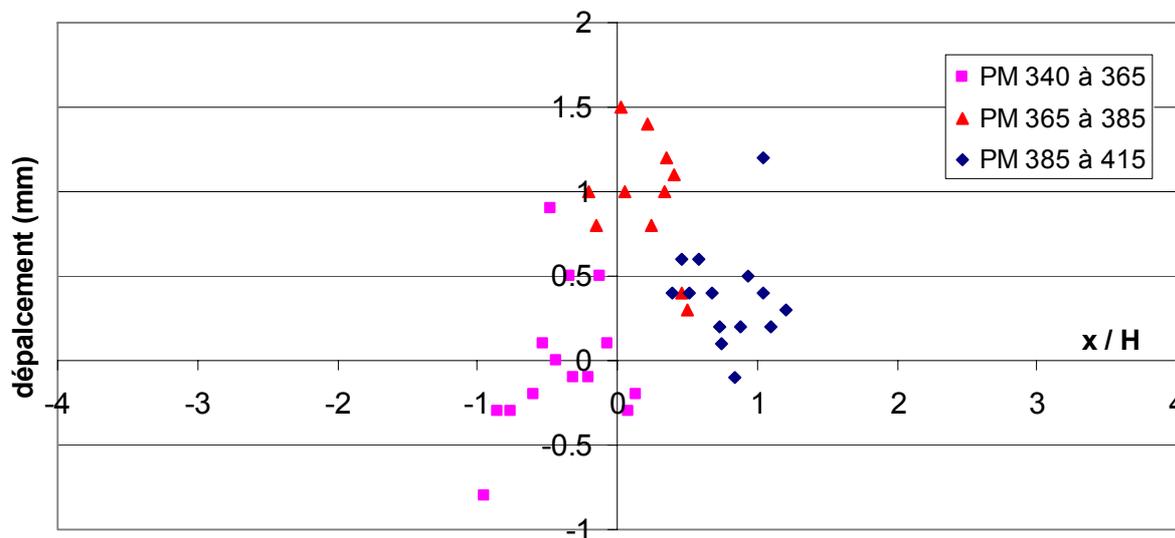


Figure 210 : Soulèvements des points proches de l'axe du tunnel

Le problème posé par le passage du tunnel, principalement sous les rues, est très bien illustré par la cuvette de déplacement obtenue avec les repères de l'interstation Saint Michel – Palais de Justice, et présentée sur la Figure 211. On a ainsi des repères situés uniquement vers 0,5 x/H , et peu de points plus proches ou plus éloignés de l'axe. La distinction des zones de comportement est alors impossible.

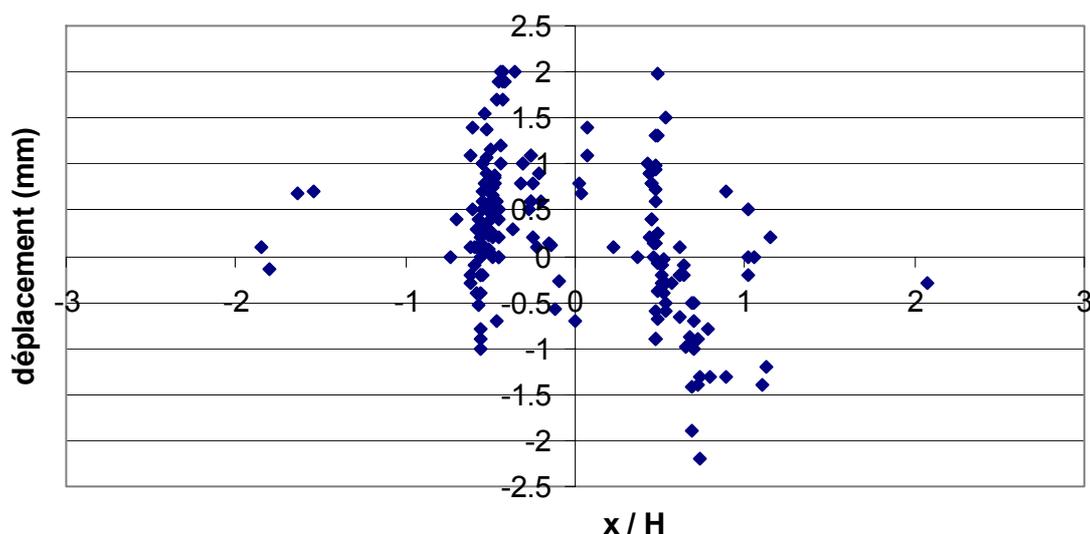


Figure 211 : Cuvette des déplacements de tous les points de l'interstation SMI-PDJ

Il s'avère ainsi difficile, pour les données du lot 4, de réellement et objectivement distinguer des zones de déplacements similaires à celles obtenues pour les individus du lot 2, même s'il semble bien que cette distinction soit aussi valide sur ce lot.

4.3. Analyse des paramètres de fonctionnement du tunnelier

4.3.1. Valeurs descriptives

Le tableau ci-dessous résume l'évolution de quelques paramètres de fonctionnement du tunnelier après traitement sur les différentes interstations.

Tableau 25 : Evolution de différents paramètres tunnelier du lot 4 – valeurs adimensionnelles

	vitesse avancement		pression de confinement		poussée des vérins		nombre de coups de pompe		pression moyenne d'injection		énergie d'abattage	
	moy.	écart type	moy.	écart type	moy.	écart type	moy.	écart type	moy.	écart type	moy.	écart type
NIE- EMP	1,04	0,25	1,07	0,18	1,18	0,17	1,13	0,05	0,68	0,11	1,13	0,32
EMP- SMI	0,95	0,25	1,02	0,13	1,04	0,15	0,99	0,08	1,1	0,12	1,08	0,28
SMI- PDJ	1,08	0,21	0,98	0,04	1	0,08	1,01	0,05	1,01	0,2	0,99	0,18
PDJ- CAR	1	0,12	0,94	0,08	0,92	0,05	0,98	0,04	1	0,14	0,92	0,09
CAR- FVE	0,91	0,15	1	0,06	0,93	0,07	0,95	0,05	1,02	0,15	0,93	0,23

On repère que lors de la 1^{ère} interstation (NIE-EMP), les valeurs moyennes des paramètres de fonctionnement sont différentes de celles obtenues sur les interstations suivantes ; on a donc ici probablement l'effet de « mise en route » des équipes de pilotage. C'est sur cette interstation que l'on a mesuré le maximum de soulèvement.

4.3.2. *Corrélation entre paramètres*

Les corrélations entre paramètres mises en évidence graphiquement sont peu nombreuses ; on retiendra la corrélation entre la poussée totale des vérins et la pression de travail de la roue de coupe, et les corrélations entre le 1^{er} quartile, la moyenne et le 3^{ème} quartile des pressions d'injection.

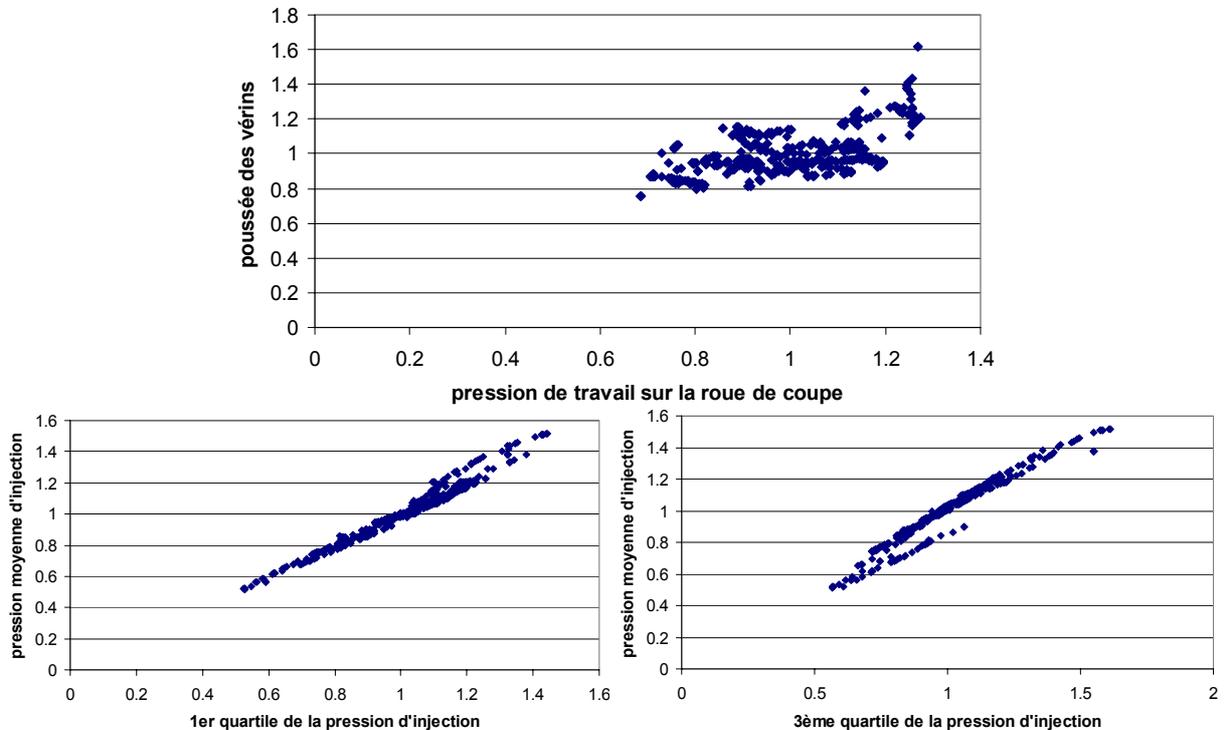


Figure 212 : Exemples de corrélation entre paramètres tunnelier – valeurs adimensionnelles

4.4. Bilan de l'analyse préliminaire des données du lot 4

L'analyse préliminaire des données de déplacements du lot 4 a montré qu'il était difficile de distinguer différentes zones de comportements des points, en particulier parce que la distance de ces points à l'axe excède rarement $2x/H$, et qu'il est par conséquent rare de pouvoir tracer des profils suffisamment large.

Les paramètres de fonctionnement montrent une conduite régulière du tunnelier après une phase de démarrage correspondant globalement à la 1^{ère} interstation.

5. CONCLUSIONS DU CHAPITRE 5

Ce chapitre présente la mise en forme des paramètres de fonctionnement des tunneliers et des mesures de déplacements de surface afin de pouvoir les exploiter de manière homogène et cohérente par la suite.

En ce qui concerne les caractéristiques de fonctionnement des tunneliers, la première étape a porté sur le choix des paramètres à étudier ; ce choix a été fait en fonction de l'étude bibliographique et des observations sur les sections de mesures.

Ensuite, les mesures réalisées toutes les minutes pendant près de 2 ans sont moyennées et rendues adimensionnelles de manière à obtenir des valeurs de paramètres représentatives de ce que subit chaque PM du tracé pendant le passage du tunnelier. On a pu vérifier que ce traitement était peu sensible au choix que l'on a fait sur la valeur du paramètre de lissage i .

Concernant le tassement de surface, seul a été retenu le tassement final tel qu'il a été mesuré de 50 à 100 mètres après le passage du tunnelier. En raison de l'amplitude faible des tassements de surface et des mouvements saisonniers naturels du terrain, l'origine des mouvements a été prise 50 mètres avant le passage du tunnelier : la surface du sol n'est pas encore affectée par le creusement, et cette mesure est suffisamment proche dans le temps de celle du tassement final pour que les variations naturelles soient négligeables.

Malgré les faibles déplacements mesurés et la précision de mesure classique en contrôle, une première étude permet de mettre en évidence des zones où, par le biais des cuvettes transversales, on met en évidence un comportement différent du sol. Ce travail est rendu possible par la quantité importante de données utilisées.

L'analyse des déplacements sur les repères du lot 2 a montré qu'il était possible de distinguer 2 zones de comportement du terrain en surface :

- une zone où tous les points tassent, et où le tassement est d'autant plus important que le point est proche de l'axe,
- une zone où les repères éloignés de l'axe montrent un tassement, et où les points proches de l'axe montrent moins de tassement, voire même un soulèvement.

Pour le lot 4, cette classification est plus difficile, en particulier parce que la quantité de repères éloignés de l'axe est faible. Néanmoins, il semble que les mêmes types de zones puissent être considérés sur ce lot.

Ce travail de traitement et d'analyse est une phase nécessaire à la recherche de corrélations entre déplacements et paramètres de tunnelier réalisée ensuite, et détaillée dans le chapitre suivant.

Chapitre 6

Analyse des tassements

Sommaire Détaillé

1. FORME DE LA RELATION RECHERCHEE ET PROCEDURE UTILISEE....	227
1.1. EQUATION RELIANT LES DEPLACEMENTS AUX PARAMETRES DE FONCTIONNEMENT DU TUNNELIER	227
1.1.1. <i>Définition de l'équation</i>	227
1.1.2. <i>Méthode de résolution de l'équation</i>	228
1.2. PROCEDURE ADOPTEE	229
2. DETERMINATION DE LA RELATION ENTRE DEPLACEMENTS ET PARAMETRES DU LOT 2.....	232
2.1. ZONE DE « TASSEMENT PUR ».....	232
2.1.1. <i>Sélection des points</i>	232
2.1.2. <i>Expression de la relation</i>	233
2.1.3. <i>Optimisation de la relation</i>	234
2.1.4. <i>Vérification de la relation</i>	235
2.1.5. <i>Conclusion pour la zone de « tassement pur »</i>	236
2.2. ZONE DE « SOULEVEMENT AU CENTRE »	236
2.2.1. <i>Sélection des points</i>	236
2.2.2. <i>Relation pour la phase de soulèvement des points proches de l'axe</i>	238
2.3. ETUDE GLOBALE DES DEPLACEMENTS	239
2.3.1. <i>Forme de la relation</i>	240
2.3.2. <i>Etude sur +/- 1,5 x/H</i>	240
2.3.3. <i>Sur l'ensemble des individus des 2 zones</i>	243
2.4. PREDICTION DES DEPLACEMENTS POUR LES POINTS HORS ZONE	244
2.5. CONCLUSION	246
3. DETERMINATION DE LA RELATION ENTRE DEPLACEMENTS ET PARAMETRES DU LOT 4.....	248
3.1. FORME DE L'EQUATION ET VALEURS DE PARAMETRES	248
3.2. ETUDE AVEC L'ENSEMBLE DES INDIVIDUS	250
3.2.1. <i>Sélection des individus</i>	250
3.2.2. <i>Expression de la relation</i>	251
3.3. VERIFICATION DE LA RELATION	253
3.4. CONCLUSION	254
4. CONCLUSIONS DU CHAPITRE 6.....	255

L'analyse effectuée sur 13 sections sur le tracé du tunnel apporte de précieuses informations sur les mouvements au sein du massif de sol induits par l'excavation aux tunneliers, mais demande la mise en place et le suivi de différents appareils de mesure, ce qui représente un coût financier important. Il est donc difficilement envisageable de multiplier les sections de mesures afin d'appréhender expérimentalement l'influence des différents paramètres de fonctionnement des tunneliers sur ces mouvements.

Néanmoins cette question de l'incidence de tel ou tel paramètre du tunnelier sur les déplacements reste primordial pour les entreprises qui effectuent les travaux d'excavation ; pouvoir prédire les mouvements du sol à venir en fonction des valeurs imposées à certains paramètres tunneliers ou des valeurs observées pour d'autres, et ainsi pouvoir agir de manière à limiter ces déplacements si nécessaire, est un de leurs souhaits actuels.

Le travail qui est présenté ci-dessous n'a pas la vocation d'établir une relation prédictive entre les déplacements verticaux en surface et les paramètres tunneliers, mais de mettre en évidence les possibles paramètres influents sur ces déplacements.

Ce travail est basé sur les mesures des campagnes topographiques réalisées durant les travaux sur l'ensemble du tracé et sur les valeurs des paramètres tunneliers mesurées au cours du temps.

L'ensemble de ces données a été mis en forme suivant les procédures décrites dans le chapitre 5. L'analyse préliminaire présentée dans ce même chapitre nous a ensuite permis de sélectionner les zones où les déplacements mesurés, généralement faibles, sont néanmoins significatifs.

Nous présentons donc ici les résultats de cette analyse qui vise à relier les mouvements de la surface au fonctionnement des tunneliers. Tout d'abord, nous décrivons la forme de la relation recherchée et la procédure adoptée. Puis, les résultats obtenus sur le lot 2 (tunnelier à pression de terre) sont présentés, suivi de ceux du lot 4 (tunnelier à pression de boue).

1. FORME DE LA RELATION RECHERCHEE ET PROCEDURE UTILISEE

1.1. Equation reliant les déplacements aux paramètres de fonctionnement du tunnelier

1.1.1. Définition de l'équation

Le but de notre étude est de définir les paramètres de fonctionnement du tunnelier qui influencent le plus les déplacements en surface. Pour cela, nous cherchons donc à établir une relation entre les déplacements et certains des paramètres, les paramètres non compris dans cette relation étant non influents ; cette relation prend la forme :

$$\text{déplacements} = f(P_j)$$

où P_j désigne les paramètres de fonctionnement du tunnelier

Pour cette étude nous possédons les valeurs de déplacements en surface pour plusieurs points de nivellement et des paramètres de fonctionnement des tunneliers ; le nombre de mesures de

déplacements par rapport aux paramètres retenus laisse présager la résolution d'un système largement surdimensionné, et donc l'utilisation d'une méthode d'approximation.

La question de l'expression de la fonction f reliant les déplacements et les paramètres de fonctionnement du tunnelier est primordiale. En effet, suivant la forme de cette équation, les outils à notre disposition pour sa détermination seront différents ; par exemple, la technique de résolution d'une équation linéaire est bien différente de celle d'une équation non linéaire. Le choix de cette équation est donc très important.

Pour déterminer la forme de cette équation, nous nous basons sur l'observation des déplacements réalisée au chapitre précédent. Les cuvettes représentées dans une section transversale au tracé du tunnel ont montré qu'une borne des déplacements pouvait être approchée au moyen de la cuvette défini par Peck (1969), cuvette ayant la forme d'une courbe de Gauss. On va donc chercher une équation de la forme de l'expression de Peck, avec S_{\max} fonction de la perte de volume V_s affectée d'un facteur dépendant des variations des paramètres autour de leur valeur moyenne 1 :

$$\text{déplacement}(x) = \frac{\pi D^2}{2,5i} \exp\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right) \left(\beta_1 + \beta_2 \left(\frac{P_2}{P_{2\text{moy}}} - 1 \right) + \dots + \beta_n \left(\frac{P_n}{P_{n\text{moy}}} - 1 \right) \right)$$

où D est le diamètre excavé du tunnel

$\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$ sont des facteurs de proportionnalité

En reliant i , point d'inflexion, à la profondeur H de l'axe du tunnel par le coefficient K ($i=KH$, d'après la littérature, voir le chapitre 1 paragraphe 2.2.3), cette expression devient :

$$\boxed{\text{déplacement}(x) = \frac{1}{KH} \exp\left(\frac{-x^2}{2K^2 H^2}\right) \left(\alpha_1 + \alpha_2 \left(\frac{P_2}{P_{2\text{moy}}} - 1 \right) + \dots + \alpha_n \left(\frac{P_n}{P_{n\text{moy}}} - 1 \right) \right)}$$

Les inconnues de cette relation sont :

- K , facteur dépendant du matériau excavé, et supposé constant sur l'ensemble du lot,
- $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$, facteur de proportionnalité des paramètres P_j .

1.1.2. Méthode de résolution de l'équation

Cette équation est non linéaire et nécessite donc une résolution par une méthode itérative. La méthode retenue est la méthode itérative des moindres carrés dite de Gauss-Newton, basée sur une approximation linéaire locale du système non-linéaire. Le nom de Gauss-Newton vient du fait que l'on utilise le principe de Gauss pour la résolution des systèmes linéaires, et que le problème coïncide avec la méthode de Newton de résolution des systèmes non-linéaires contenant autant d'équations que d'inconnues.

En considérant que nous cherchons à résoudre le système d'équation déterminé ci-dessus et défini par :

$$\text{déplacements} = f(K, \alpha_j)$$

cette méthode de résolution se résume dans l'algorithme suivant :

- 1- choisir les estimés $K^{(0)}, \alpha_j^{(0)}$
- 2- pour $k = 0$ à l'infini tant qu'il n'y a pas convergence,

- a. calculer la matrice $C^{(k)} = \left(\frac{\partial f}{\partial K}(K^{(k)}, \alpha_j^{(k)}) \quad \frac{\partial f}{\partial \alpha_j}(K^{(k)}, \alpha_j^{(k)}) \right)$
 dans cette matrice, on a autant de colonnes que d'inconnues et autant de lignes que d'individus (les individus sont les déplacements des points de nivellement)
- b. calculer le vecteur $d^{(k)} = (f(K^{(k)}, \alpha_j^{(k)}) - \text{déplacements})$
 ce vecteur a autant de lignes que d'individus
- c. résoudre par moindres carrés le système linéaire défini par $C^{(k)} \times r = d^{(k)}$,
 où le vecteur r est appelé résidu
- d. calculer la nouvelle valeur des inconnues :
 - i. $K^{(k+1)} = K^{(k)} + r(1)$
 - ii. $\alpha_j^{(k+1)} = \alpha_j^{(k)} + r \begin{pmatrix} 2 \\ \dots \\ j+1 \end{pmatrix}$
- e. vérification de la convergence
 - i. calcul de l'erreur :

$$\text{erreur}^{(k)} = \text{déplacements} - f(K^{(k)}, \alpha_j^{(k)}) - C^{(k)} \times r$$
 - ii. il y a convergence si :

$$\frac{(\text{erreur}^{(k)})^T \times \text{erreur}^{(k)} - (\text{erreur}^{(k-1)})^T \times \text{erreur}^{(k-1)}}{(\text{erreur}^{(k)})^T \times \text{erreur}^{(k)}} < \text{epsilon}$$
 epsilon étant choisi au départ par l'utilisateur

3- fin

Cette méthode présente l'inconvénient de demander au départ des valeurs estimatives des inconnues. Un mauvais choix de ces valeurs est susceptible d'entraîner une non convergence du système ; néanmoins, nous avons vérifié dans les différents cas d'utilisation présentés ci-dessous, qu'à partir de différentes valeurs « réalistes » de ces inconnues le système convergeait toujours vers la même solution.

1.2. Procédure adoptée

L'algorithme ci-dessus permet de déterminer les valeurs des inconnues K et $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$ dans l'expression de la relation reliant les déplacements de surface aux paramètres de fonctionnement des tunneliers.

Le coefficient de détermination R^2 constitue une mesure de la pertinence des valeurs de déplacements calculées au moyen de la relation. Plus R^2 est proche de 1, plus la relation explique correctement les valeurs mesurées.

Le but de cette étude étant de mettre en évidence les paramètres qui sont influents sur les mouvements de terrain en surface, nous avons mis en place la procédure explicitée ci-dessous, et illustrée par le Tableau 26. Dans ce tableau, les paramètres utilisés pour la détermination de la relation sont mentionnés par une croix x.

- 1- on détermine la relation A reliant les déplacements de surface et les paramètres tunnelier (6 dans le tableau ci-dessous) ; la pertinence de cette relation est caractérisée par le coefficient R^2 (égal ici à 0,58).

- 2- les relations B1 à B6 sont déterminées à partir de 5 paramètres, en désélectionnant un à un chacun des paramètres précédents ; on obtient ainsi 6 valeurs de R^2 pour ces 6 relations à 5 paramètres.
- 3- la valeur maximale de R^2 donne le paramètre le moins influent sur la prédiction des déplacements en surface (puisque son élimination est celle qui diminue le moins la pertinence du modèle) ; ici le paramètre le moins influent est donc la *Poussée des vérins*.
- 4- l'étude se poursuit, en éliminant de la liste des paramètres celui mis ainsi en évidence et en déterminant les relations C1 à C5 à partir de 4 paramètres.
- 5- la procédure s'arrête quand l'élimination de n'importe quel paramètre entraîne une diminution notable du coefficient R^2 . Dans notre exemple le coefficient R^2 maximal pour les relations de rang E est 0,41 alors que l'élimination précédente portait le R^2 à 0,55, on stoppe donc le processus à ce niveau, et l'on conserve 3 paramètres influents. En plus du critère portant sur la valeur du R^2 , on contrôle aussi, visuellement, l'effet sur le nuage de points de la cuvette de déplacements de l'élimination du paramètre le moins influent. En effet, l'élimination du paramètre peut donner une mauvaise prédiction pour les points les plus éloignés de l'axe (points où l'incertitude sur la mesure est d'autant plus forte que le déplacement doit être faible), d'où une faible valeur de R^2 , sans pour autant que cela soit le cas pour les points plus proches de l'axe ; dans ce cas, ce paramètre peut être éliminé et le processus peut continuer.

Tableau 26 : Illustration de la procédure d'élimination des paramètres peu influents

Relation	Paramètres de fonctionnement du tunnelier						R^2
	Vitesse d'avancement	Pression de confinement	Pression de la roue de coupe	Poussée des vérins	Volume injecté	Pression d'injection	
A	x	x	x	x	x	x	0,58
B1		x	x	x	x	x	0,45
B2	x		x	x	x	x	0,48
B3	x	x		x	x	x	0,55
B4	x	x	x		x	x	0,57
B5	x	x	x	x		x	0,56
B6	x	x	x	x	x		0,49
C1		x	x		x	x	0,44
C2	x		x		x	x	0,48
C3	x	x			x	x	0,55
C4	x	x	x			x	0,56
C5	x	x	x		x		0,47
D1		x	x			x	0,41
D2	x		x			x	0,46
D3	x	x				x	0,55
D4	x	x	x				0,46
E1		x				x	0,37
E2	x					x	0,40
E3	x	x					0,41

Cette procédure aboutie à la détermination de paramètres clés des mouvements de la surface. Dans les paragraphes suivants, nous présentons les résultats obtenus en suivant cette procédure à partir des valeurs du lot 2, lot réalisé au tunnelier à pression de terre, puis du lot 4 (tunnelier à pression de boue).

2. DETERMINATION DE LA RELATION ENTRE DEPLACEMENTS ET PARAMETRES DU LOT 2

L'analyse des mesures de déplacements de surface, décrite au chapitre 5, a montré que, sur une même interstation, on peut distinguer différentes zones où la cuvette des déplacements prend diverses formes. On a ainsi distingué à partir des mesures effectuées sur le lot 2 (voir le chapitre 5) des zones où l'ensemble des points tassent suivant une courbe de Gauss (appelée zone de « tassement pur »), des zones où l'on observe un tassement loin de l'axe et un soulèvement au niveau du tunnel (zone de « soulèvement au centre »), et des zones où il est difficile de cataloguer les déplacements.

Dans un premier temps, on travaille donc en distinguant les points des zones de tassement pur et les points des zones de soulèvement au centre.

L'analyse est effectuée uniquement avec les points de nivellement situés sur bâti ; cela permet de s'affranchir des mouvements non dus au creusement, comme le tassement des points sur chaussées roulantes, ou les mouvements dus à l'expansion et à la rétraction des bitumes sous l'effet de la température.

2.1. Zone de « tassement pur »

2.1.1. Sélection des points

Les points constituant cette zone sont situés :

- interstation TCO-LVA : PM 90 à 150, PM 335 à 385, PM 600 à 645, PM 750 à 795
- interstation LVA-BPA : PM 470 à 575, PM 585 à 715
- interstation BPA-MIN : PM 200 à 330
- interstation MIN-CAN : PM 230 à 250
- interstation CCA-JDA : PM 325 à 470, PM 650 à 720

On a ainsi sélectionné 234 individus sur bâti.

La cuvette des déplacements sur une section transversale pour l'ensemble de ces points est présentée sur la Figure 213. Cette représentation permet de vérifier que la répartition des déplacements se fait selon une courbe de Gauss, et que l'on peut donc rechercher une relation exprimant ces déplacements prenant la forme présentée au paragraphe 1.1.1.

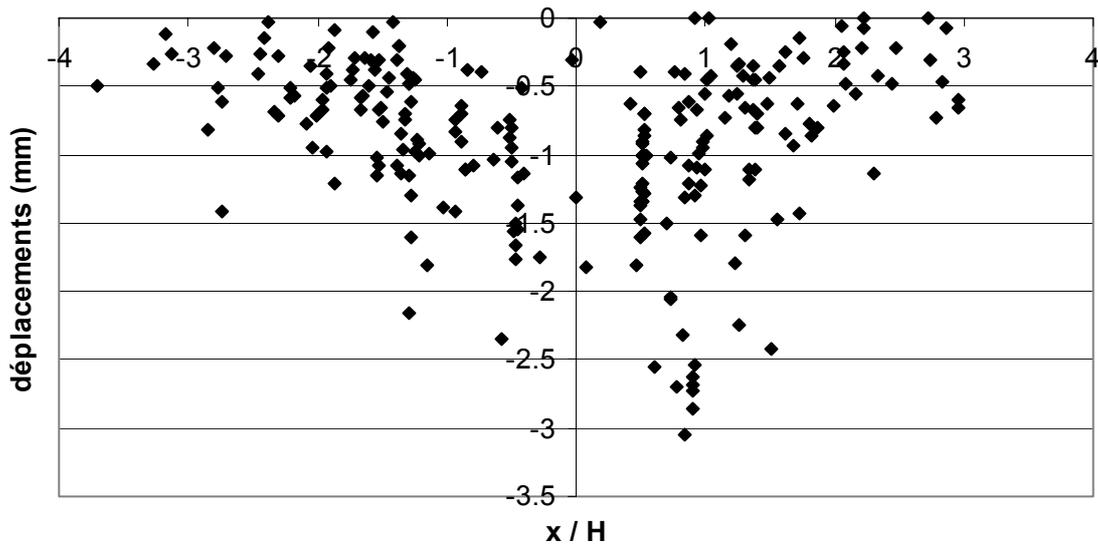


Figure 213 : Cuvette de déplacements des points de bâti de la zone "tassement pur"

On sélectionne aléatoirement la moitié de ces individus pour rechercher l'expression de la relation par résolution du système, relation que l'on vérifiera au final sur l'autre moitié des points. On conserve ainsi 117 individus pour la détermination de la relation recherchée.

2.1.2. Expression de la relation

On a retenu précédemment les paramètres $Pmort1$, $Pmort2$ et $Pmort3$. Mais, comme on a pu le montrer lors de l'analyse préliminaire des données du lot 2 au chapitre 5, ces 3 paramètres sont largement corrélés linéairement ; on décide donc de ne réaliser l'étude qu'avec 1 seul de ces paramètres.

Notre choix s'est porté sur le 1^{er} quartile de la pression de mortier $Pmort1$. En effet, comme nous sommes dans une zone où des tassements se sont développés, la pression « minimale » d'injection semble être un paramètre plus important que la pression moyenne ou la pression « maximale ».

A partir des 10 paramètres de fonctionnement du tunnelier sélectionnés, on applique la procédure décrite au paragraphe 1.2, afin de déterminer les paramètres qui expliquent le mieux les déplacements mesurés en surface.

Les valeurs initiales utilisées pour les inconnues sont $K=0,5$ et chacun des coefficients $\alpha_i=1$.

Le seul paramètre qui apparaît réellement comme prédominant à partir de notre procédure d'élimination est le paramètre de la *Vitesse d'Avancement*. La relation ainsi obtenue prend la forme :

$$déplacement(x) = \frac{1}{KH} \exp\left(\frac{-x^2}{2K^2H^2}\right) \left(\alpha_1 + \alpha_2 \left(\frac{VitAvanc}{VitAvanc_{moy}} - 1 \right) \right)$$

avec $K=1,12$ $\alpha_1=-0,46$ $\alpha_2=0,81$ (1)

Le coefficient de détermination R^2 jugeant de la pertinence de cette relation vaut 0,41.

Cette relation indique que plus la vitesse du tunnelier est grande, moins le terrain tasse en surface. On a démontré, à partir des mesures de pressions interstitielles et des mesures d'extensométrie, que la consolidation du terrain autour de l'excavation était un phénomène limité à quelques heures. Si la vitesse d'avancement est rapide la progression du tunnelier au sein du massif est elle-même rapide (le temps de pose des voussoirs est constant sauf problèmes localisés) ; ainsi le terrain a moins le temps de se consolider, et de converger vers le vide créé par la surcoupe (quand elle existe) et par le bouclier de forme conique qui libère un vide annulaire avant la phase d'injection : il apparaît ainsi logique que le terrain tasse alors moins.

L'histogramme de la Figure 214 montre la répartition des écarts entre valeurs de déplacements et valeurs calculées au moyen de cette relation. Plus de 91 % des individus présentent un écart inférieur à 0,75 mm, cohérent avec la qualité des mesures. Cet histogramme permet de vérifier que la répartition de ces écarts est gaussienne. L'écart type vaut 0,46.

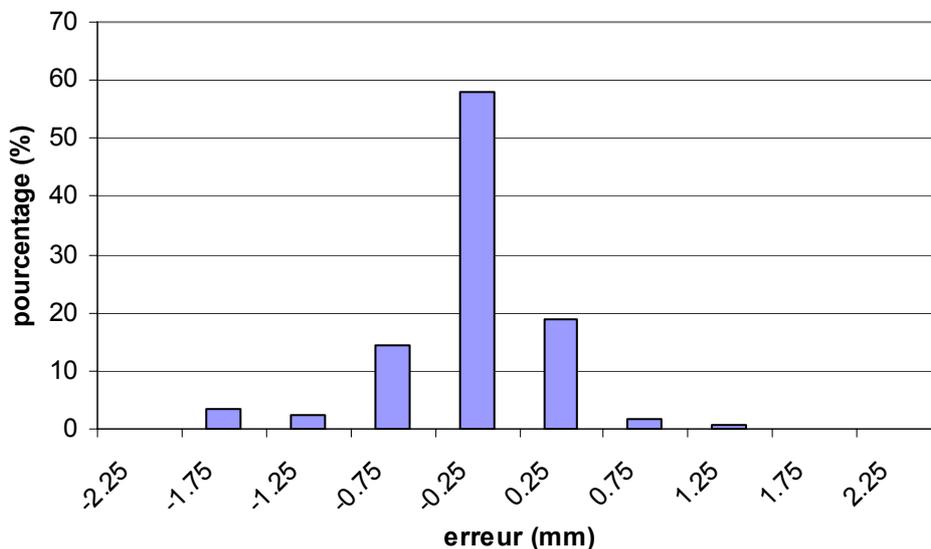


Figure 214 : Histogramme des écarts entre les valeurs de déplacements mesurées et les valeurs calculées avec la relation(1)

2.1.3. Optimisation de la relation

Afin de sélectionner les points de mesure statistiquement acceptables, on ne conserve que les points ayant un écart entre la valeur calculée et la valeur mesurée inférieur à l'écart-type. En théorie, dans le cas d'une distribution gaussienne, la probabilité de trouver la valeur x dans l'intervalle [moyenne – écart type ; moyenne + écart type] est égal à un peu plus de 68 %.

On conserve alors 91 individus, à partir desquels l'ensemble de la procédure permet la détermination de la relation suivante :

$\text{déplacement}(x) = \frac{1}{KH} \exp\left(\frac{-x^2}{2K^2 z_0^2}\right) \left(\alpha_1 + \alpha_2 \left(\frac{\text{VitAvanc}}{\text{VitAvanc}_{\text{moy}}} - 1 \right) \right)$ <p>avec K=1,08 $\alpha_1=-0,44$ $\alpha_2=0,62$ (2)</p>	$R^2=0,76$ $\sigma(\text{VitAvanc})=0,19$
---	--

Le coefficient R^2 est alors égal à 0,76. L'écart type du paramètre *VitAvanc* est égal à 0,19. Cette fois encore, seul le paramètre *Vitesse d'Avancement* semble véritablement influencer les déplacements verticaux de surface.

L'histogramme de la Figure 215 montre la répartition des écarts entre valeurs de déplacements et valeurs calculées au moyen de cette dernière relation. Plus de 71 % des individus présentent un écart inférieur à 0,25 mm.

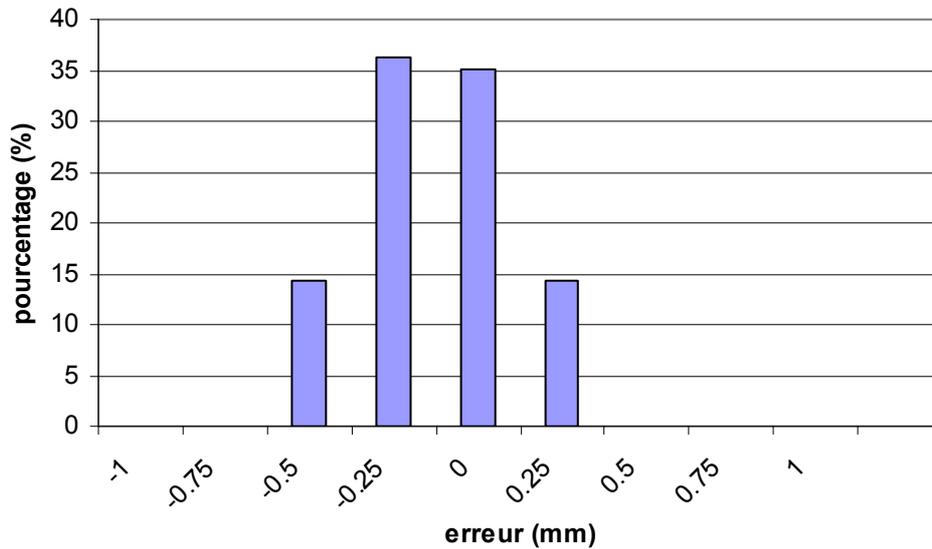


Figure 215 : Histogramme des écarts entre les valeurs de déplacements mesurées et les valeurs calculées à partir de la relation (2) pour les 91 individus retenus

La relation obtenue donne un coefficient K égal à environ 1,1, ce qui donne une demi-largeur de la cuvette de tassement comprise entre 27,50 et 50 m (en prenant la demi-largeur égale à $2,5i$ avec $i=KH$, et H compris entre 10 et 18 m). Ces valeurs sont similaires aux demi-largeurs des cuvettes observées sur les sections de mesures (voir le chapitre 4).

2.1.4. Vérification de la relation

Cette analyse a été menée sur une moitié des individus de la zone de « tassement pur ». Il convient maintenant de vérifier la relation en l'appliquant à la 2^{ème} moitié de ces mesures.

L'histogramme de la Figure 216 montre la répartition des écarts entre valeurs de déplacements et valeurs calculées pour cette deuxième moitié de points avec la relation (2). On repère que si plus de 88 % des points présentent une erreur inférieure à 0,75 mm, pour certains points l'erreur atteint 2 mm.

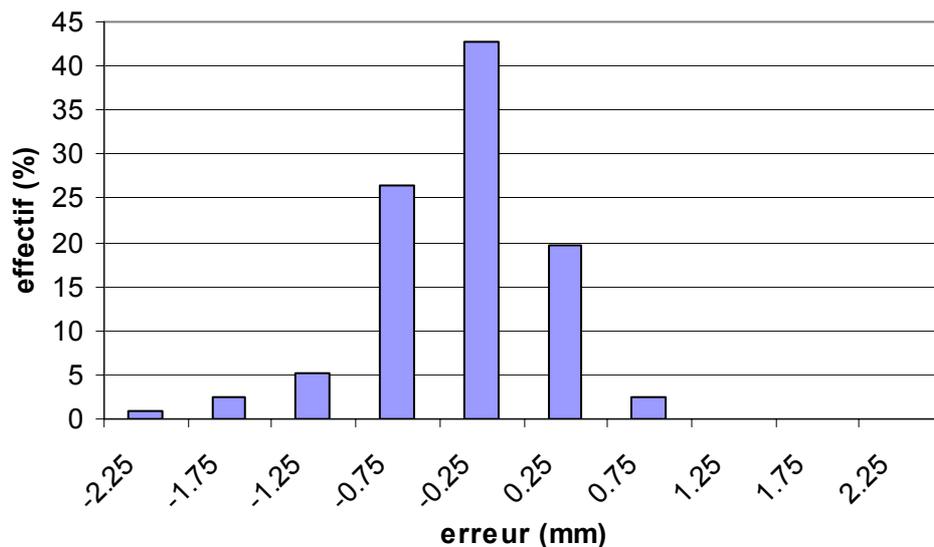


Figure 216 : Histogramme des écarts entre les valeurs de déplacements mesurées et les valeurs calculées à partir de la relation (2) pour la 2^{ème} partie des points de la zone de « tassement pur »

On identifie les points pour lesquels la relation n'est pas correcte. Ces points sont essentiellement situés sur l'interstation Compans Caffarelli – Jeanne d'Arc, du PM 360 au PM 400. Il s'avère qu'un seul point situé entre ces deux PM fait partie de la moitié des points qui a permis l'établissement de la relation. Par conséquent, si d'autres paramètres de fonctionnement du tunnelier interviennent localement à ce niveau, la résolution statistique du problème n'a pas pu les prendre en compte. De plus, comme nous l'avons mentionné au chapitre précédent lors de l'étude par interstation, le tracé du tunnel sur cette interstation est proche de l'ancien fossé de la ville, zone perturbée et susceptible de drainer les eaux superficielles. Cette géologie localement défavorable peut expliquer les tassements plus importants mesurés à cet endroit.

En dehors de cette zone particulière, la relation permet d'aborder de manière correcte les tassements des points.

2.1.5. Conclusion pour la zone de « tassement pur »

L'analyse statistique menée sur les données de nivellement donnant des cuvettes transversales en tassement montre que le paramètre de fonctionnement des tunneliers qui semble être prépondérant sur l'amplitude des déplacements en surface est la *Vitesse d'Avancement*.

Les mesures sur sections ont montré la rapide consolidation des terrains autour des tunneliers ; une *Vitesse d'Avancement* rapide est alors synonyme d'un rapide remplissage des vides par injections, ce qui laisse moins de temps au sol pour converger.

2.2. Zone de « soulèvement au centre »

2.2.1. Sélection des points

Les points constituant cette zone sont situés :

- interstation TCO-LVA : PM 175 à 310
- interstation LVA-BPA : PM 100 à 235
- interstation BPA-MIN : PM 80 à 155, PM 330 à 360, PM 500 à 680
- interstation CAN-CCA : PM 600 à 810
- interstation CCA-JDA : PM 90 à 210

On a ainsi sélectionné 179 individus sur bâti.

La cuvette des déplacements sur une section transversale pour l'ensemble des points est présentée sur la Figure 217.

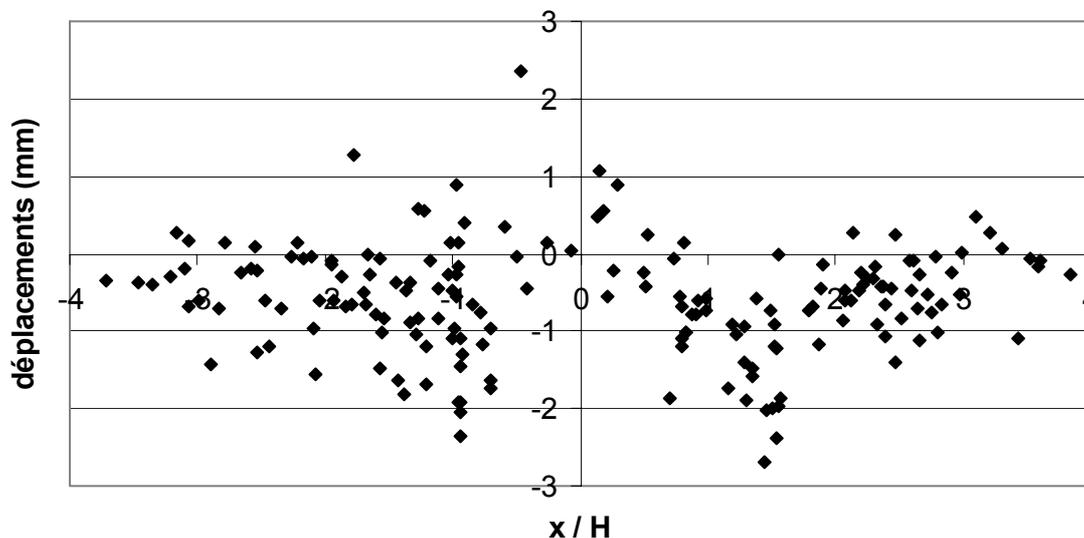


Figure 217 : Cuvette de déplacements des points de bâti de la zone "soulèvement au centre"

On remarque que, dans cette zone, les points éloignés de plus de $0,7 x/H$ présentent un tassement, d'autant plus important que l'on se rapproche de l'axe, et les points situés à moins de $0,7H$ de cet axe montrent un soulèvement.

On applique la relation (2) obtenue pour les points de la zone de « tassement pur » (paragraphe 2.1.3) sur les individus de cette zone. La Figure 218 présente les résultats de ce calcul en terme de déplacements en fonction de la distance adimensionnée x/H .

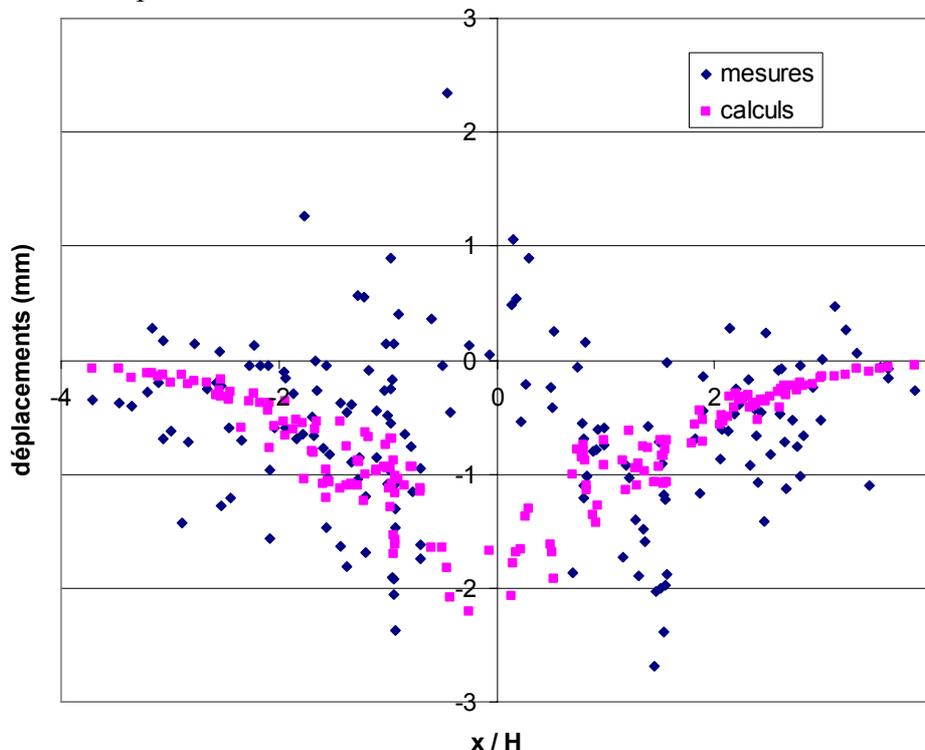


Figure 218 : Déplacements mesurés et calculés en fonction de x/H – calcul à partir de la relation (2)

On vérifie ainsi que le déplacement des points loin de l'axe est correctement modélisé par la relation établie avec les points de tassement pur.

Ce résultat permet de penser que l'ensemble des points de cette zone subissent un tassement, égal au tassement des points de la zone de « tassement pur », plus un second déplacement qui se traduit par un soulèvement des points proches de l'axe du tunnel. Il convient donc de définir les paramètres de fonctionnement qui jouent sur ce 2^{ème} déplacement.

2.2.2. Relation pour la phase de soulèvement des points proches de l'axe

Ce que l'on nomme « 2^{ème} déplacement » est calculé comme la différence entre la valeur de déplacement mesuré et la valeur de tassement calculée avec la relation (2) établie sur la zone de « tassement pur ».

La Figure 219 indique la répartition de ce 2^{ème} déplacement en fonction de x/H .

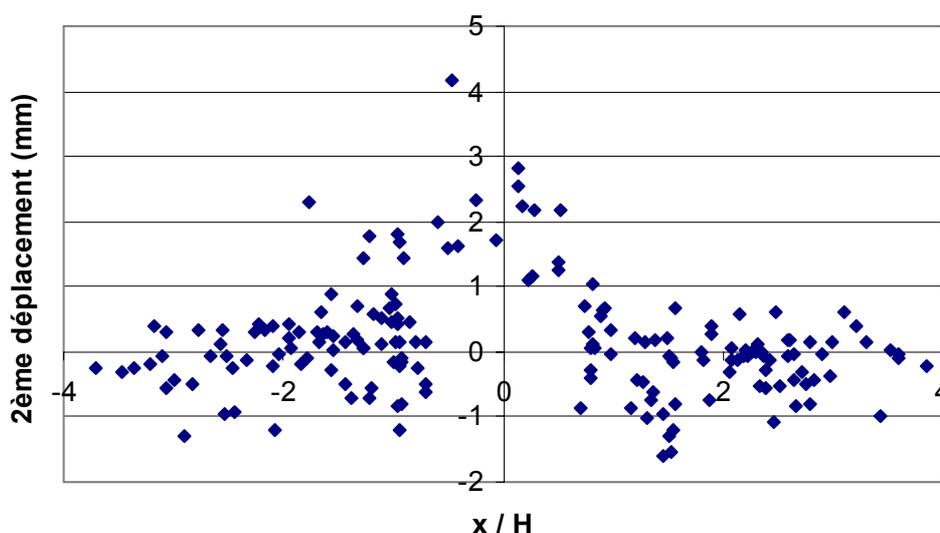


Figure 219 : Cuvette des 2èmes déplacements des points de la zone de "soulèvement au centre"

On voit bien que pour les points éloignés de plus de $0,7H$ de l'axe, le 2^{ème} déplacement est quasiment nul ; pour les points proches de l'axe, on observe un soulèvement d'autant plus important que le point est proche de l'axe. Ces points se répartissent grossièrement suivant une courbe de Gauss, donc il est légitime de rechercher à exprimer les déplacements suivant la forme de l'équation établie au paragraphe 1.1.1, mais en prenant une valeur négative pour le facteur K de manière à avoir une courbe incurvée vers le haut.

Le nombre de points proches de l'axe est limité à une vingtaine, donc on doit conserver l'ensemble de ces points pour la recherche de la relation expliquant ce soulèvement.

Du fait de la corrélation entre la pression moyenne d'injection de mortier et les 1^{er} et 3^{ème} quartiles, on décide de conserver pour l'analyse le 3^{ème} quartile de la pression d'injection P_{mort3} : en effet, puisque l'on veut expliquer des soulèvements, on pense que le paramètre de la pression « maximale » est plus enclin à jouer un rôle que la pression moyenne ou la pression « minimale ».

A partir des 10 paramètres de fonctionnement du tunnelier, on applique la procédure d'élimination afin de déterminer les paramètres qui expliquent le mieux le 2^{ème} déplacement des points. Les valeurs initiales utilisées pour les inconnues sont $K=-0,5$ et chacun des coefficients $\alpha_i=1$.

L'élimination progressive des paramètres nous amène à ne retenir qu'un seul paramètre influent, le paramètre de l'*Energie d'abattage*. La relation ainsi obtenue prend la forme :

$$2^{\text{ème}} \text{ déplacement}(x) = \frac{1}{KH} \exp\left(\frac{-x^2}{2K^2H^2}\right) \left(\alpha_1 + \alpha_2 \left(\frac{\text{Energie}}{\text{Energie}_{\text{moy}}} - 1 \right) \right)$$

avec $K=-0,42$ $\alpha_1 = -0,17$ $\alpha_2 = -0,44$ (3)

Le coefficient de détermination R^2 vaut 0,44.

Cette relation fait intervenir le paramètre *Energie* ; or l'étude des corrélations entre les paramètres de fonctionnement du tunnelier du lot 2 (chapitre 5) a montré que le paramètre *Energie* était très largement corrélé au paramètre *VitAvanc*. Dans le processus d'élimination, cela est vérifié car le paramètre *VitAvanc* est conservé jusqu'à l'avant dernière phase. On détermine donc quelle est la relation obtenue avec le paramètre *VitAvanc* plutôt que le paramètre *Energie*.

$$2^{\text{ème}} \text{ déplacement}(x) = \frac{1}{KH} \exp\left(\frac{-x^2}{2K^2H^2}\right) \left(\alpha_1 + \alpha_2 \left(\frac{\text{VitAvanc}}{\text{VitAvanc}_{\text{moy}}} - 1 \right) \right)$$

avec $K=-0,38$ $\alpha_1 = -0,17$ $\alpha_2 = 0,46$ (4)

Mais cette relation nous indique que l'influence de ce paramètre est inverse à l'influence déterminée pour les points de tassement pur. On voit donc une des limites de cette étude par zone : en distinguant dans 2 études séparées les points proches de l'axe qui se soulèvent de ceux qui tassent, on ne peut pas mettre en évidence les paramètres qui induisent dans certains cas le soulèvement et dans d'autres cas le tassement. Une étude globale est donc nécessaire, étude qui considère dans un même groupe d'individus les points qui se soulèvent et les points qui tassent

2.3. Etude globale des déplacements

A partir des conclusions du paragraphe précédent, la nécessité de faire une étude globale pour les deux types de comportement de déplacements de surface apparait donc clairement.

La répartition de l'ensemble des individus des 2 zones en fonction de x/H est présentée sur la Figure 220.

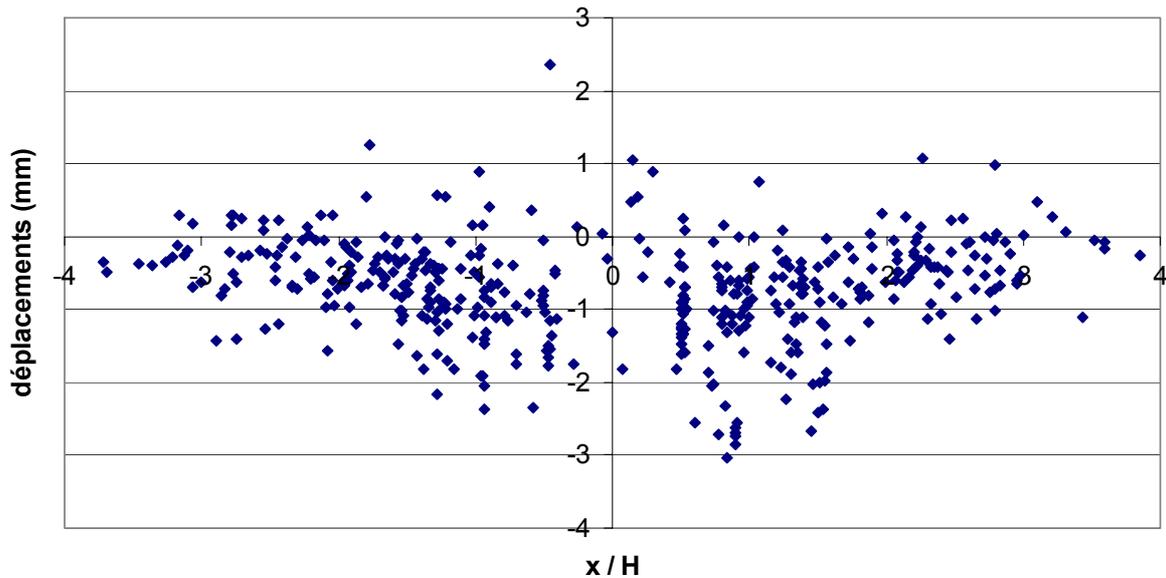


Figure 220 : Déplacements des individus des zones de "tassement pur" et de "soulèvement au centre" en fonction de x/H

2.3.1. Forme de la relation

Cette étude globale va largement s'inspirer des études par zones précédentes. En effet, l'étude globale est menée en considérant que les déplacements de tous les points de nivellement s'expriment comme la somme d'un tassement dont la largeur est définie par le coefficient K_1 et d'un soulèvement défini par K_2 .

La valeur de K_1 a été déterminée par l'étude dans la zone de « tassement pur », et ainsi $K_1 = 1,1$ (relation (2) au paragraphe 2.1.3). L'étude sur la zone de « soulèvement au centre » a montré que K_2 est proche de 0,4 si on tient uniquement compte des individus de cette zone ; dans cette étude, K_2 est pris comme inconnue, de manière à tenir compte aussi des individus de la zone de « tassement pur ».

La relation recherchée prend donc la forme :

$$\text{déplacement}(x) = \frac{1}{K_1 H} \exp\left(\frac{-x^2}{2K_1^2 H^2}\right) \left(\alpha_1 + \alpha_2 \left(\frac{P_{2_1}}{P_{2_{moy}}} - 1 \right) + \dots + \alpha_n \left(\frac{P_{n_1}}{P_{n_{moy}}} - 1 \right) \right) - \frac{1}{K_2 H} \exp\left(\frac{-x^2}{2K_2^2 H^2}\right) \left(\alpha_{n+1} + \alpha_{n+2} \left(\frac{P_{2_2}}{P_{2_{moy}}} - 1 \right) + \dots + \alpha_{2n} \left(\frac{P_{n_1}}{P_{n_{moy}}} - 1 \right) \right)$$

avec K_1 fixé ($=1,1$), $K_2 (>0)$ et $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n, \alpha_{n+1}, \dots, \alpha_{2n}$ inconnues

Les paramètres de fonctionnement du tunnelier P_j interviennent dans les 2 composants de cette relation (d'où l'écriture avec les sous-indices P_{j_1} et P_{j_2}).

2.3.2. Etude sur +/- 1,5 x/H

Si l'étude globale est menée sur l'ensemble des points des 2 zones, le nombre d'individus suivant la courbe de tassement étant beaucoup plus important que le nombre d'individus en

soulèvement au centre, il est impossible de correctement simuler le soulèvement. Nous sommes donc contraints de limiter le nombre d'individus de départ.

On retient pour la détermination de la relation l'ensemble des individus appartenant à la zone de « soulèvement au centre » éloignés de moins de 1,5H de l'axe du tunnel, et en nombre équivalent des individus de la zone de « tassement pur » positionnés à moins de 1,5H de l'axe. Ainsi cette étude est menée sur 160 individus.

On applique la procédure d'élimination des paramètres afin de déterminer ceux qui expliquent le mieux les déplacements mesurés en surface. La relation obtenue prend la forme :

$$\text{déplacement}(x) = \frac{1}{K_1 H} \exp\left(\frac{-x^2}{2K_1^2 H^2}\right) \left(\alpha_1 + \alpha_2 \left(\frac{\text{VitAvanc}_1}{\text{VitAvanc}_{\text{moy}}} - 1 \right) + \alpha_3 \left(\frac{\text{PRdC}_1}{\text{PRdC}_{\text{moy}}} - 1 \right) \right) - \frac{1}{K_2 H} \exp\left(\frac{-x^2}{2K_2^2 H^2}\right) \left(\alpha_4 + \alpha_5 \left(\frac{\text{PRdC}_2}{\text{PRdC}_{\text{moy}}} - 1 \right) + \alpha_6 \left(\frac{\text{diffdv}_2}{\text{diffdv}_{\text{moy}}} - 1 \right) \right)$$

avec $K_1=1,1$ (fixé) $K_2=0,51$ $\alpha_1=-0,47$ $\alpha_2=0,73$ $\alpha_3=-1,32$ $\alpha_4=-0,09$
 $\alpha_5=-1,98$ $\alpha_6=-0,03$

Le coefficient de détermination R^2 vaut 0,38.

Mais cette relation fait intervenir le paramètre *Pression de travail de la Roue de Coupe* dans les 2 termes, et avec des influences opposées. Si on élimine ce paramètre dans la 1^{ère} ou la 2^{ème} partie de la relation, le programme ne parvient pas à converger vers une valeur cohérente pour le paramètre K_2 ; nous avons donc été contraints de fixer la valeur de K_2 , puis de faire varier celle-ci afin d'obtenir une valeur cohérente optimale.

La relation ainsi obtenue est :

$$\text{déplacement}(x) = \frac{1}{K_1 H} \exp\left(\frac{-x^2}{2K_1^2 H^2}\right) \left(\alpha_1 + \alpha_2 \left(\frac{\text{VitAvanc}_1}{\text{VitAvanc}_{\text{moy}}} - 1 \right) \right) - \frac{1}{K_2 H} \exp\left(\frac{-x^2}{2K_2^2 H^2}\right) \left(\alpha_3 + \alpha_4 \left(\frac{\text{PRdC}_2}{\text{PRdC}_{\text{moy}}} - 1 \right) + \alpha_5 \left(\frac{\text{diffdv}_2}{\text{diffdv}_{\text{moy}}} - 1 \right) \right) \quad (5)$$

avec $K_1=1,1$ (fixé) $K_2=0,4$ $\alpha_1=-0,51$ $\alpha_2=0,68$ $\alpha_3=-0,12$ $\alpha_4=-0,99$ $\alpha_5=-0,02$

Le coefficient de détermination R^2 vaut 0,36.

L'influence des 3 paramètres est similaire qualitativement : plus ces paramètres ont des valeurs fortes, plus les tassements sont faibles (soit plus les soulèvements sont forts).

En ce qui concerne la *Vitesse d'avancement*, on comprend qu'une excavation rapide et une progression rapide du tunnelier limite la possibilité, dans le temps, pour le terrain de converger dans le vide avant les injections, d'où des tassements limités.

La *Pression de la Roue de Coupe* est représentative du couple de rotation de la roue de coupe ; elle est liée à la qualité du terrain et au remplissage de la chambre d'abatage. Un

couple faible est à rapprocher d'un terrain de moindre qualité ou d'une chambre mal remplie, d'où des tassements plus importants.

Pour le paramètre *diffdv*, les valeurs de déplacements étant faibles, on peut admettre que le facteur principal de la variation de la trajectoire ne soit pas la création d'un vide supplémentaire mais le soulèvement dû à la poussée verticale du bouclier sur le terrain en clé, comme le montre la figure ci-dessous.

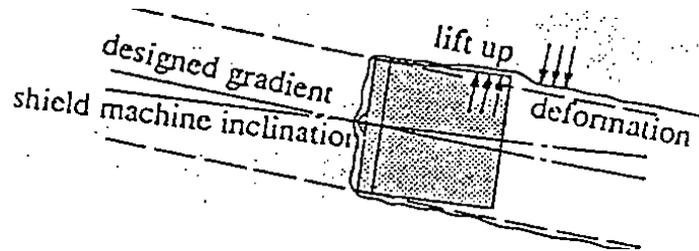


Figure 221 : Soulèvements induits par une déviation verticale

Le Tableau 27 indique la moyenne et l'écart type des valeurs des 3 paramètres pour les 160 points sélectionnés à moins de $1,5x/H$.

Tableau 27 : Valeurs moyennes et écarts types des paramètres clés

	160 points sur +/- 1,5 x/H		tous les points de tassement pur et soulèvement au centre		tous les points du lot 2	
	Moyenne	Ecart type	Moyenne	Ecart type	Moyenne	Ecart type
<i>VitAvanc</i>	0,99	0,17	0,99	0,17	1	0,16
<i>PRdC</i>	1	0,14	1	0,15	1	0,15
<i>diffdv</i>	1,51	3,55	1,14	2,53	1	2,53

L'histogramme de la Figure 222 montre la répartition des écarts entre valeurs de déplacements mesurés et valeurs calculées pour les 160 points de cette étude. On repère que 75 % des points présentent une erreur inférieure à 0,75 mm, cependant la répartition des erreurs n'est pas gaussienne, ce qui prouve qu'il y a un biais systématique sur une partie des mesures que notre modèle ne permet pas d'approcher. La répartition des déplacements mesurés et calculés est présentée Figure 223. On remarque effectivement que cette relation ne permet pas la prédiction des tassements proches de 2 mm.

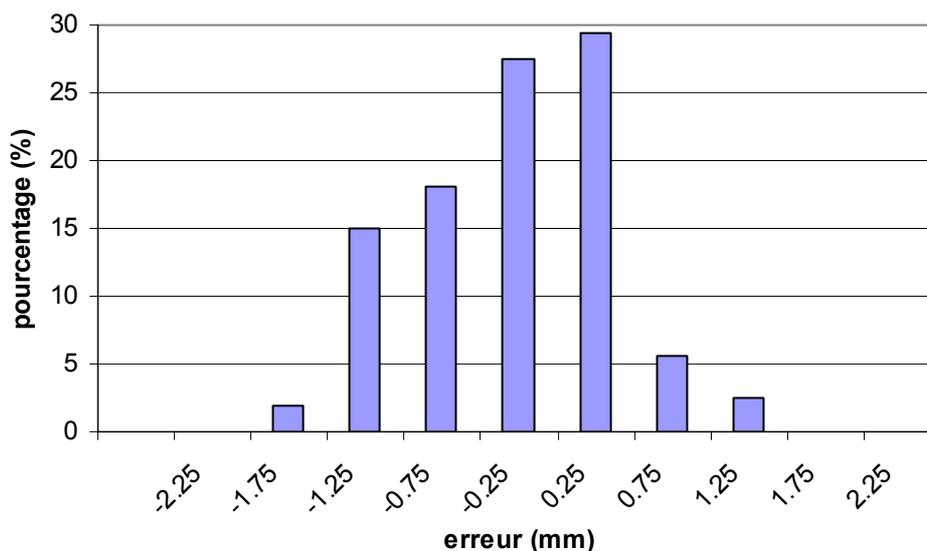


Figure 222 : Histogramme des écarts entre les valeurs de déplacements mesurées et les valeurs calculées par la relation (5) pour les 160 points de cette étude sur +/- 1,5 x/H

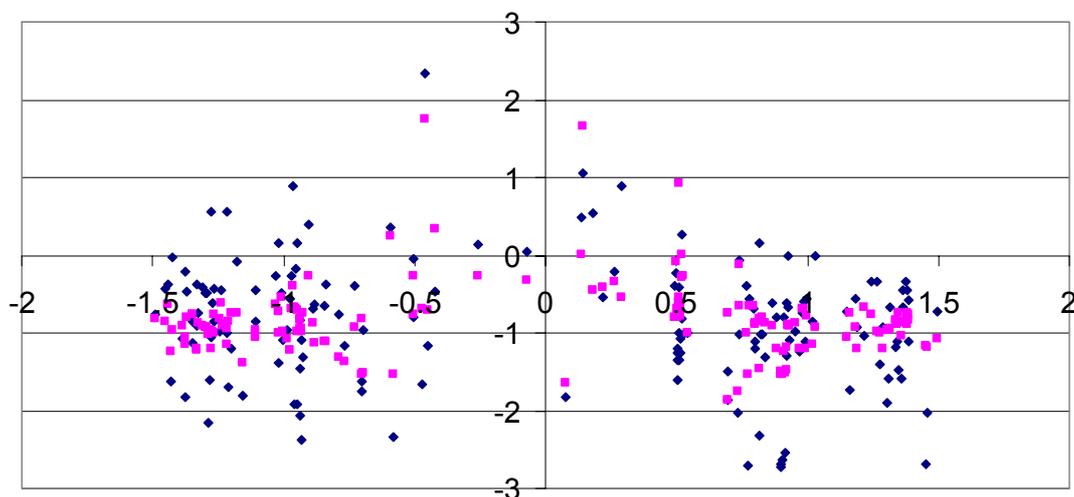


Figure 223 : Déplacements mesurés et calculés en fonction de x/H – calcul à partir de la relation (5)

2.3.3. Sur l'ensemble des individus des 2 zones

Maintenant que nous avons établi une relation, valable pour certains points situés à moins de 1,5 H de l'axe du tunnel, il faut vérifier l'application de cette relation aux 432 individus composant les zones de « tassement pur » et de « soulèvement au centre ».

La Figure 224 présente ainsi les déplacements mesurés et calculés pour l'ensemble de ces points. Cette figure permet de vérifier que les tassements loin de l'axe et les tassements/soulevements au niveau de l'axe sont correctement simulés par cette relation.

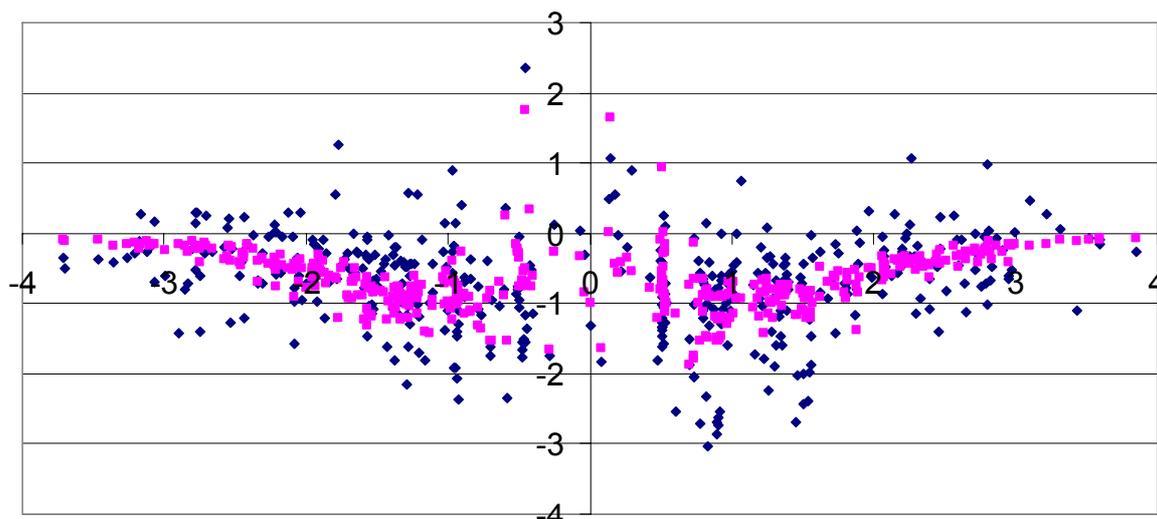


Figure 224 : Déplacements mesurés et déplacements calculés par la relation (5) en fonction de x/H pour tous les individus des zones de « tassement pur » et de « soulèvement au centre »

L’histogramme des erreurs entre valeurs mesurées et valeurs calculées est présenté sur la Figure 225. Plus de 83 % des individus présente un écart inférieur à 0,75 mm.

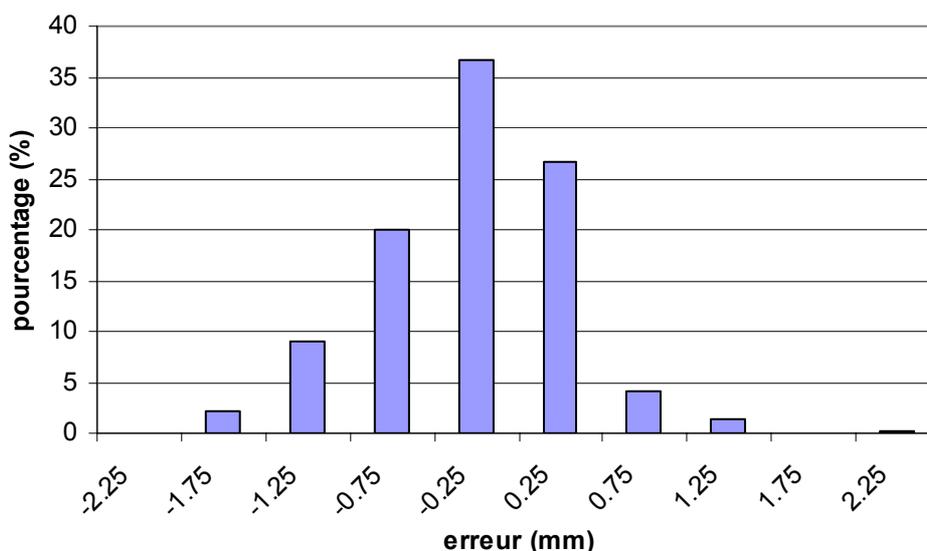


Figure 225 : Histogramme des écarts entre les valeurs de déplacements mesurées et les valeurs calculées par la relation (5) pour tous les points des 2 zones

Ces 2 dernières figures montrent que la relation (5) permet de calculer correctement les déplacements en surface de l’ensemble des points classés dans les zones de « tassement pur » et de « soulèvement au centre ».

Le Tableau 27 indique la moyenne et l’écart type des valeurs des 3 paramètres pour l’ensemble des points des 2 zones.

2.4. Prédiction des déplacements pour les points hors zone

L’analyse préliminaire des données présentée au chapitre 5 a permis de repérer que de nombreux points n’entraient ni dans la zone de « tassement pur », ni dans la zone de « soulèvement au centre », ou plutôt, qu’il nous était impossible à partir des individus de

distinguer à quelle zone ils se rattachaient. Cette zone est dénommée ci-après la zone « autre ».

Il est légitime à ce niveau de l'étude de comparer les déplacements de ces points avec les déplacements que l'on calculerait avec la relation (5) déterminée ci-dessus.

Les déplacements de l'ensemble de ces 660 individus en fonction de x/H sont présentés sur la Figure 226.

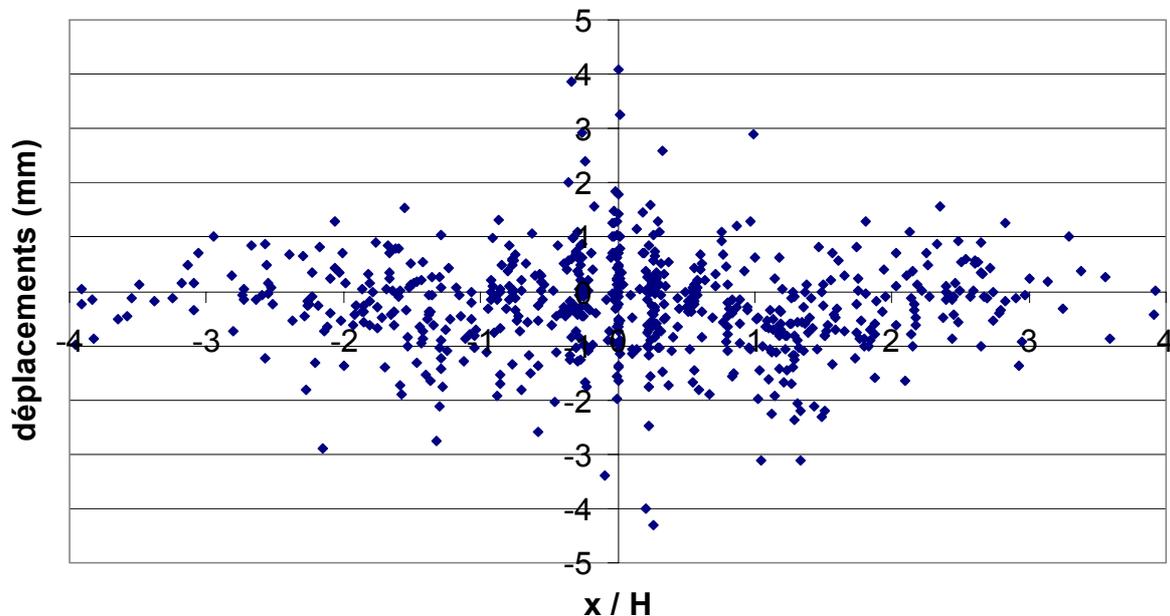


Figure 226 : Déplacements des 660 individus de la zone "autre" en fonction de x/H

On remarque bien des tassements qui augmentent à mesure que x/H diminue, avec un maximum de tassement pour x/H égal à 1,2 environ. Certains points proches de l'axe montrent un soulèvement qui atteint 4,1 mm au maximum, mais reste en général limité à moins de 2 mm. Loin de l'axe (quand x/H est supérieur à 1,5), certains points donnent un soulèvement, inférieur à 1,5 mm.

Dans le cas de l'étude du chapitre 5 concernant les individus de la zone de « soulèvement pur », nous avons montré que ces soulèvements loin de l'axe étaient dus à des erreurs de mesures. Il est impossible de repérer ces erreurs de mesures sans une observation point par point de l'évolution de l'altitude du point.

La comparaison mesure-prédiction des repères de nivellement ci-dessous ne tient pas compte des individus positionnés à plus de $1,5H$ de l'axe et présentant un soulèvement.

La Figure 227 présente les mesures et les calculs des déplacements des repères en fonction de leur position par rapport à l'axe x/H . On voit que les tassements loin de l'axe et les soulèvements au niveau de l'axe sont correctement modélisés par cette relation (5). Néanmoins, les soulèvements et les faibles tassements mesurés entre $0,6 x/H$ et x/H sont difficilement modélisés.

Près de l'axe, le modèle donne plus de tassements que les mesures.

L'histogramme de la Figure 228 montre la répartition quasi-gaussienne des erreurs entre le calcul et la mesure. Plus de 57 % des individus présente une erreur inférieure à 0,75 mm.

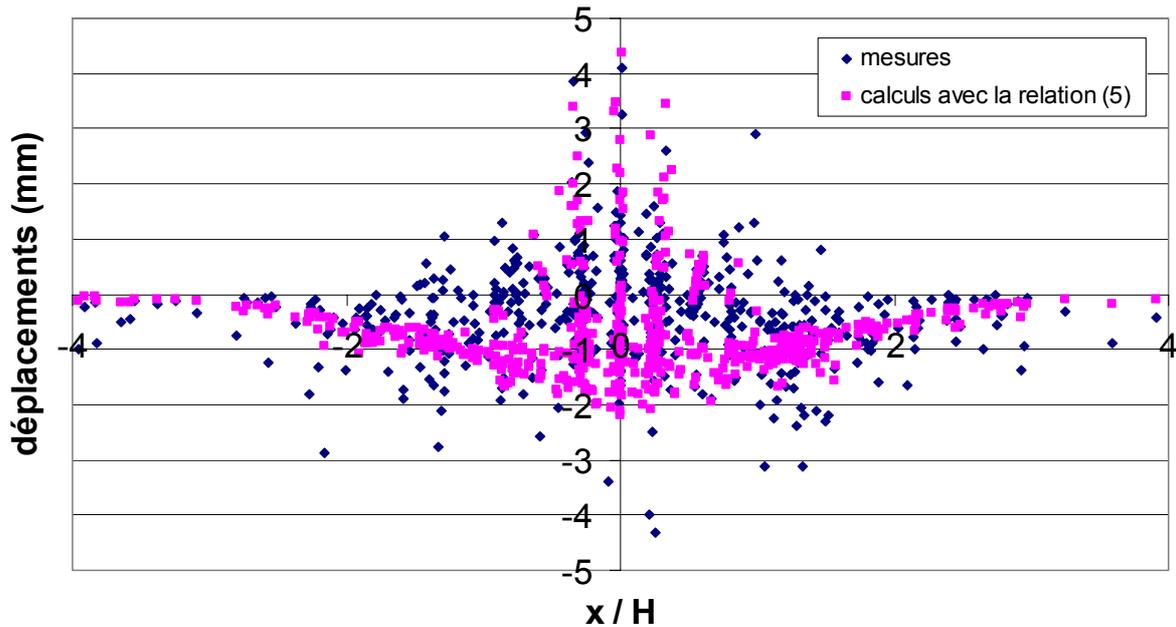


Figure 227 : Déplacements mesurés et calculés par la relation (5) pour une partie des repères de la zone « autre »

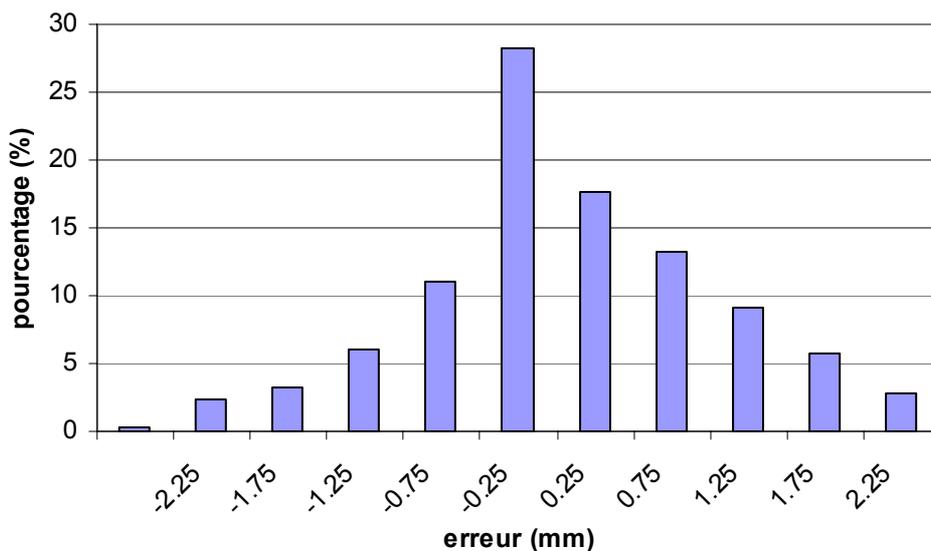


Figure 228 : Histogramme des écarts entre les valeurs calculées par la relation (5) et les valeurs mesurées pour une partie des repères de la zone "autre"

2.5. Conclusion

Le principe de l'étude par zones, puis de l'étude globale, ainsi que la procédure d'élimination des paramètres a permis de mettre en évidence, à partir des mesures du lot 2, les paramètres influents sur les mouvements verticaux de la surface, et d'obtenir une relation liant ces déplacements aux paramètres de fonctionnement du tunnelier.

Ces paramètres sont la *Vitesse d'Avancement* du tunnelier, la *Pression de travail de la Roue de Coupe* et la déviation verticale (*diffdv*).

Une excavation rapide entraîne une progression rapide du tunnelier, et par conséquent le vide laissé par la machine est plus vite comblé par le mortier, d'où une limitation des tassements.

Le paramètre « pression de la roue de coupe » est représentatif du couple exercé sur celle-ci. Sa valeur implique une meilleure tenue de la stabilité du front (terrain plus cohérent et meilleur remplissage de la chambre) d'où des tassements réduits. Enfin, la déviation verticale indique que l'on essaie de faire passer dans la section excavée qui est un cylindre de section circulaire, le tunnelier qui, lorsque les deux parties articulées ne sont pas alignées, s'inscrit dans un cylindre de section elliptique : il en résulte une déformation de la section excavée qui peut expliquer le soulèvement observé.

3. DETERMINATION DE LA RELATION ENTRE DEPLACEMENTS ET PARAMETRES DU LOT 4

L'analyse préliminaire des données du lot 4, présentée au chapitre 5, a montré que, contrairement au lot 2, il est difficile de distinguer des zones où le déplacement des repères de nivellement peut être approché par une courbe de Gauss de tassement et des zones où l'on observe un soulèvement des points du centre. Il n'est donc pas possible de sélectionner ces points parmi tous afin de rechercher une relation entre les déplacements et les paramètres de fonctionnement, comme cela a été fait pour le lot 2.

L'idée est donc de se baser en partie sur les résultats obtenus avec les données du lot 2 pour mener l'étude des données du lot 4.

3.1. Forme de l'équation et valeurs de paramètres

Nous allons donc chercher une équation de la même forme que celle déterminée par l'étude globale du paragraphe 2.3 ci-dessus, soit :

$$\text{déplacement}(x) = \frac{1}{K_1 H} \exp\left(\frac{-x^2}{2K_1^2 H^2}\right) \left(\alpha_1 + \alpha_2 \left(\frac{P_{2_1}}{P_{2_{moy}}} - 1\right) + \dots + \alpha_n \left(\frac{P_{n_1}}{P_{n_{moy}}} - 1\right) \right) - \frac{1}{K_2 H} \exp\left(\frac{-x^2}{2K_2^2 H^2}\right) \left(\alpha_{n+1} + \alpha_{n+2} \left(\frac{P_{2_2}}{P_{2_{moy}}} - 1\right) + \dots + \alpha_{2n} \left(\frac{P_{n_2}}{P_{n_{moy}}} - 1\right) \right)$$

Wongsaroj *et al.* (2005) ont mis en évidence que le paramètre K intervenant dans la relation $i=KH$ est indépendant de la méthode d'excavation, et dépendant du matériau excavé. Ainsi, les valeurs de K_1 et K_2 déterminées par l'étude sur le tunnelier à pression de terre du lot 2 doivent rester valables pour le tunnelier à pression de boue du lot 4. Ainsi, on garderait $K_1=1,1$ et $K_2 = 0,4$, d'après les résultats obtenus au paragraphe 2.3.2.

Avant de s'engager vers ce choix de K_1 et K_2 , on compare visuellement les cuvettes de déplacements obtenues sur les 2 lots.

Sur le lot 4, seules 2 zones ont été reconnues comme présentant du tassement pur. La Figure 229 présente sur un même graphique les valeurs de déplacements mesurés pour les repères du lot 2 appartenant à la zone de tassement pur, et les quelques valeurs du lot 4 de cette même zone.

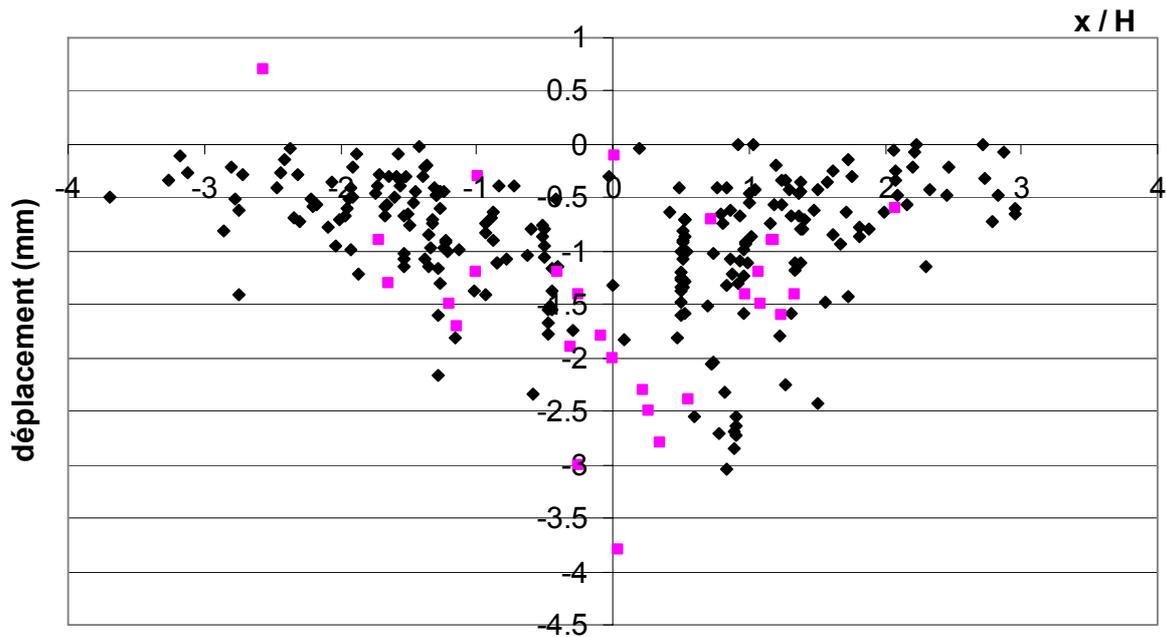


Figure 229 : Déplacements des points en tassement pur du lot 2 (noir) et des points en tassement pur du lot 4 (rose)

Ce graphique permet de dire qu'en ce qui concerne les tassements, les largeurs des cuvettes du lot 2 et du lot 4 sont similaires, donc on peut utiliser $K_1=1.1$ pour le lot 4, comme cela a été déterminé sur le lot 2.

Sur le lot 4, on a remarqué que certains points montraient un soulèvement d'autant plus important que le point est proche de l'axe. Ces points sont comparés aux repères du lot 2 montrant un soulèvement au centre sur la Figure 230. Il semble que les déplacements du lot 4 viennent correctement s'emboîter parmi les déplacements du lot 2. Le choix de $K_2 = 0,4$ semble donc justifié.

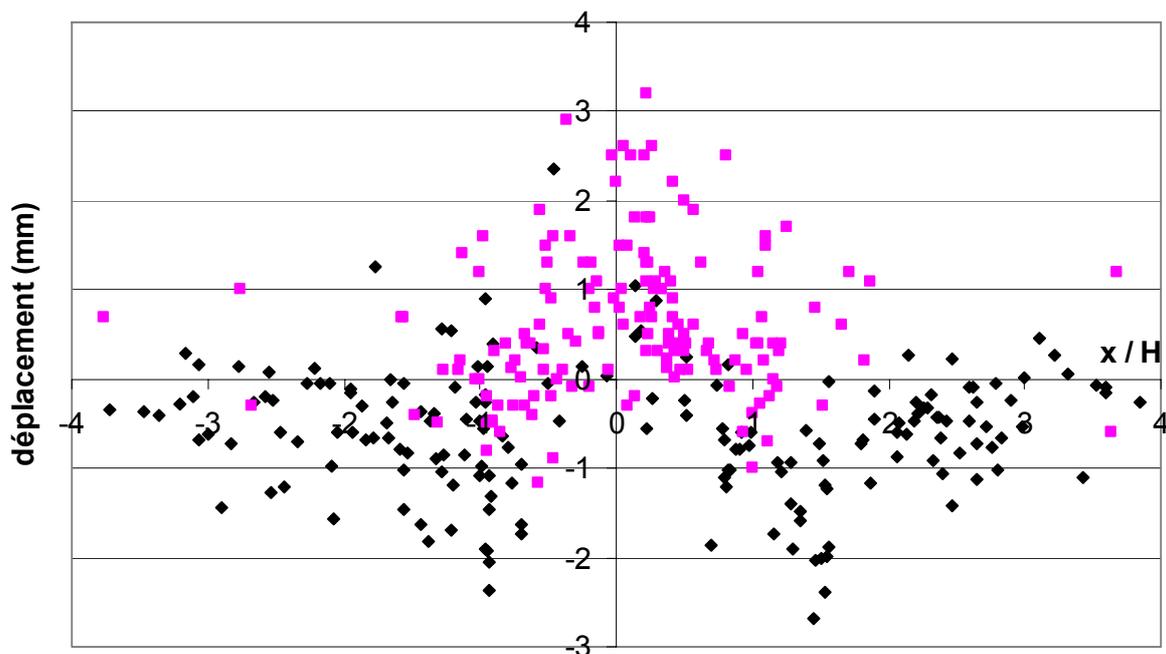


Figure 230 : Déplacement des points en soulèvement du lot 2 (noir) et des points soulèvement du lot 4 (rose)

L'analyse des données du lot 4 a aussi mis en évidence l'ensemble des points situés sur l'interstation Saint Michel – Palais de Justice, quasiment tous positionnés à la même distance de l'axe du tunnel. Ces points sont représentés sur la Figure 231 parmi les points du lot 2 en soulèvement au centre. Là encore, ces points semblent faire partie d'une zone de soulèvement au centre.

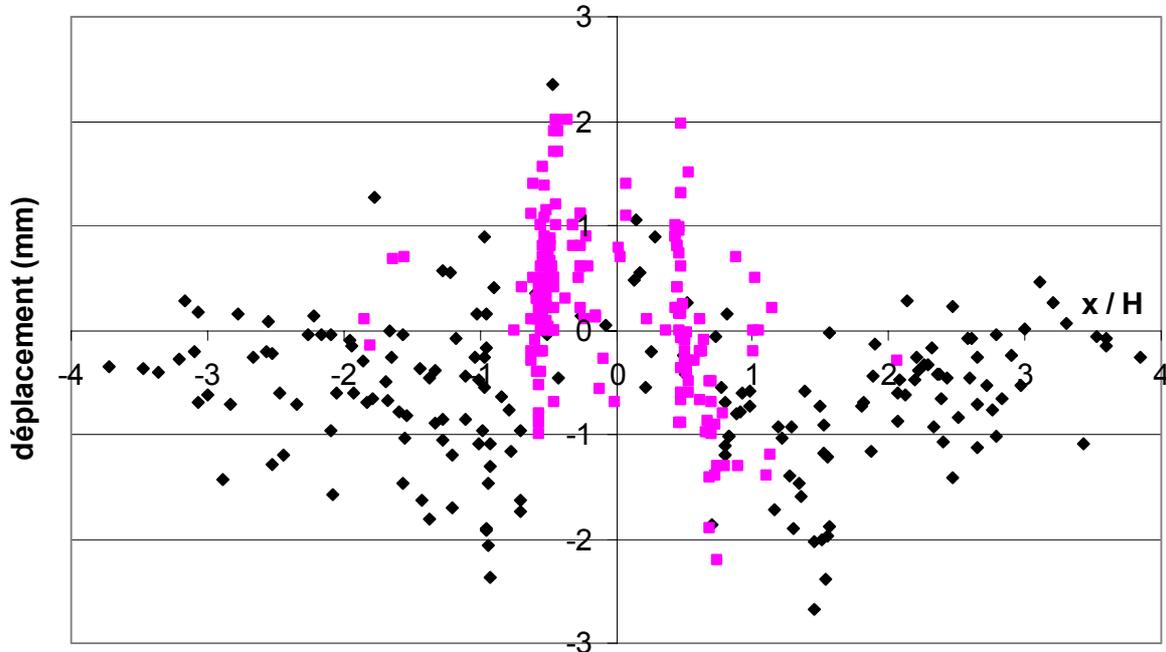


Figure 231 : Déplacement des points de soulèvement au centre du lot 2 (noir) et des points de l'interstation SMI-PDJ du lot 4 (rose)

3.2. Etude avec l'ensemble des individus

3.2.1. Sélection des individus

Dans l'idée du travail réalisé sur le lot 2, la logique voudrait que l'on ne travaille qu'avec les points du lot 4 qui montrent soit du tassement pur, soit du soulèvement, c'est-à-dire les 386 individus représentés dans les 3 graphiques ci-dessus. Mais le nombre de points en tassement est beaucoup trop faible pour que l'on utilise uniquement ces valeurs. Nous sommes donc contraints de travailler avec l'ensemble des points, sans distinction de comportement.

La cuvette de déplacements formée de l'ensemble des individus du lot 4 est présentée Figure 232. Celle-ci montre que les tassements sont limités à 1,5 mm ; les soulèvements se répartissent suivant une courbe de Gauss inversée.

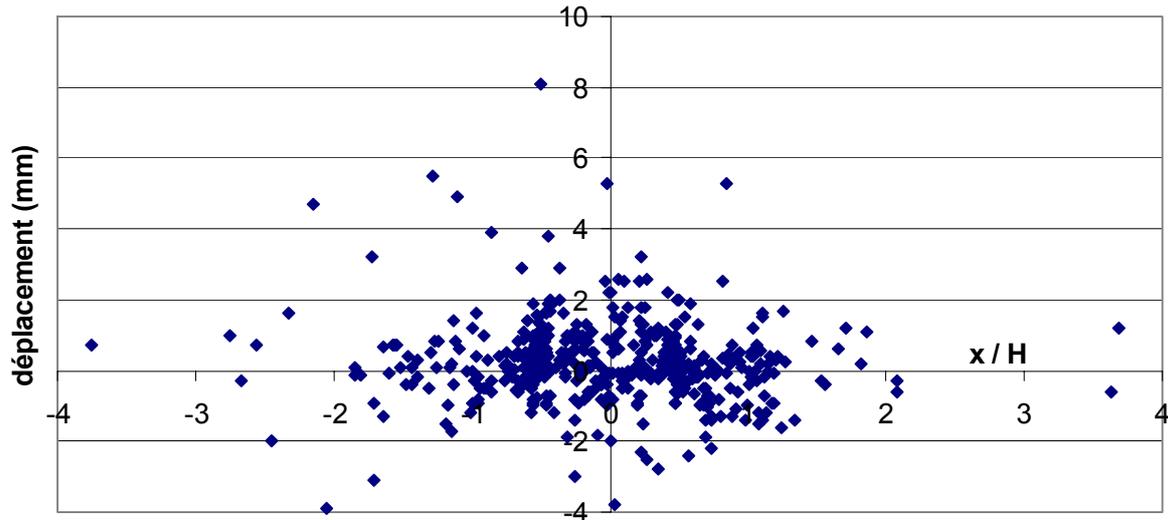


Figure 232 : Cuvette de déplacements de l'ensemble des repères du lot 4

A partir de l'ensemble des individus, on sélectionne aléatoirement la moitié des individus pour mettre en place la relation ; l'autre moitié des individus permettra de vérifier la relation ainsi obtenue.

La cuvette formée par les points ainsi sélectionnés (on a éliminé les quelques points présentant des déplacements « trop importants » par rapport à leur position dans la cuvette, et par rapport aux autres points) est présentée sur la figure ci-dessous. On travaille ainsi avec 234 individus.

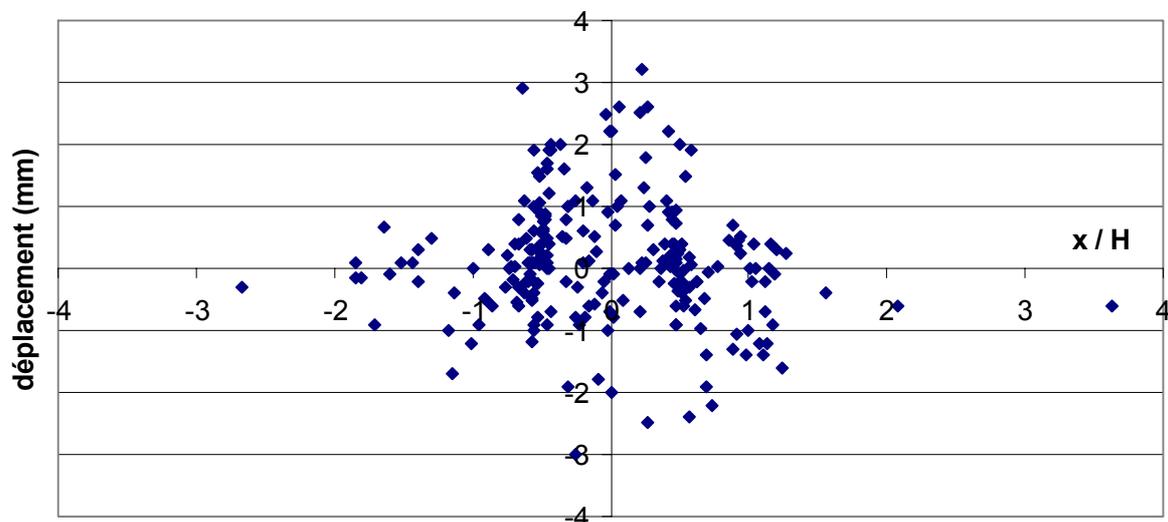


Figure 233 : Cuvette des points retenus après élimination

3.2.2. Expression de la relation

La forme de la relation recherchée est calquée sur celle déterminée lors de l'analyse du lot 2 et présentée au paragraphe 3.1.

Le nombre de points en tassement étant faible, on impose la valeur de $K_1 = 1,1$ déterminée sur le lot 2 ; par contre, il est choisi de conserver K_2 comme inconnue, en plus des α_1 à α_{2n} .

On a pu vérifier que le 1^{er} quartile, la moyenne et le 3^{ème} quartile de la pression d'injection sont fortement corrélés. Dans l'étude on ne conserve que le 1^{er} quartile.

On applique la procédure d'élimination des paramètres afin de déterminer les paramètres qui expliquent le mieux les déplacements mesurés en surface. Les valeurs initiales données aux inconnues sont $K_2 = 0,5$ et chacun des coefficients $\alpha_i = 1$.

La relation obtenue prend la forme suivante :

déplacement(x) =

$$\frac{1}{K_1 H} \exp\left(\frac{-x^2}{2K_1^2 H^2}\right) \left(\alpha_1 + \alpha_2 \left(\frac{PRdC_1}{PRdC_{moy}} - 1 \right) + \alpha_3 \left(\frac{Pmort_1}{Pmort_{moy}} - 1 \right) + \alpha_4 \left(\frac{TpsAnn_1}{TpsAnn_{moy}} - 1 \right) \right) - \frac{1}{K_2 H} \exp\left(\frac{-x^2}{2K_2^2 H^2}\right) \left(\alpha_5 + \alpha_6 \left(\frac{PtotVer_2}{PtotVer_{moy}} - 1 \right) + \alpha_7 \left(\frac{NbreCoup_2}{NbreCoup_{moy}} - 1 \right) \right)$$

avec $K_1=1,1$ (fixé) $K_2=0,32$ $\alpha_1=-0,11$ $\alpha_2=1,08$ $\alpha_3=-0,69$ $\alpha_4=0,17$ $\alpha_5=-0,12$
 $\alpha_6=-0,39$ $\alpha_7=0,66$

Le coefficient de détermination R^2 vaut 0,39.

De cette relation, on déduit les influences suivantes :

- plus la *Poussée totale des vérins* ou la *Pression de la Roue de Coupe* sont forts, plus les tassements sont faibles,
- au contraire, plus la *Pression d'injection* est forte ou plus le *Nombre de Coups de pompe* est important, plus le modèle prédit de tassement,
- plus le *Temps Anneau* est important, plus les tassements sont faibles.

Si l'influence de la *Poussée totale des vérins* et de la *Pression de la Roue de Coupe* est conforme à la logique, il en est tout autrement des 3 autres paramètres. En effet, la logique laisse penser que plus le *Nombre de Coups de pompe* est important, mieux le vide annulaire est rempli et donc moindre doivent être les tassements. Mais la logique inverse pourrait aussi être envisagée : si l'on injecte des quantités importantes de coulis, celui-ci se consolidant avant durcissement, il peut en résulter une augmentation des tassements.

Mais dans le cas présent, et comme le montre la Figure 233, les déplacements dans cette zone sont essentiellement des soulèvements ; par conséquent la 2^{ème} explication donnée ci-dessus ne peut pas s'appliquer (on ne peut pas dire qu'un volume injecté peu important peut induire des soulèvements). On décide donc, dans ce cas, de recommencer l'étude en éliminant de la liste des paramètres *NbreCoups*, *Pmort* et *TpsAnn*.

On obtient alors la relation :

$\text{déplacement}(x) = \frac{1}{K_1 H} \exp\left(\frac{-x^2}{2K_1^2 H^2}\right) \left(\alpha_1 + \alpha_2 \left(\frac{PRdC_1}{PRdC_{moy}} - 1 \right) \right) - \frac{1}{K_2 H} \exp\left(\frac{-x^2}{2K_2^2 H^2}\right) \left(\alpha_3 + \alpha_4 \left(\frac{PtotVer_2}{PtotVer_{moy}} - 1 \right) \right) \quad (6)$ <p>avec $K_1=1,1$ (fixé) $K_2=0,4$ $\alpha_1=-0,27$ $\alpha_2=1,11$ $\alpha_3=-0,19$ $\alpha_4=-0,2$</p>	$R^2 = 0,28$ $\sigma(PRdC) = 0,15$ $\sigma(PtotVer) = 0,25$
--	---

Le coefficient de détermination R^2 vaut 0,28. L'écart type des valeurs de $PRdC$ est égal à 0,15, l'écart type de $PtotVer$ est égal à 0,25.

L'influence des 2 paramètres est similaire qualitativement : plus la pression de travail de la roue de coupe, ou plus la poussée des vérins, est forte, plus les déplacements sont positifs c'est-à-dire plus le modèle prédit des soulèvements.

L'histogramme de Figure 234 montre la répartition des écarts entre valeurs de déplacements mesurées et valeurs calculées par cette dernière relation. Plus de 70 % des individus présentent une erreur inférieure à 0,75 mm.

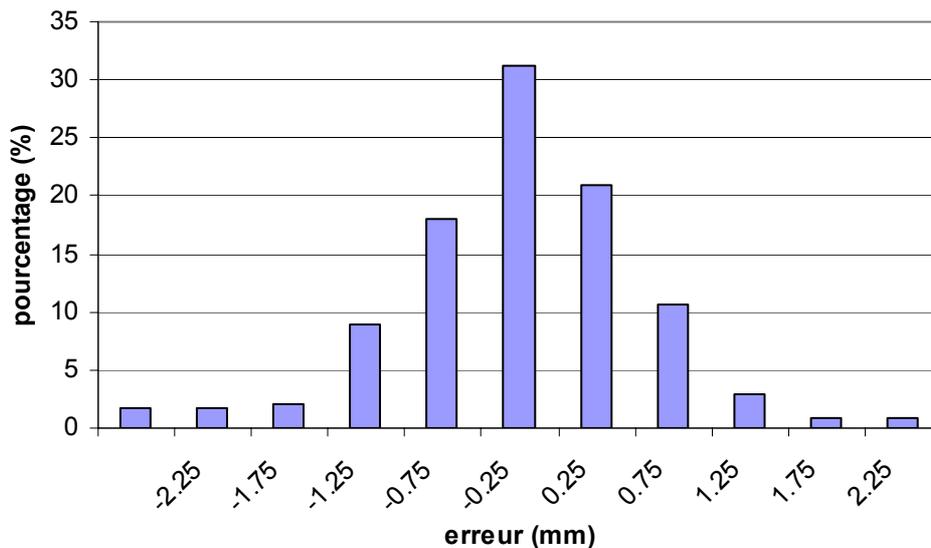


Figure 234 : Histogramme des écarts entre les valeurs de déplacements mesurées et les valeurs calculées par la relation (6) pour la moitié des points du lot 4 retenus

3.3. Vérification de la relation

On applique la relation (6) à l'autre moitié des individus du lot 4, individus non utilisés pour la détermination de cette relation.

L'histogramme de la Figure 235 montre la répartition des écarts pour cette 2^{ème} moitié de points du lot 4. On remarque une répartition assez étalée ; les quelques points présentant des écarts supérieurs à 2,25 ou inférieurs à -2,25 sont des points qui donnent visuellement des

mesures aberrantes (voir la Figure 232). On observe que 67 % des individus présentent une erreur inférieure à 0,75 mm.

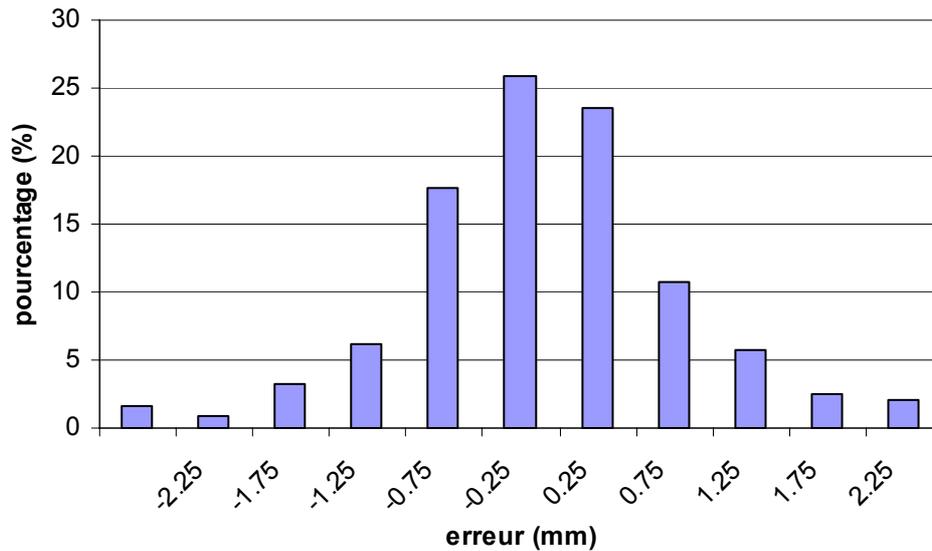


Figure 235 : Histogramme des écarts entre les valeurs de déplacements mesurées et les valeurs calculées par la relation (6) pour la 2ème moitié des points du lot 4

3.4. Conclusion

Les résultats obtenus sur ce lot sont à considérer avec prudence pour les raisons suivantes :

- les déplacements sont d'amplitude limitée (la majorité des points sont dans une fourchette de +/- 2 mm),
- les mesures sont concentrées sur l'axe du tunnel du fait de la présence de bâtiments de part et d'autre,
- la distinction entre mesures sur le bâti et mesures sur chaussée n'est pas possible,
- le nombre de mesures de nivellement sur chaque point est faible, ce qui limite la vérification d'une mesure à l'autre.

Néanmoins, en s'appuyant sur l'étude du lot 2, nous avons réussi à obtenir quelques relations liant de manière qualitative les mouvements mesurés et certains paramètres de fonctionnement des tunneliers, la pression de travail de la roue de coupe et la poussée totale des vérins.

4. CONCLUSIONS DU CHAPITRE 6

Le but de l'analyse présentée dans ce chapitre est de mettre en évidence les paramètres de fonctionnement des tunneliers influents sur les mouvements de surface.

Malgré plusieurs aspects négatifs concernant les mesures de déplacements (amplitudes faibles, précision moyenne) et les paramètres tunneliers (faibles variations autour de leur valeur moyenne), la méthodologie mise au point a permis de mettre en évidence les paramètres les plus influents dans le cas du lot 2 (tunnelier à pression de terre) ; les résultats concernant le lot 4 (tunnelier à pression de boue) sont plus mitigés.

De ces 2 études, on retiendra les conclusions principales suivantes concernant les paramètres de fonctionnement des tunneliers.

La *Pression de la Roue de Coupe* est un paramètre qui semble important sur l'amplitude des déplacements. Celui-ci apportant des indications à la fois sur la nature des terrains excavés et le remplissage de la chambre (c'est-à-dire le confinement lui-même), on comprend qu'il puisse jouer sur les tassements et les soulèvements de surface. Il conviendra donc de porter une attention particulière à ce paramètre pendant les travaux d'excavation.

Dans la gamme de *Pression de Confinement* utilisée, et dans ces terrains molassiques, ce paramètre n'apparaît pas comme influent sur les déplacements dans le cas des lots 2 et 4 étudiés ici.

De même, les déplacements de surface semblent peu sensibles aux *Pressions d'injection de mortier*, mais cela peut s'expliquer par les faibles variations de ce paramètre autour de sa valeur moyenne.

L'étude qui a été menée sur les mesures du lot 2 a montré une répartition particulière des mouvements au sein de la cuvette transversale. On observe une superposition de deux « cuvettes » de type Gaussien analogue à l'approche de Peck (1969), l'une large correspond à un tassement, l'autre plus étroite à un mouvement de soulèvement.

Ce travail, et les difficultés qui lui sont liées, démontrent l'intérêt que pourraient tirer les entreprises à tester, au démarrage des chantiers, des variations plus fortes des paramètres de fonctionnement de leur tunnelier sur différentes sections instrumentées par des extensomètres et des inclinomètres. Cela permettrait d'appréhender l'influence de tel ou tel paramètre, dans les conditions géologiques spécifiques du projet, sur les mouvements du massif, et ainsi de pouvoir agir plus en amont si le cas se présente pendant les travaux en zone plus sensible.

Conclusion Générale

Lors de construction d'ouvrages souterrains à faible profondeur dans des zones urbanisées, la question de l'impact des travaux sur les constructions avoisinantes et sur le terrain en place est primordiale tant pour l'ensemble des partenaires du projet (maîtres d'œuvre, maîtres d'ouvrages, et entreprises) que pour les habitants et usagers.

Avec le développement des nouvelles techniques d'excavation par tunnelier à front pressurisé, cet impact est mal apprécié par les méthodes de dimensionnement empiriques, analytiques et numériques existantes. La mise au point et l'évaluation de nouvelles méthodes de calcul passe par le retour d'expérience sur les ouvrages en construction.

Dans ce sens, le chantier de la ligne B du métro de Toulouse est tout à fait intéressant, 3 techniques différentes de tunnelier à front pressurisé ayant été mises en œuvre dans des conditions géologiques et géotechniques comparables. Aussi, en complément d'une campagne de mesures de tassements de surface importante prévue dans le déroulement normal du chantier, des moyens d'observations complémentaires ont été mis en place dans le cadre du projet de recherche Métrotoul, avec le support du RGCU, le soutien du maître d'œuvre et du maître d'ouvrage, et la collaboration des entreprises de chacun des lots.

L'étude des mesures effectuées durant ce chantier a montré qu'à partir de cette instrumentation adaptée, nous avons pu mesurer, analyser et comprendre comment fonctionne le tunnelier, comment le massif de sol est sollicité et réagit durant le passage du tunnelier et appréhender de manière qualitative et quantitative l'interaction qui existe entre le sol et la structure.

Les amplitudes des mouvements se sont révélées relativement faibles ; néanmoins, la qualité des mesures réalisées sur les sections, et la quantité de mesures de nivellement effectuées sur le tracé ont permis une analyse intéressante.

Les mesures sur sections ont mis en évidence un comportement atypique général de la molasse toulousaine, en relation avec l'excavation du tunnel au tunnelier. En effet, les mesures horizontales ont montré une convergence des terrains vers le tunnel alors que l'on mesurait simultanément un soulèvement au dessus du tunnel, pouvant se répercuter jusqu'à la surface.

On a montré que ce comportement était lié à l'état initial des contraintes, en particulier la forte valeur de K_0 (mesurée à environ 1,7 en laboratoire). Cette hypothèse a été confirmée qualitativement par les simulations numériques bidimensionnelles que nous avons effectuées.

Ce comportement particulier est parfois « masqué » par une tendance plus forte, comme le tassement important observé sur la section Devic du lot 5, et attribuable à une mauvaise tenue de la pression de confinement dans la chambre pendant les phases de pose des voussoirs et d'arrêt du tunnelier.

Cette analyse détaillée en certains points du tracé a été suivie d'une analyse plus large de l'ensemble des déplacements verticaux de surface ; le but de cette analyse était d'identifier les paramètres de fonctionnement des tunneliers les plus influents sur ces mouvements.

Malgré des mouvements faibles et une précision des mesures moyennes, la méthodologie mise en place a permis de mettre en évidence l'importance du paramètre de *Pression de la Roue de Coupe* sur ces déplacements. Les résultats obtenus dans ce cadre restent indicatifs et n'ont pas pour but d'établir une relation prédictive des déplacements en fonction des paramètres des tunneliers.

L'ensemble de ce travail a mis en exergue l'importance de la qualité et de la quantité de mesures. La mise en place des instruments préalablement au chantier permet une identification des imprécisions de la mesure à venir et un contrôle du bon fonctionnement de l'appareillage. Pour une compréhension complète des effets de la méthode d'excavation sur le massif de sol, des mesures au sein du massif sont absolument nécessaires. Les mesures en continu sont à privilégier dans la mesure du possible.

La méthodologie de traitement mise en place pour les mesures de nivellement et les paramètres de fonctionnement des tunneliers a ici fait ses preuves dans des conditions particulièrement défavorables du fait des faibles mouvements. Elle pourra maintenant être utilisée sur d'autres chantiers pour mettre en évidence les paramètres de fonctionnement influant sur les déplacements dans des conditions géologiques différentes.

Les données obtenues dans le cadre de ce projet constituent maintenant une base de données importante, qui pourra servir à développer de nouvelles méthodes de calculs des mouvements dans le massif de sol induit par l'excavation d'un tunnel au moyen d'un tunnelier à front pressurisé.

Références bibliographiques

- Adachi, T. (1985). "Some supporting methods for tunnelling in Japan and their analytical studies." *5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Nagoya, Japan, pp.1747-1754.
- AFTES. (1995). "Recommandations relatives aux tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain." *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, 1995, n°132, pp.373-395.
- AFTES. (2000). "Recommandations relatives au choix des techniques d'excavation mécanisée." *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, 2000, n°157.
- AFTES. (2001). "Recommandations relatives à la boue de forage à usage des boucliers à pression de boue." *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, 2001, n°171, pp. 141-161.
- Akagi, H. (2002). "Geotechnical Aspects of Current Underground Construction in Japan." *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Toulouse, 3-14.
- Antea – Temsol – CEBTP – 2GH (2000). "Rapport de synthèse des reconnaissances géologique, géotechnique et hydrogéologique" (identifiant projet : B-AVP-ANT-RA-715-LB-00 0).
- Attewell, P. B. and Woodman, J. P. (1982). "Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil." *Ground Engineering London*, 1982, vol.15, n°(8), pp.13-22.
- Attewell, P. B., Yeates, J. and Selby, A. R. (1986). *Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures*, Glasgow : Blackies & Sons Ltd, 1986, 325p.
- Baligh, M. M., Azzouz, A. S. and C.T., C. (1987). "Disturbance due to ideal tube sampling disturbance." *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 1987, vol.113, n°7, pp.739-757.
- Barthes, H. (2002). "Tunnel boring machines - a past with a future." *Appendix 2, Eupalinos 2000*.
- Benmebarek, S. and Kastner, R. (2000). "Modélisation numérique des mouvements de terrain meuble induits par un tunnelier." *Canadian Geotechnical Journal*, 2000, vol.37, pp.1309-1324.
- Bernat, S. and Cambou, B. (1998). "Soil-structure interaction in shield tunnelling in soft soil." *Computers and Geotechnics*, 1998, vol.22, n°3/4, pp.221-242.
- Bloodworth, A.G. (2002). "Three-dimensional analysis of tunnelling effects on structures to develop design methods," Ph.D Thesis, Brasenose College, University of Oxford.
- Boscardin, M. D. and Cording, E. J. (1989). "Building response to excavation-induced settlement." *Journal of Geotechnical Engineering*, 1989, vol.115, n°1, pp.1-21.
- Bouyat, C. (1991). "Le soutènement à pression de boue." *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, 1991, vol.106, pp.197-205.

- Bowers, K. H. and Moss N. A. (2005). "Settlement due to tunnelling on the CTRL London Tunnels". In : *5th Int. Symp. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Amsterdam, 15-17 June, pp. 203-209.
- Burland, J. B. and Wroth, C. P. (1974). "Settlement of buildings and associated damage." *Conference – BRITISH GEOTECHNICAL SOCIETY "Settlement of Structures"*, Cambridge, pp.611-654.
- Burland, J. B., Broms, B. B. and de Mello, V. F. (1977). "Behaviour of Foundations and Structures." *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, pp.495-546.
- Burland, J. B. (1995). "Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation. Invited Special Lecture." *Conference on Earthquake Geotech Engineering*, Tokyo, pp.1189-1201.
- Burland, J. B., Standing, J. R. and Jardine, F. M. (2001). *Building response to tunnelling - case studies from construction of the Jubilee Line Extension, London : CIRIA*, 908 p.
- Chambon, P., Corté, J. F., Garnier, J. and König, D. (1991). "Face stability of shallow tunnels in granular soils." *Centrifuge 1991*, vol.91, pp.99-105.
- Chapon, J. (1991). "Creusement des tunnels en terrain meuble et aquifère: Programme TUNNEL 85-90." *Tunnels et Ouvrages Souterrains 1991*, vol.106, pp.189-196.
- Chi, S. Y., Chern, J. C. and Lin, C. C. (2001). "Optimized back-analysis for tunneling-induced ground movement using equivalent ground loss model." *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2001, vol.16, pp.159-165.
- Clough, G. W., Sweeney, B. P. and Finno, R. J. (1983). "Measured soil response to EPB shield tunneling." *Journal of Geotechnical Engineering*, 1983, vol.109, n°2, pp.131-149.
- Dimmock, P. S., Mair, R. J. and Standing, J. R. (2002). "Ground movements caused by tunnelling with an earth pressure balance machine: a greenfield case study at Southwark Park, London." *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Toulouse, pp.361-366.
- Dolzhenko, N. (2002). "Etude expérimentale et numérique de modèle réduit bidimensionnel du creusement d'un tunnel. Développement d'une loi de comportement spécifique," Thèse de doctorat, INSA de Lyon, Lyon.
- Eisenstein, Z. and Ezzeldine, O. (1994). "The role of face pressure for shield with positive ground control." *Tunneling and Ground Conditions*, Le Caire, pp.557-571.
- Ezzeldine, O. Y. (1999). "Estimation of the surface displacement field due to construction of Cairo Metro Line El Khalafawy - St. Therese." *Tunnelling and Underground Space Technology*, 1999, vol.14, n°3, pp.267-279.
- Franzius, J. (2003). "Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence," Ph.D Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College of Science, University of London.

- Fujita, K. (1989). "Special lecture B:Underground construction, tunnel, underground transportation." *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, pp.2159-2176.
- Gesta, P. (1992). "Tunneliers" *Techniques de l'Ingénieur*, 1992, vol. CE2, n°C5570.
- Guedes de Melo, P. F. M. and Pereira, C. S. (2000). "The role of the soil K_0 value in numerical analysis of shallow tunnels." *Geotechnical Aspects of Underground in Soft Ground*, Kusakabe, pp.379-384.
- Hashimoto, T., Hayakawa, K., Mizuhara, K. and Konda, T. (2000). "Investigation on successive settlement due to shield tunnelling." *Geotechnical Aspects of Underground construction in soft ground*, Kusakabe, pp.233-238.
- Herrenknecht AG (1). Tunnelling Machines – EPB Shield [en ligne]. Site internet du constructeur Herrenknecht. http://www.herrenknecht.com/en/dyn_frameset.php3. Page consultée le 19 mars 2006.
- Herrenknecht AG (2). Tunnelling Machines – Shields with Partial Face Excavation [en ligne]. Site internet du constructeur Herrenknecht. http://www.herrenknecht.com/en/dyn_frameset.php3. Page consultée le 19 mars 2006.
- ITA.- AITES (2000). "Recommendations and guidelines for tunnel boring machines." 1-118.
- Kanayasu, S., Yamamoto, Y. and Kitahara, Y. (1995). "Stability of excavation face in earth pressure balanced shield." *Underground Construction in Soft Ground*, pp.265-268.
- Kasper, T. and Meschke, G. (2004). "A 3D finite element simulation model for TBM tunnelling in soft ground." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2004, vol.28, pp.1441-1460.
- Kasper, T. and Meschke, G. (2005). "On the influence of face pressure, grouting pressure and TBM design in soft ground." *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol.21, n°2, pp.160-171.
- Kitamura, M., Ito, S. and Fugiwara, T. (1981). "Shield tunneling performance and behavior of soft ground." *Rapid Excavation and Tunneling Conference*, pp.201-220.
- Kimura, T. and Mair, R. J. (1981). "Centrifugal testing of model tunnels in soft clay." *International conference on soil mechanics and foundation engineering*, Stockholm, pp.319-322.
- Lee, K. M., Rowe, R. K. and Lo, K. Y. (1992). "Subsidence owing to tunnelling. I. Estimating the gap parameter." *Canadian Geotechnical Journal*, 1992, vol.29, pp.929-940.
- Lee, K. M., Ji, H. W., Shen, C. K., Liu, J. H. and Bai, T. H. (1999). "Ground response to the construction of Shanghai Metro Tunnel-Line 2." *Soil and Foundations*, 1999, vol.39, n°3, pp.113-134.
- Lee, G. T. K. and Ng, C. W. W. (2002). "Three-dimensionnal analysis of ground settlements due to tunnelling: role of K_0 and stiffness anisotropy." *Geotechnical Aspects of Underground in Soft Ground*, Toulouse, pp.617-622.

- Lee, T. K. G. (2003). "Three-dimensional numerical studies of "NATM" tunnelling in stiff clay," Ph.D Thesis, Hong Kong University of Science and Technology.
- Loganathan, N. and Poulos, H. G. (1998). "Analytical prediction for tunneling-induced ground movements in clays." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1998, vol.124, pp.846-856.
- Maghazi. (2001). "Creusement des tunnels au Caire par tunnelier à pression de boue - Observations et simulation numérique," Thèse de doctorat, Département de Génie Civil, INSA de Lyon, Lyon.
- Maidl, B., Herrenknecht, M., and Anheuser, L. (1996). *Mechanized shield tunnelling*. Berlin : Ernst & Sohn, 1996.
- Mair, R. J. (1987). "Tunnel face pressure, Soft clay." *Asian regional conference on soil mechanics and foundation engineering*, Tokyo, vol.2, pp.290.
- Mair, R. J., Taylor, R. N. and Bracegirdle, A. (1993). "Subsurface settlement profiles above tunnels in clays." *Géotechnique*, 1993, vol.43, n°2, pp.315-320.
- Mair, R. J., Taylor, R. N. and Burland, J. B. (1996). "Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunneling." *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, London, pp.713-718.
- Mair, R. J. and Taylor, R. N. (1997). "Bored tunnelling in the urban environment." *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, pp.2353-2385.
- Matsushita, Y., Iwasaki, Y., Hashimoto, T. and Imanishi, H. (1995). "Behavior of subway tunnel driven by large slurry shield." *Underground Construction in Soft Ground*, pp.253-256.
- Mauroy, F. (1995). "Pression de terre à Lille du lot 1 au lot 3." *Tunnels et Ouvrages Souterrains* 1995, vol.132, pp.367-370.
- Melis, M., Arnaiz, M., Oteo, C. S. and Mendana, F. (1997). "Ground displacements in Madrid soils due to tunnel excavation with earth pressure TBM." *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, pp.1433-1436.
- METROTOUL (2005). "Rapport final du projet de recherche METROTOUL, novembre 2005".
- Nomoto, T., Imamura, S., Hagiwara, T., Kusakabe, O. and Fujii, N. (1999). "Shield Tunnel Construction in Centrifuge." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1999, vol.125, n°4, pp.289-300.
- Ollier, C. (1997). "Etude expérimentale de l'interaction sol-machine lors du creusement d'un tunnel peu profond par tunnelier à pression de boue," Thèse de doctorat, INSA de Lyon.

- Ouest France. Le grand chantier du métro de Rennes [en ligne]. Site internet du journal Ouest France. <http://www.ouest-france.fr/dossiershtm/val/990816.htm>. Page consultée le 22 mars 2006.
- Pantet, A. (1991). "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 déplacement," Thèse de doctorat, INSA de Lyon.
- Peck. (1969). "Deep excavations and tunneling in soft ground." *International Congress of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico, pp.225-285.
- Piquereau, G. (1994). "Un procédé de conduite de tunnelier: le CAP." *Travaux*, 1994, vol.698, pp.53-57.
- Potts, D. M. and Addenbrooke, T. I. (1997). "A structure's influence on tunnelling-induced ground movements." *Instn Civ Engrs Geotechnical Engineering*, 1997, vol.125, pp.109-125.
- Romo, M. P., Diaz, C. and Reséndiz, D. (1979). "Método para estimar asentamientos causados por la construcción de un túnel en suelos blandos." *Instituto de Ingenieria*.
- Romo, M. P. (1984). "Elements induced by soft ground tunnelling." *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St-Louis, Missouri.
- Romo, M. P. (1985). "Método para evaluar desplazamientos por tuneleo." *Instituto de Ingenieria*.
- Romo, M. P. (1997). "Soil movements induced by slurry shield tunneling." *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, pp.1473-1481.
- Rowe, P. (1952). "Anchored sheet pile walls." *Instn. Civ. Engrs.*, 1952, pp.27-70.
- Rowe, R. K. and Kack, G. J. (1983). "A theoretical examination of the settlements induced by tunneling: four case histories." *Canadian Geotechnical Journal* 1983, vol.20, pp.299-314.
- Scilab ©INRIA-ENPC. Site internet du logiciel Scilab. <http://www.scilab.org/>. Page consultée le 7 décembre 2003.
- Serratrice, J.F. (2005). "Métro de Toulouse – Ligne B. Essais de laboratoire. Avril Août 2005." Rapport du LRPC d'Aix en Provence, CETE Méditerranée, du 12/10/2005 (Réf: jfs i05-191).
- Sugiyama, T., Hagiwara, T., Nomoto, T., Nomoto, H., Ano, Y., Mair, R. J., Bolton, M. D. and Soga, K. (1999). "Observations of ground movements during tunnel construction by slurry shield method at the docklands light railway Lewisham extension - East London." *Soil and Foundations*, 1999, vol.39, n°3, pp.99-112.
- Swoboda, G. (1979). "Finite elements analysis of the New Austrian Tunneling Method (NATM)." *International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Aachen, Germany, pp.604-618.

- Szechy, K. (1970). *The art of tunneling*. Budapest : Akademia Kiado, 1970. 1097p.
- van Eekelen, S. J. M., van den Berg, P. and Bakker, K. J. (1997). "3D analysis of soft soil tunneling." *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, pp.1521-1525.
- van Jaarsveld, E. P., Plekkenpol, J. W. and Messemaekers van de Graaf, C. A. (1999). "Ground deformations due to the boring of the Second Heineoord Tunnel." *Geotechnical infrastructure for transportation infrastructure*, pp.153-159.
- Verruijt, A. and Booker, J. R. (1995). "Technical Note: Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane."
- Wongsaraj, J., Borghi, F. X., Soga, K., Mair, R. J., Sugiyama, T., Hagiwara, T. and Bowers, K. H. (2005). "Effect of TBM driving parameters on ground surface movements: Channel Tunnel Rail Link Contract 220." *Geotechnical Aspect of Underground Construction in Soft Ground*, Amsterdam, pp.335-341.
- Xu, Y. F. and Sun, J. (1999). "Study on characteristics of construction disturbance." *Chinese conference on soil mechanics and geotechnical engineering*, Nanjing, pp.355-358.
- Xu, Y., Sun, D., Sun, J., Fu, D. and Dong, P. (2003). "Soil disturbance of Shanghai silty clay during EPB tunneling." *Tunnelling and Underground Space Technology* 2003, vol.18, pp.537-545.
- Ycart, B. Support de cours "Démarrer en Scilab". http://www-lmc.imag.fr/lmc-sms/Bernard.Ycart/polys/demarre_scilab/demarre_scilab.html. Page consultée le 7 décembre 2003.

Annexes

Annexe 1 : Expressions du modèle analytique de Romo (1997) pour chaque phase de creusement

Au passage du front

Tassements

Les tassements à n'importe quelle profondeur s'expriment au moyen de λ_z (voir la figure ci-dessous) :

$$\lambda_z = \lambda_B \exp \left\{ - \left(\frac{\varepsilon_r}{16} \right)^{0,25} [y'(m)^m]^2 \right\}$$

$$\text{avec } \lambda_B = D \left(0,0093 - 0,0027 \frac{z}{H} \right) \alpha (\sigma_h^0 - p_f) \frac{F_v}{E_i (1 - R_f)}$$

$$\alpha = n^{1/n} \quad n = \frac{z + H}{z + D} \quad y' = \frac{y}{\alpha D} \quad m = 0,67 + 0,1n$$

$$F_v = 3,26 \left[1 - \exp \left\{ - \left(\frac{x'}{1 + (x')^{0,45}} \right)^2 \right\} \right] \quad x' = \frac{x}{\alpha D}$$

$$\varepsilon_r = \frac{\sigma_f}{E_i} (100)$$

où y est la distance horizontale à l'axe du tunnel,

z est la distance verticale à la clé du tunnel,

D est le diamètre du tunnel,

H est la couverture de terrain,

λ_B est le tassement à l'aplomb de l'axe, en surface,

ε_r est la déformation de référence, en pourcentage,

σ_h^0 est la contrainte horizontale initiale au niveau de l'axe du tunnel,

p_f est la pression de confinement au front,

E_i est le module d'Young initial moyen,

R_f est le ratio $\frac{\sigma_u}{\sigma_f}$, σ_u étant la résistance asymptotique du modèle hyperbolique et

σ_f la résistance du modèle de Mohr Coulomb.

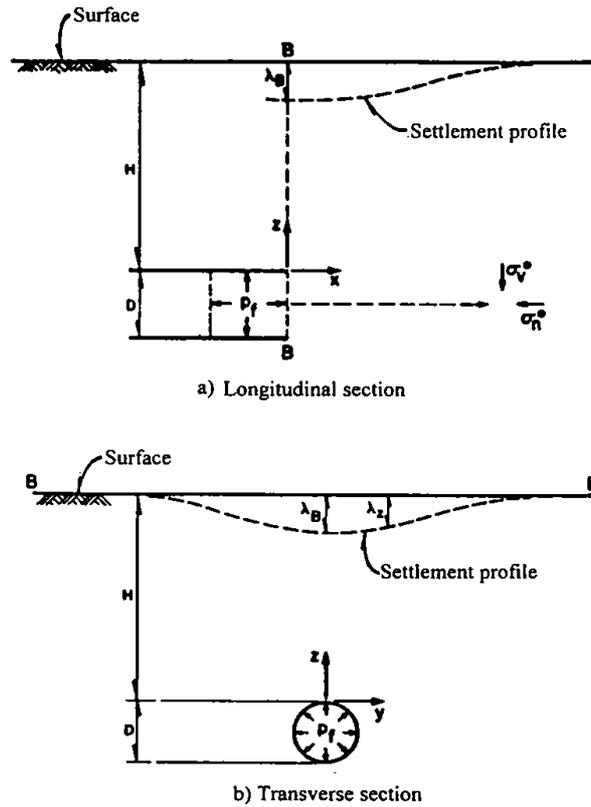


Figure 236 : Paramètres des tassements lors du passage du front

Déplacements horizontaux

Les déplacements horizontaux longitudinaux (parallèles à l'axe du tunnel), à n'importe quelle profondeur, sont représentés sur la Figure 237 et s'expriment par :

$$\lambda_x = \lambda_c \exp\left\{-\left(\frac{\varepsilon_r}{16}\right)^{0,25} [s' p^p]^2\right\}$$

avec
$$\lambda_c = \left(\frac{1+4\nu}{6+4\nu}\right) D \left(0,0083 - 0,0024 \frac{r}{H'}\right) \xi (\sigma_h^0 - p_f) \frac{F_v}{E_i (1-R_f)}$$

$$s' = \frac{s}{\xi D} \quad \xi = \beta^{1/\beta} \quad \beta = \frac{s+H'}{s+D}$$

$$H' = H + D/2 \quad p = 0,9 + 0,15\beta$$

où r est la distance verticale à l'axe du tunnel ($=z+D/2$)

s est la distance horizontale à l'axe du tunnel

λ_c est le déplacement horizontal à l'aplomb de l'axe du tunnel, en surface

ν est le coefficient de Poisson

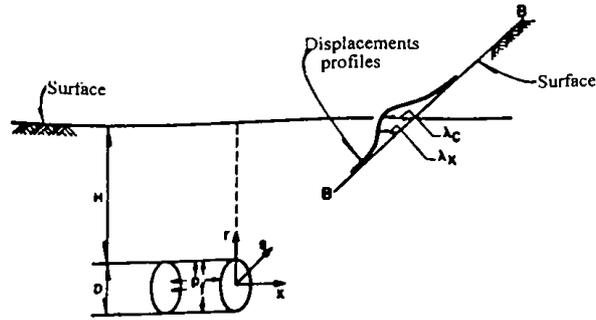


Figure 237 : Déplacements horizontaux parallèles à l'axe du tunnel

Les déplacements horizontaux transversaux (perpendiculaires à l'axe du tunnel), sont représentés sur la Figure 238 et s'expriment par :

$$\lambda_s = \lambda_d \exp\left\{-\left(\frac{\varepsilon_r}{16}\right)^{0,25} \left[\frac{s' - 0,8 + 0,2r'}{2}\right]^2\right\} (s')^{0,1r'} \cdot C_1$$

$$\text{avec } \lambda_d = \left[\frac{\nu(4+\nu)(1+\nu)}{(2+5\nu)(1+2,6\nu)}\right] D \left(0,0068 - 0,0028 \frac{r}{H'}\right) \xi(\sigma_h^0 - p_f) \frac{F_v}{E_t(1-R_f)}$$

$$C_1 = \left[(s'_m)^{0,1r'} \exp\left\{-\left(\frac{\varepsilon_r}{16}\right)^{0,25} \left[\frac{s'_m - 0,8 + 0,2r'}{2}\right]^2\right\} \right]^{-1}$$

$$s'_m = \frac{1}{2} \left\{ (0,8 - 0,2r') + \left[(0,8 - 0,2r')^2 + \frac{1,6r'}{(\varepsilon_r)^{0,25}} \right]^{0,5} \right\}$$

$$r' = \frac{r}{\Phi D} \quad \Phi = \frac{1}{\theta} \quad \theta = \frac{r + H'}{r + D}$$

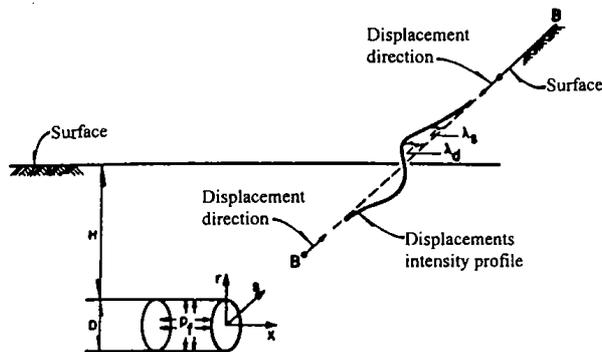


Figure 238 : Déplacements horizontaux perpendiculaires à l'axe du tunnel

Pendant le passage du bouclier

Déplacements radiaux

Du fait de la rigidité du bouclier, les déplacements radiaux (tassements et déplacements horizontaux transversaux) sont nuls.

Déplacements horizontaux longitudinaux

Ces déplacements sont illustrés sur la Figure 239, et s'expriment par :

$$\lambda'_x = \frac{\gamma_r \left[\left(1 - \frac{v}{H'} \right)^{1/\mu} \right] \left(\frac{H'}{v} \right)^\mu}{1 - \left(1 - \frac{\gamma_r}{\gamma_f} \right) \left(1 - \frac{v}{H'} \right)^{1/\mu}} \cdot \frac{\gamma_f}{\gamma_r}$$

où γ_r est un déplacement de référence ($= \sigma_f / K_i$)

K_i est le module de réaction tangent initial

v est la distance à l'axe du tunnel ($= (r^2 + s^2)^{1/2}$)

γ_f est le déplacement à la rupture

$$\mu = \left(\frac{\varepsilon_r}{16} \right)^{0,25}$$

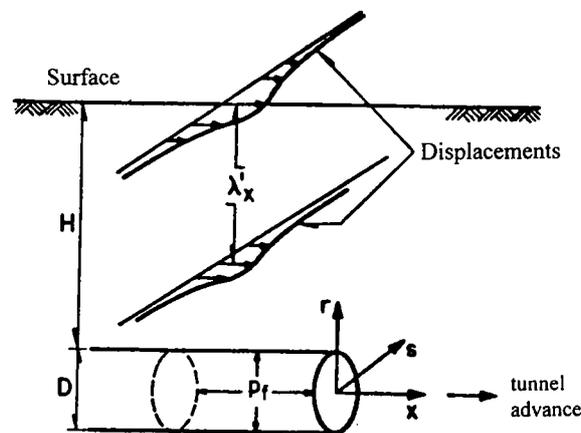


Figure 239 : Déplacements horizontaux pendant le passage du bouclier

Extraction de la jupe et consolidation des terrains

Tassements

Ces déplacements sont illustrés par la Figure 240.

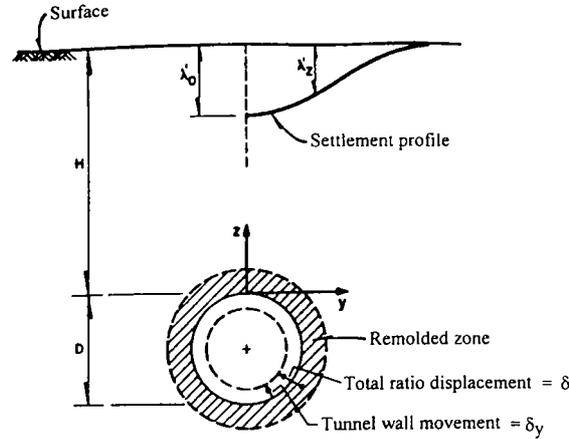


Figure 240 : Tassements durant les phases d'extraction de la jupe et de consolidation des terrains

Ils s'expriment par l'expression suivante :

$$\lambda'_z = \lambda'_0 \exp \left\{ - \left(\frac{\epsilon_r}{16} \right)^{0,25} [y't']^2 \right\}$$

avec
$$\lambda'_0 = \delta \left[1 + \frac{\epsilon_r}{100(1-R_f)} \cdot \frac{z}{D} \right]^{-0,13(z/D)}$$

$$t = 1,2 + 0,1n \quad n = \frac{z+H}{z+D} \quad y' = \frac{y}{\alpha D} \quad \alpha = n^{1/n}$$

et δ est le déplacement total défini sur la Figure 240.

Déplacements horizontaux

Les déplacements horizontaux longitudinaux sont nuls.

Les déplacements horizontaux transversaux sont illustrés par la Figure 241.

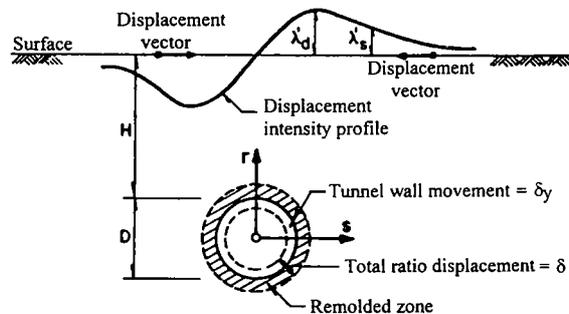


Figure 241 : Déplacements horizontaux transversaux durant les phases d'extraction de la jupe et de consolidation des terrains

Ils s'expriment par :

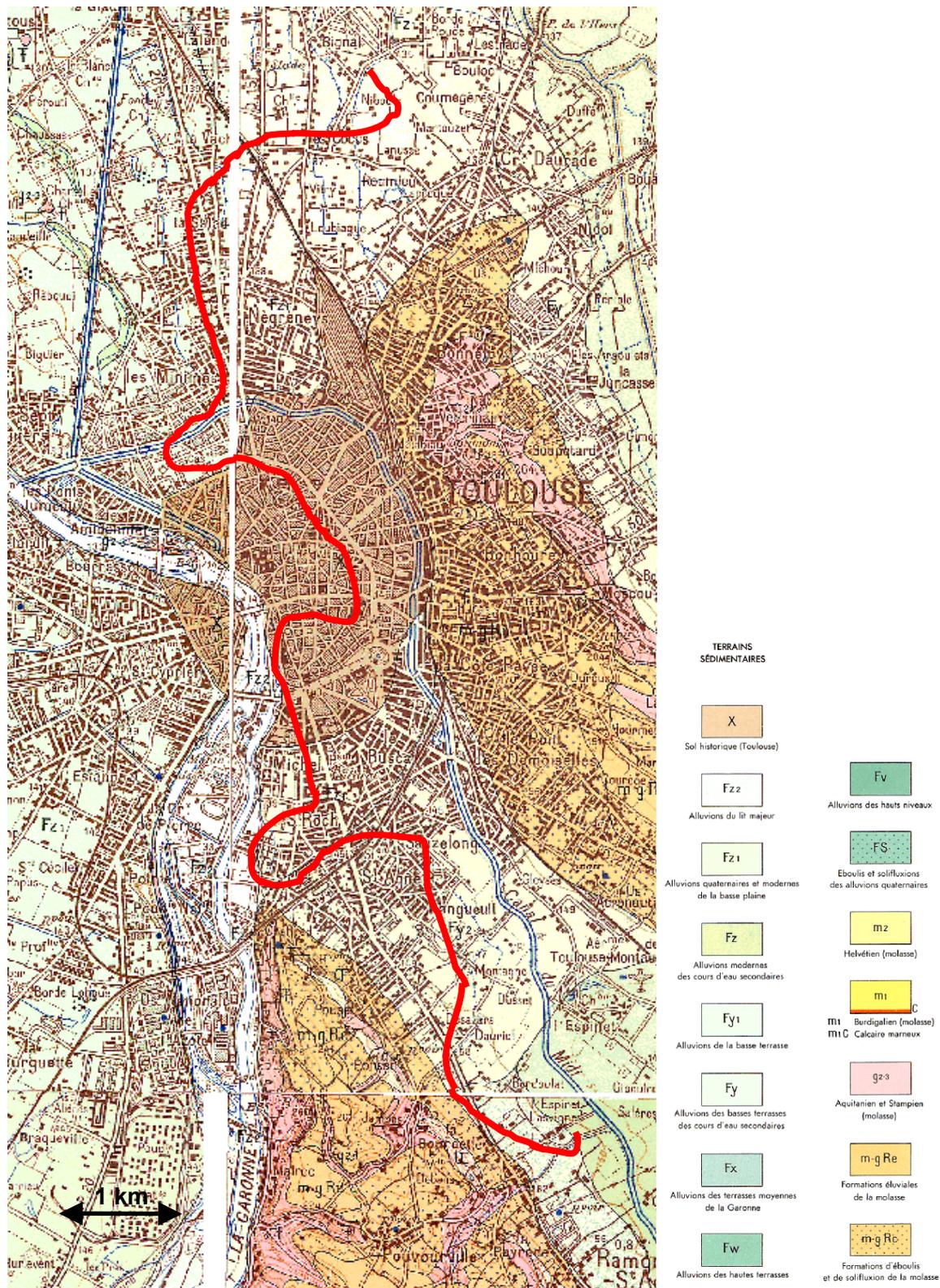
$$\lambda'_s = \lambda'_d \exp\left\{-\left(\frac{\varepsilon_r}{16}\right)^{0,25} \left[\frac{s'-0,5+r'}{2}\right]^2\right\} (s')^{0,25r'} \cdot C_2$$

$$\text{avec } \lambda'_d = \delta \left(\frac{1+2\nu}{1+3\nu}\right) \left[1 + \frac{\varepsilon_r}{100(1-R_f)} \frac{r}{H'}\right]^{-0,25(r/H')}$$

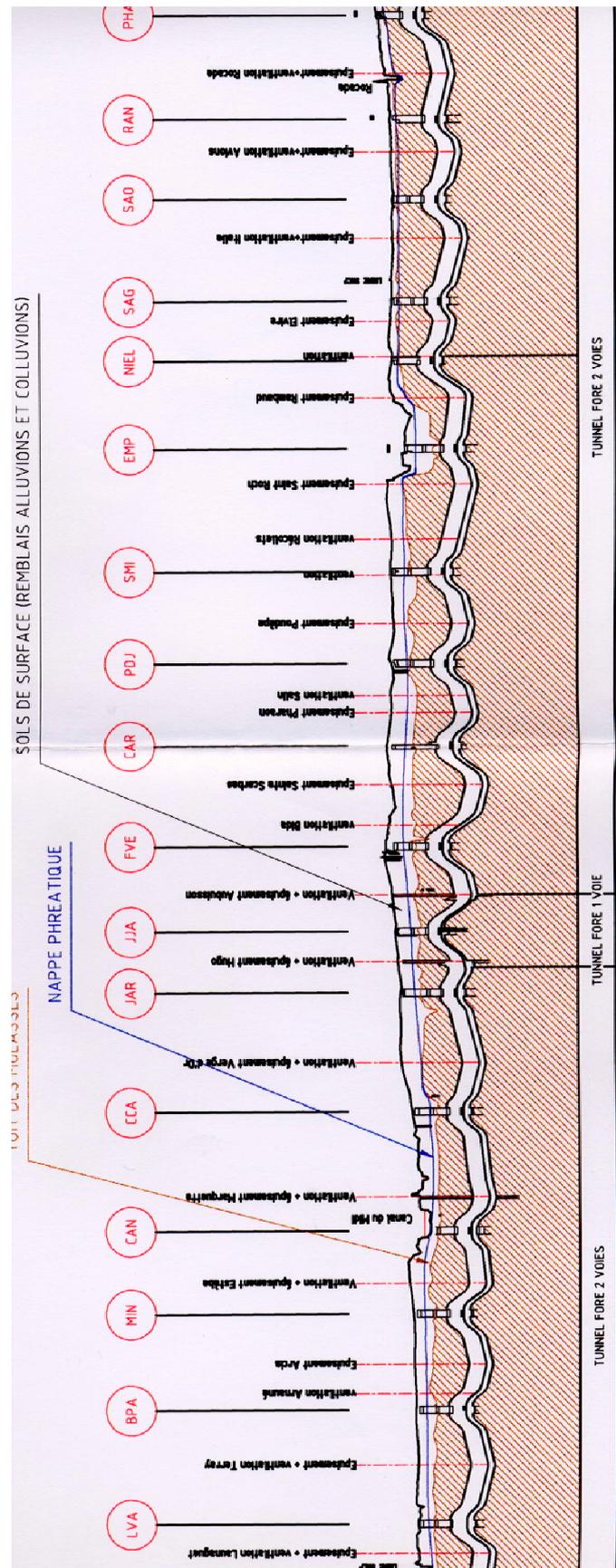
$$C_2 = \left[(s'_m)^{0,25r'} \exp\left\{-\left(\frac{\varepsilon_r}{16}\right)^{0,25} \left[\frac{s'_m-0,5+0,1r'}{2}\right]^2\right\} \right]^{-1}$$

$$s'_m = \frac{1}{2} \left\{ (0,5 - 0,1r') + \left[(0,5 - 0,1r')^2 + \frac{4r'}{(\varepsilon_r)^{0,25}} \right]^{0,5} \right\}$$

Annexe 2 : Extrait de la carte géologique au niveau du tracé de la ligne B du métro de Toulouse



Annexe 3 : Profil en long de la ligne B



Annexe 4 : Tableaux des paramètres des distributions des essais d'identification des sols

D'après le document marché de synthèse des reconnaissances géologique, géotechnique et hydrogéologique, réalisé par le groupement d'entreprise Antea-Temsol-CEBTP-2GH (2000).

Notation :

n	nombre d'échantillons
s	écart type de la distribution
Q1	1 ^{er} quartile
Q2	2 ^{ème} quartile
Q3	3 ^{ème} quartile
Min.	valeur minimale
Max.	valeur maximale

Tableau 28 : Teneurs en eau

	n	moyenne	s	Q1	Q2	Q3	min.	max.
M1	188	16.6	3.2	14.6	16.6	18.5	7.7	28.2
M2	202	13.8	3.4	11.6	14.1	15.9	5.1	24.4
M3	179	15.3	3.0	13.6	15.4	17.0	6.2	22.8
M4	108	18.6	4.1	16.5	18.4	20.8	5.3	30.2
M5	69	20.4	3.5	18	20.5	22.3	14.3	33.4
M6	13	19.1	-	-	-	-	9.6	28.7
M7	78	7.2	3.0	5.0	6.9	8.8	1.2	14.6
M8	59	9	3.3	4.8	6.2	8.6	1.9	17.2

Tableau 29 : Masse volumique humide

	n	moyenne	σ	Q1	Q2	Q3	min.	max.
M1	141	2.16	0.06	2.12	2.16	2.21	1.99	2.28
M2	158	2.22	0.08	2.17	2.22	2.26	1.93	2.46
M3	135	2.17	0.08	2.12	2.18	2.22	1.89	2.43
M4	65	2.09	0.07	2.04	2.10	2.13	1.93	2.26
M5	11	2.04	0.09	2.01	2.05	2.07	1.89	2.16
M7	40	2.37	0.09	2.32	2.38	2.43	2.18	2.56
M8	23	2.38	0.08	2.37	2.42	2.37	2.19	2.58

Tableau 30 : Masse volumique sèche

	n	moyenne	σ	Q1	Q2	Q3	min.	max.
M1	141	1.85	0.09	1.79	1.85	1.93	1.63	2.05
M2	158	1.95	0.12	1.88	1.94	2.02	1.64	2.34
M3	135	1.88	0.10	1.81	1.89	1.95	1.59	2.29
M4	65	1.76	0.11	1.68	1.76	1.82	1.49	2.04
M5	11	1.71	0.10	1.66	1.69	1.75	1.57	1.85
M7	40	2.20	0.15	2.14	2.22	2.28	1.83	2.50
M8	23	2.22	0.13	2.13	2.23	2.28	1.87	2.54

Tableau 31 : Indice de plasticité

	n	moyenne	s	Q1	Q2	Q3	min.	max.
M1	51	15.7	4.7	13	14	17	7	30
M2	37	14.9	3.6	12	14	18	9	21
M3	41	13.2	3.7	11	13	15	5	23

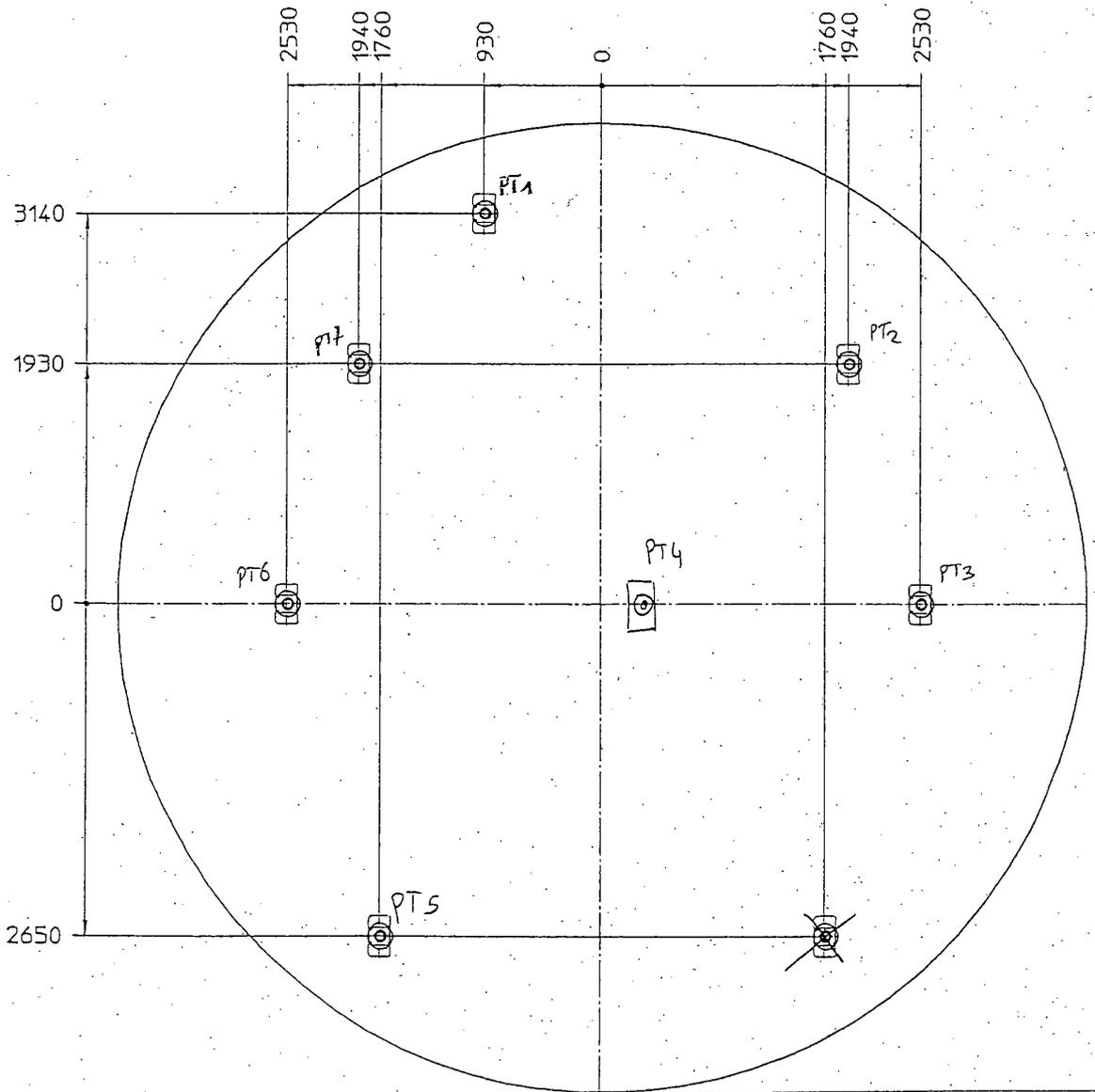
Tableau 32 : Teneur en carbonate de calcium

Faciès	n	min	max	m	s
M1	31	3.3	21.8	9.7	4.6
M2	41	5.0	42.9	19.7	8
M3	21	2.5	21.8	9.6	4.4
M4 + M5	15	2.2	13.8	6.6	-
M7	26	13.4	63.9	40	9
M8	10	18	47.6	38	8.8
M7 + M8	36	18	63.9	40	8.9

Annexe 5 : Positions des capteurs de pression de confinement au front (tunnelier du lot 2)

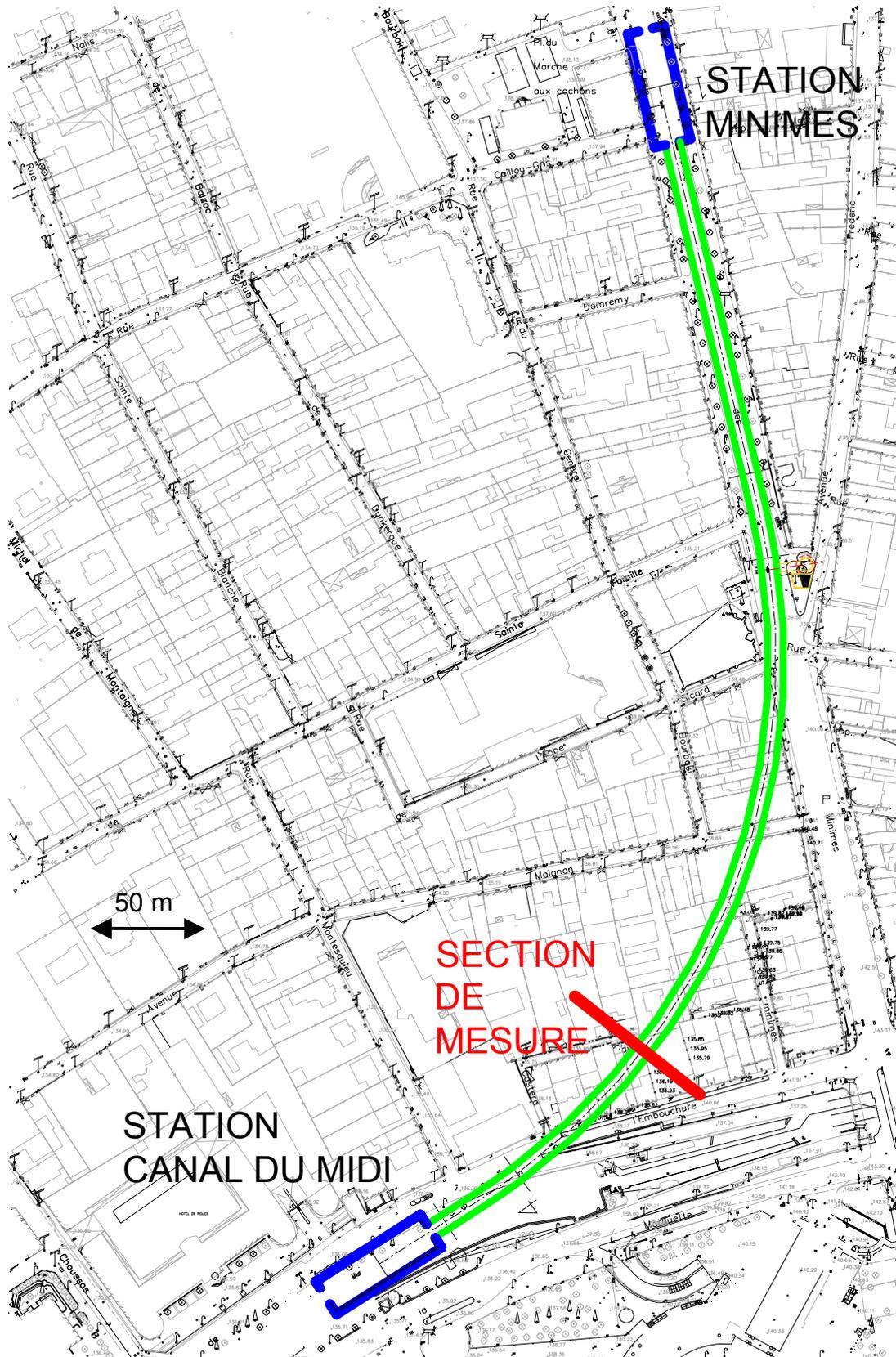
Vertikale Lage Erddruckmeßdosen 1:50

Positionnement capteurs pression de terre
En regardant la cloison.

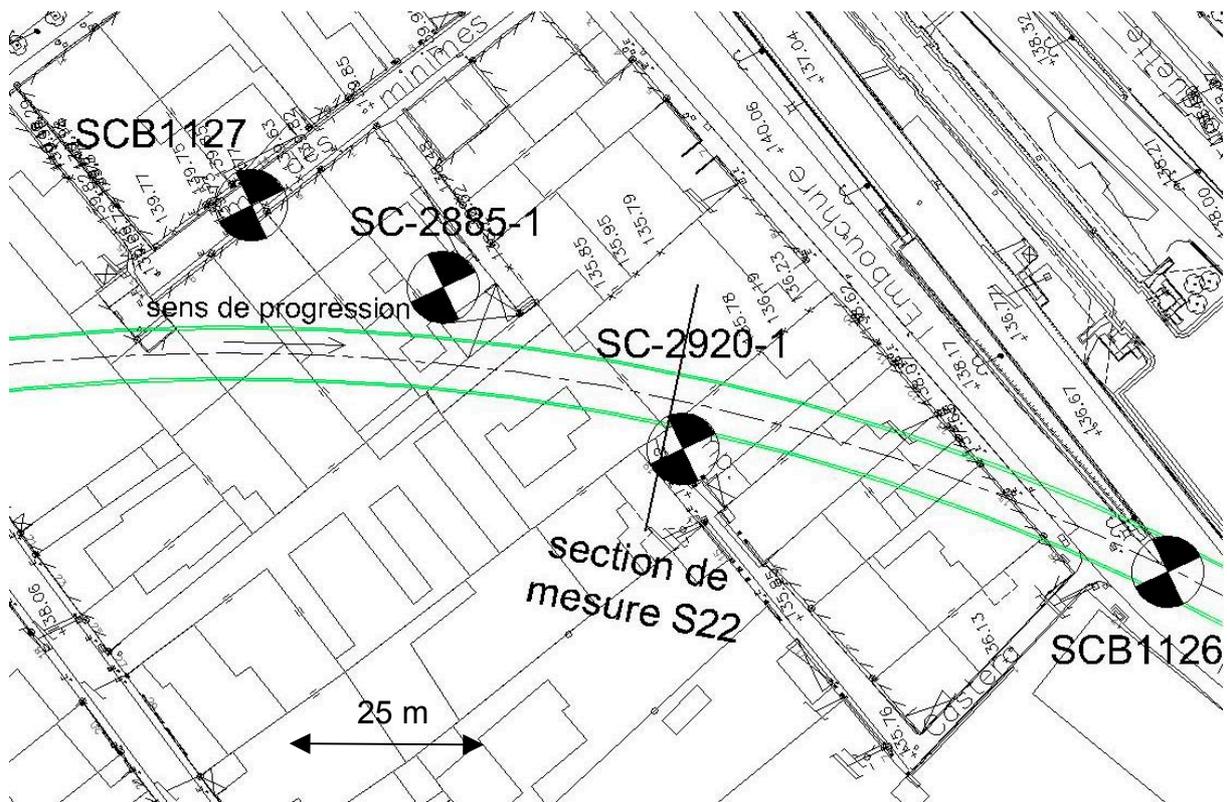


Annexe 6 : Section S22 Castéra

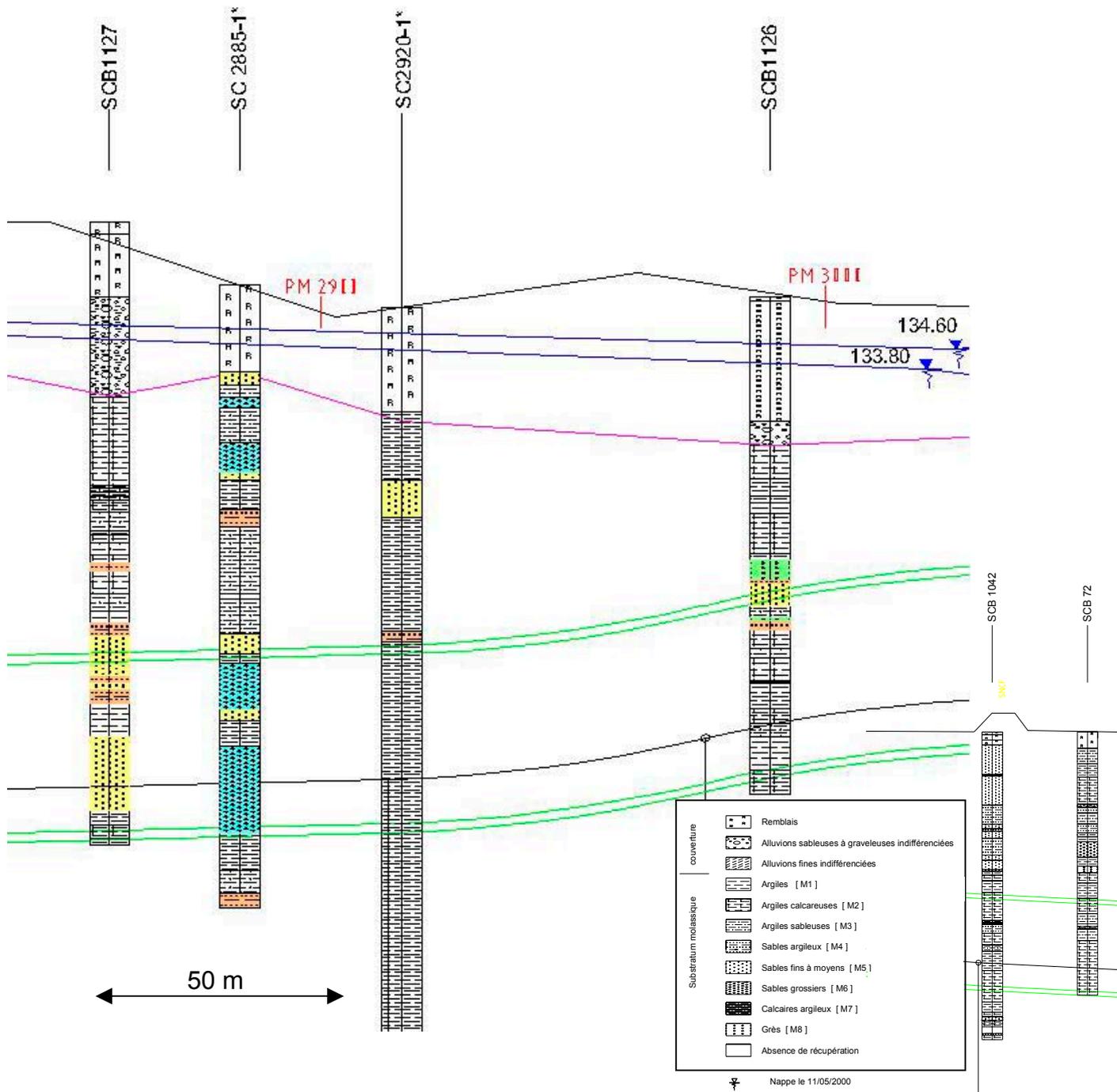
Emplacement de la section Castéra



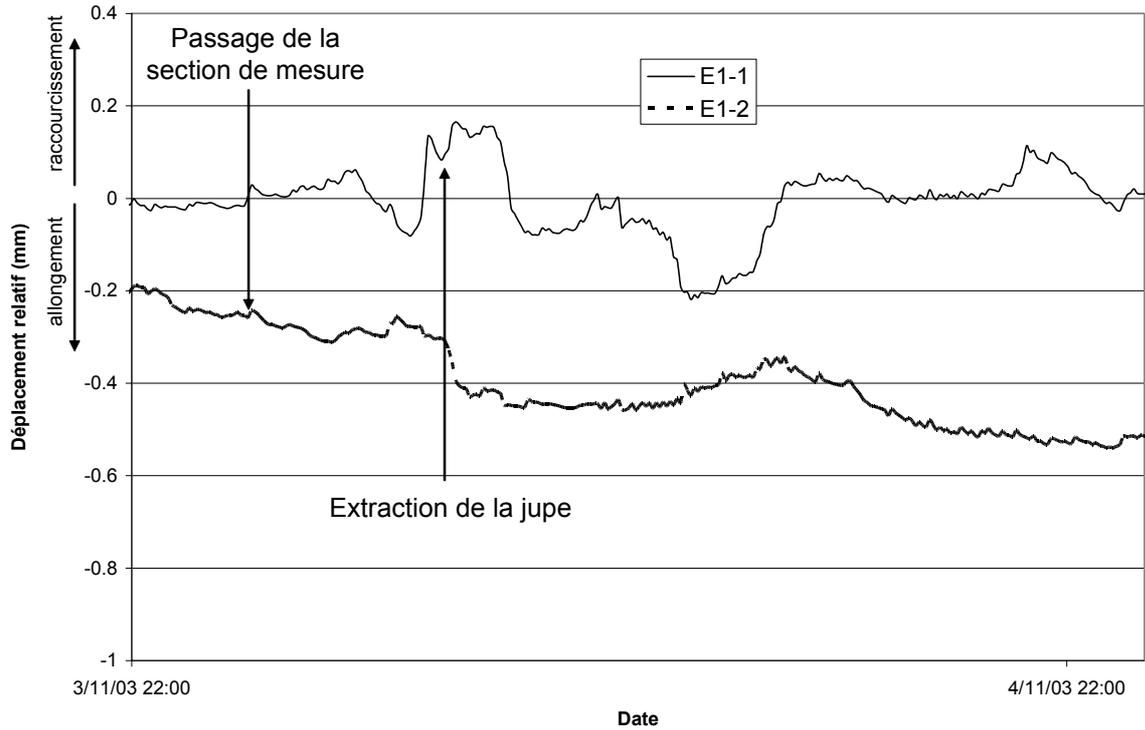
Localisation de la section Castéra et des sondages de reconnaissance



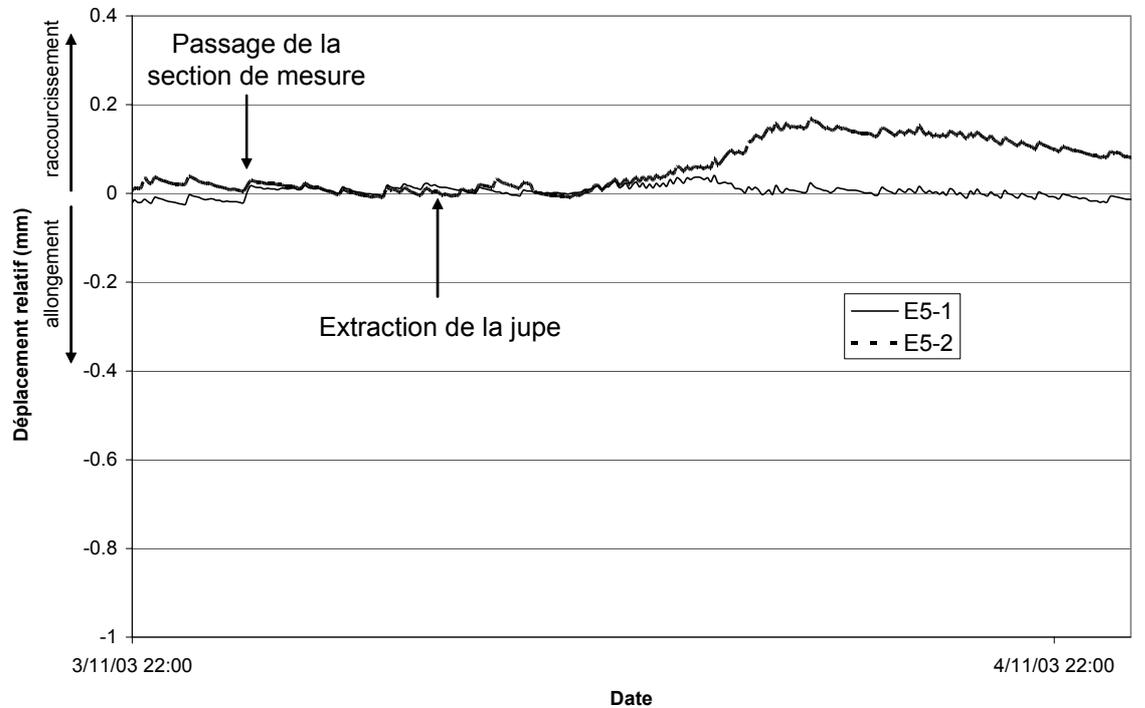
Coupes géologiques des sondages à proximité de la section Castéra



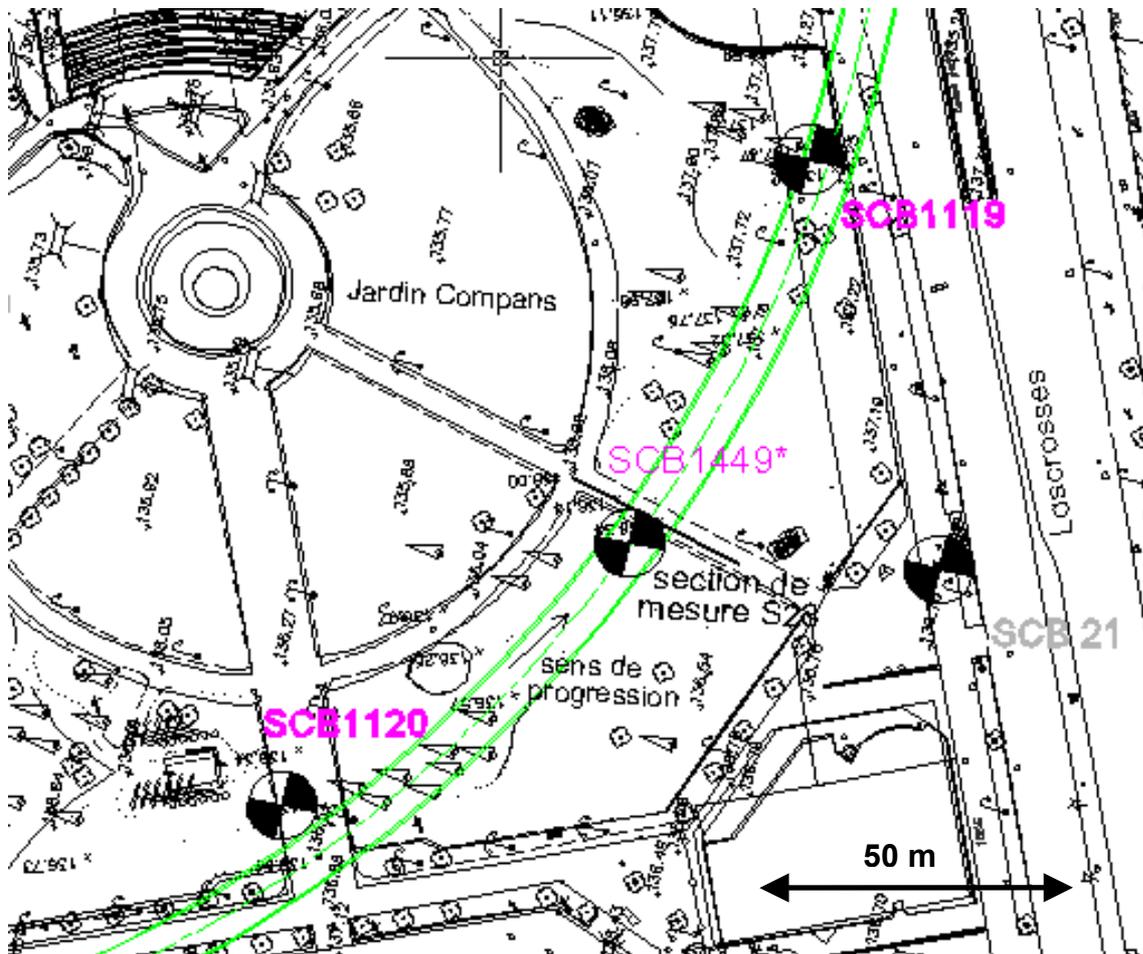
Déplacements relatifs des ancrages de l'extensomètre E1 – Section S22



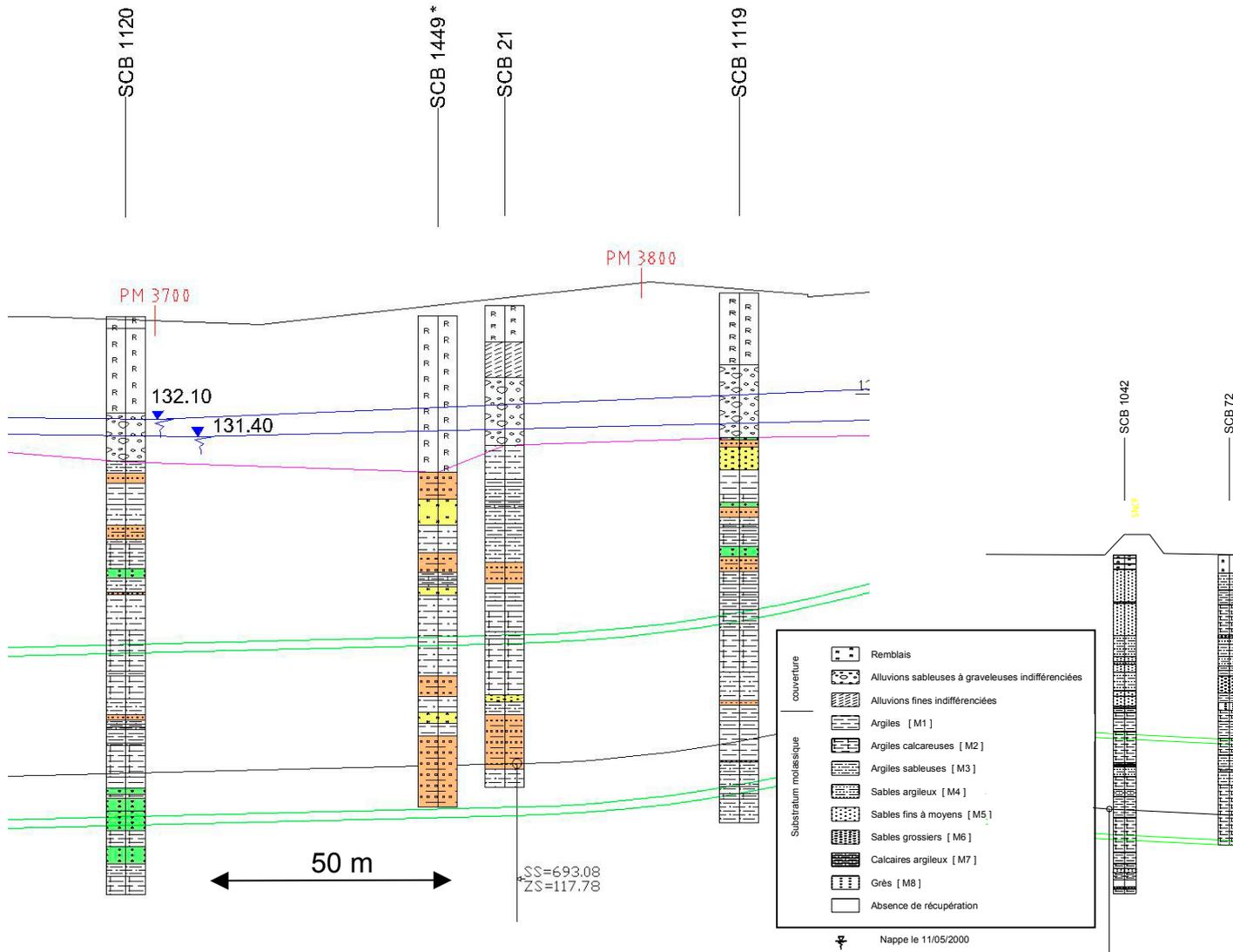
Déplacements relatifs des ancrages de l'extensomètre E5 – Section S22



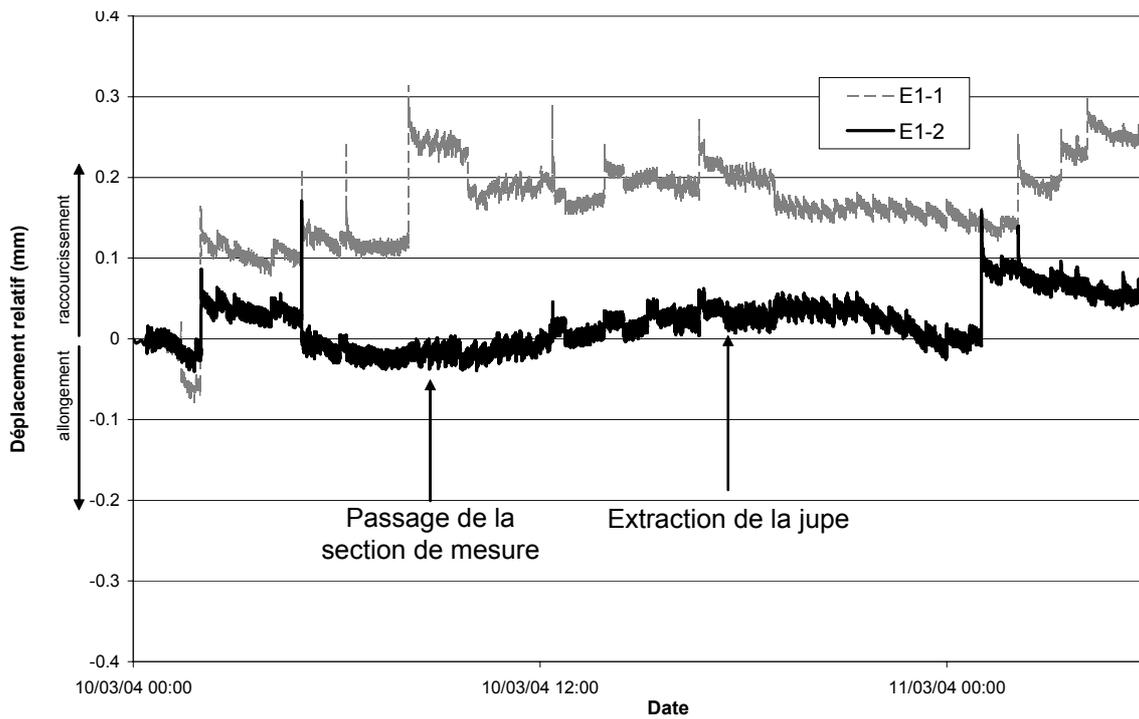
Localisation de la section Compans et des sondages de reconnaissance



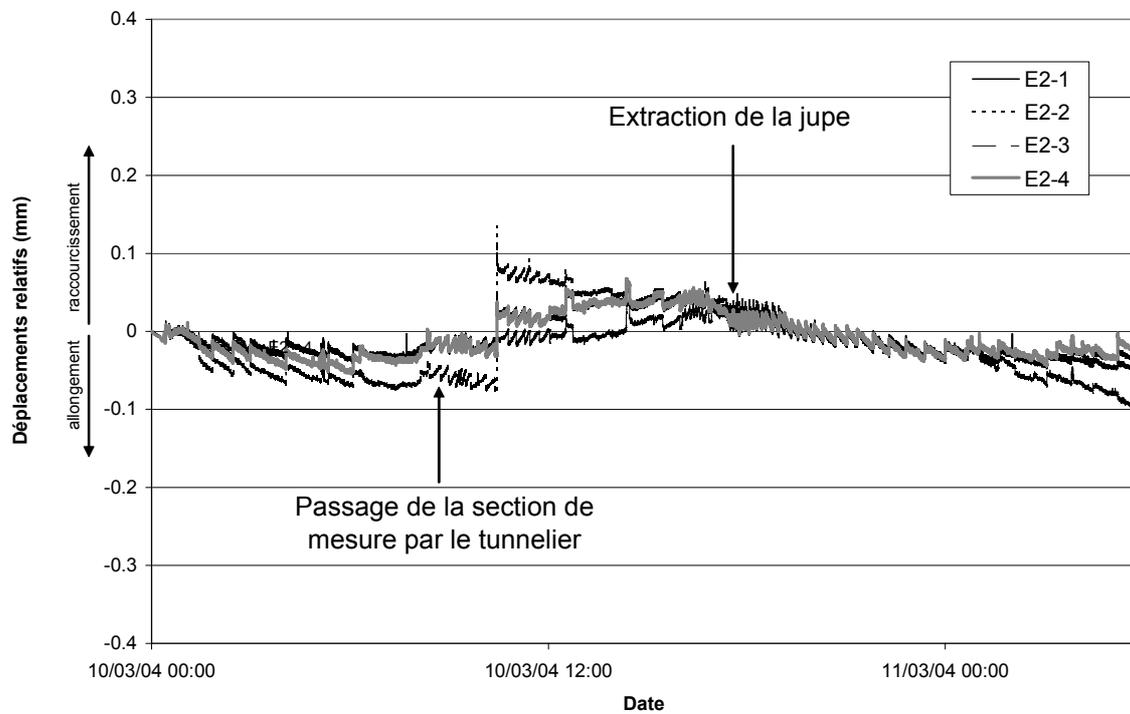
Coupes géologiques des sondages à proximité de la section Compans



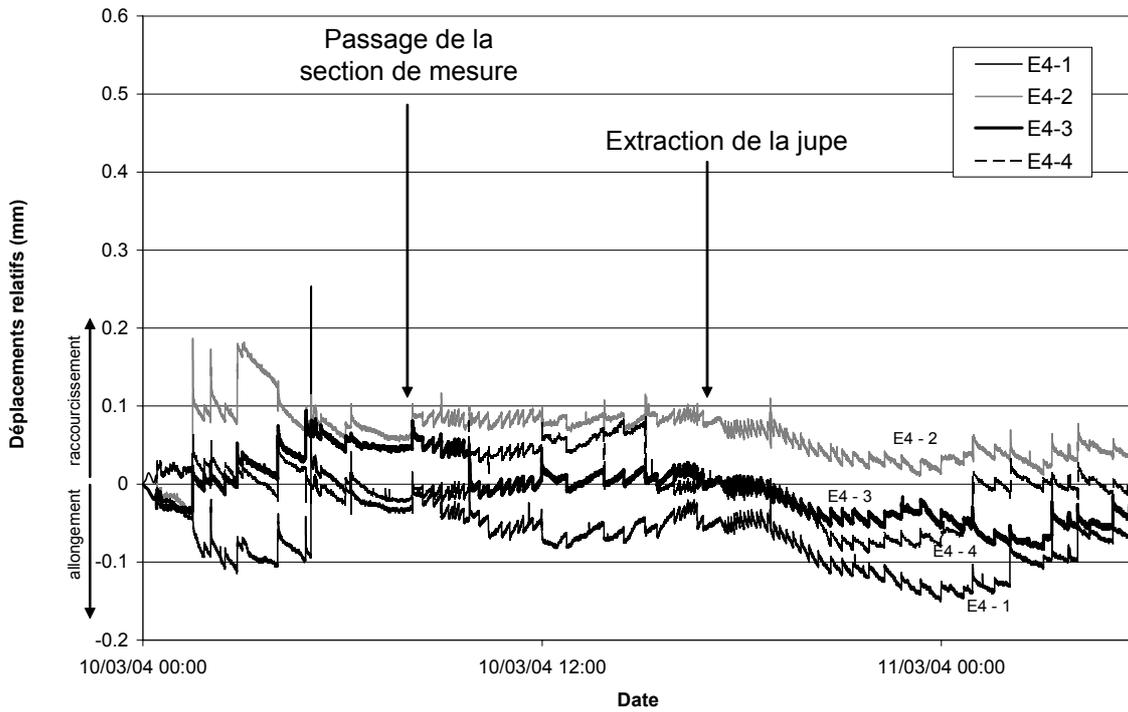
Déplacements relatifs des ancrages de l'extensomètre E1 – section S23



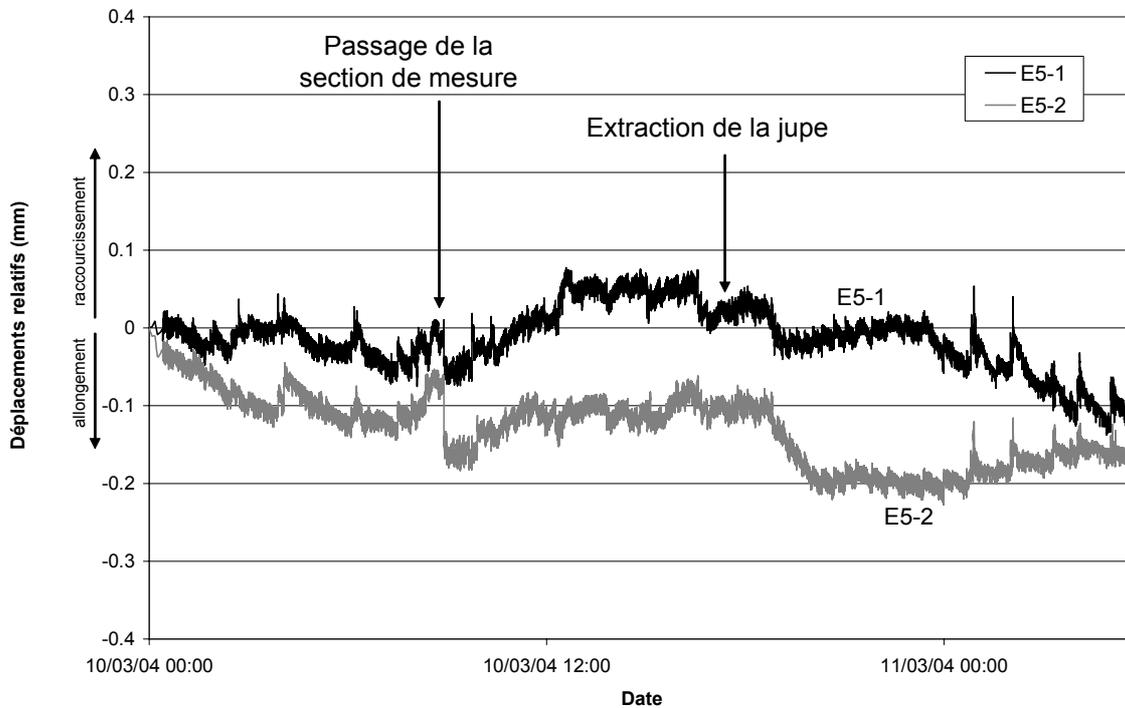
Déplacements relatifs des ancrages de l'extensomètre E2 – section S23



Déplacements relatifs des ancrages de l'extensomètre E4 – section S23

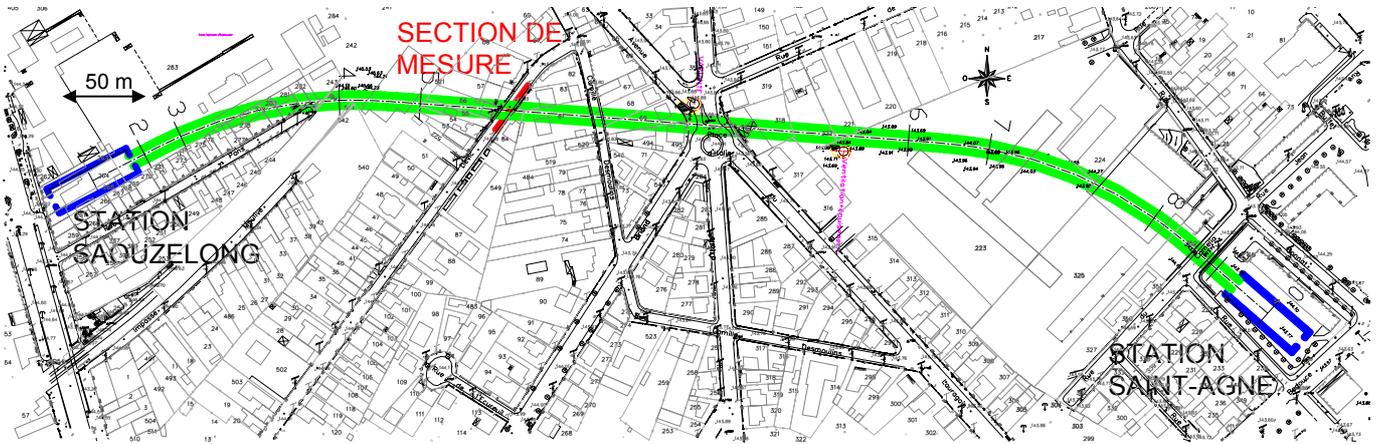


Déplacements relatifs des ancrages de l'extensomètre E5 – section S23

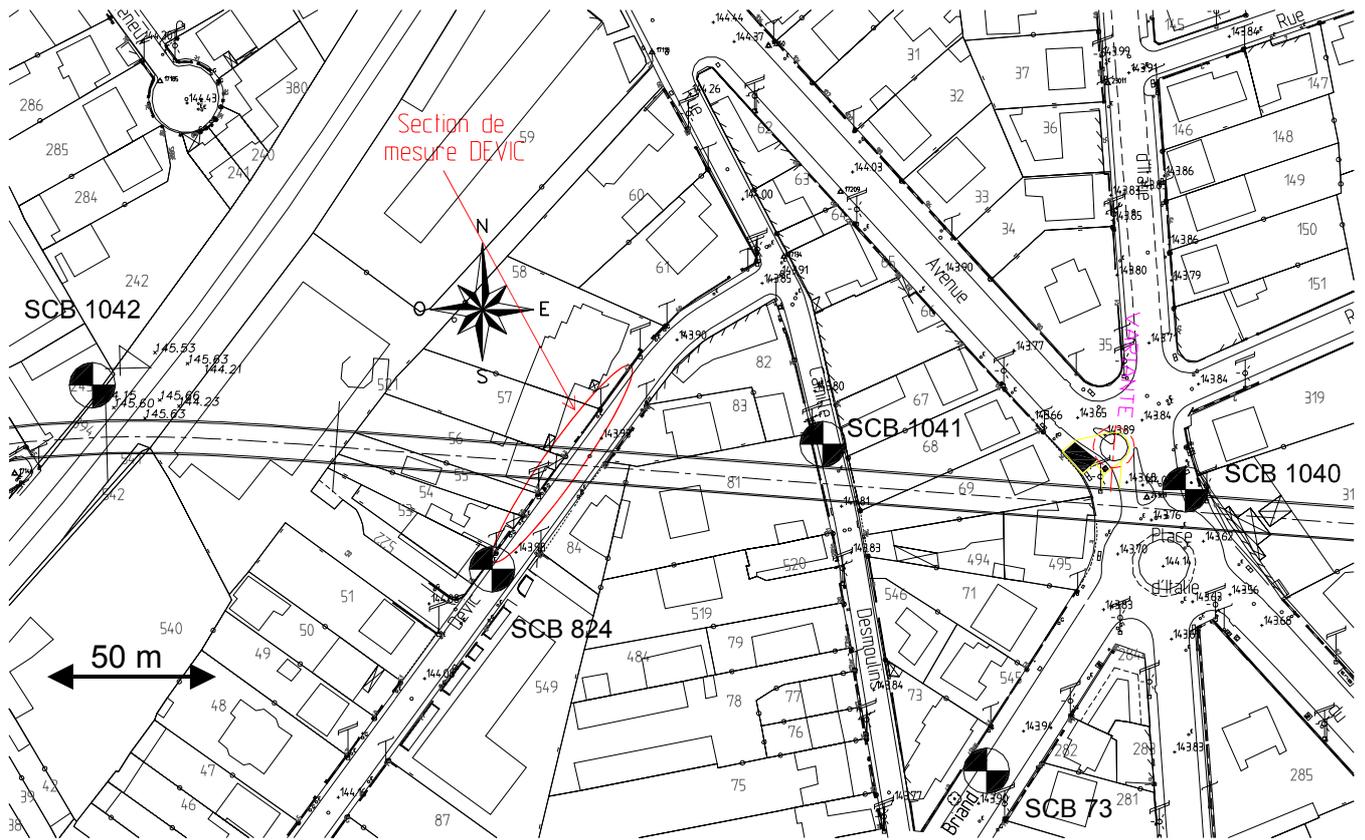


Annexe 8 : Section S54 Devic

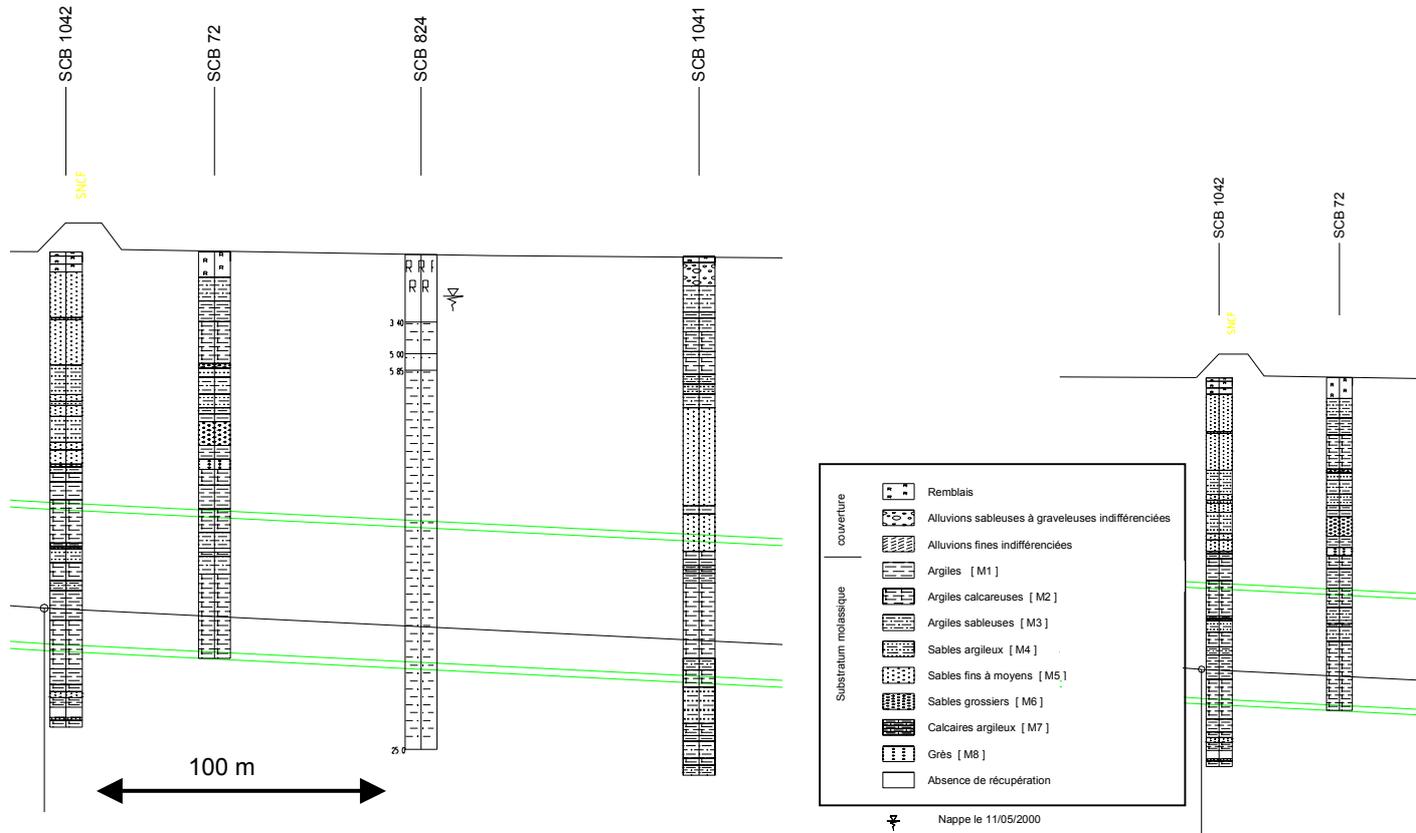
Emplacement de la section S54 Devic



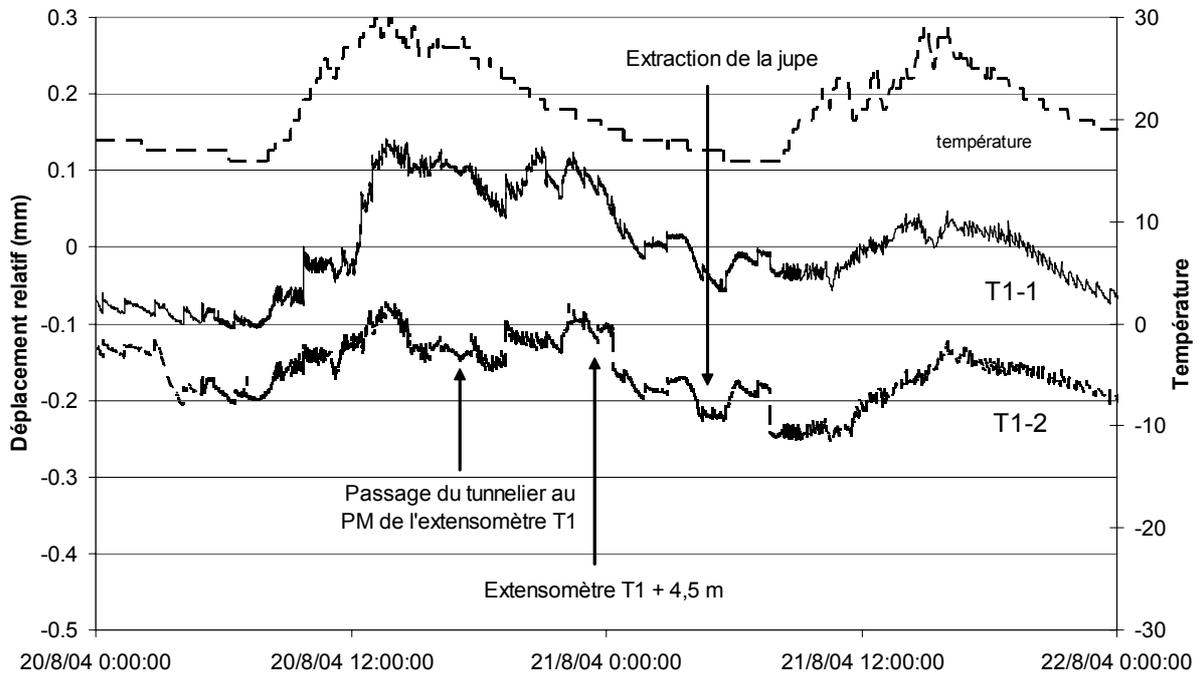
Localisation de la section et des sondages de reconnaissance



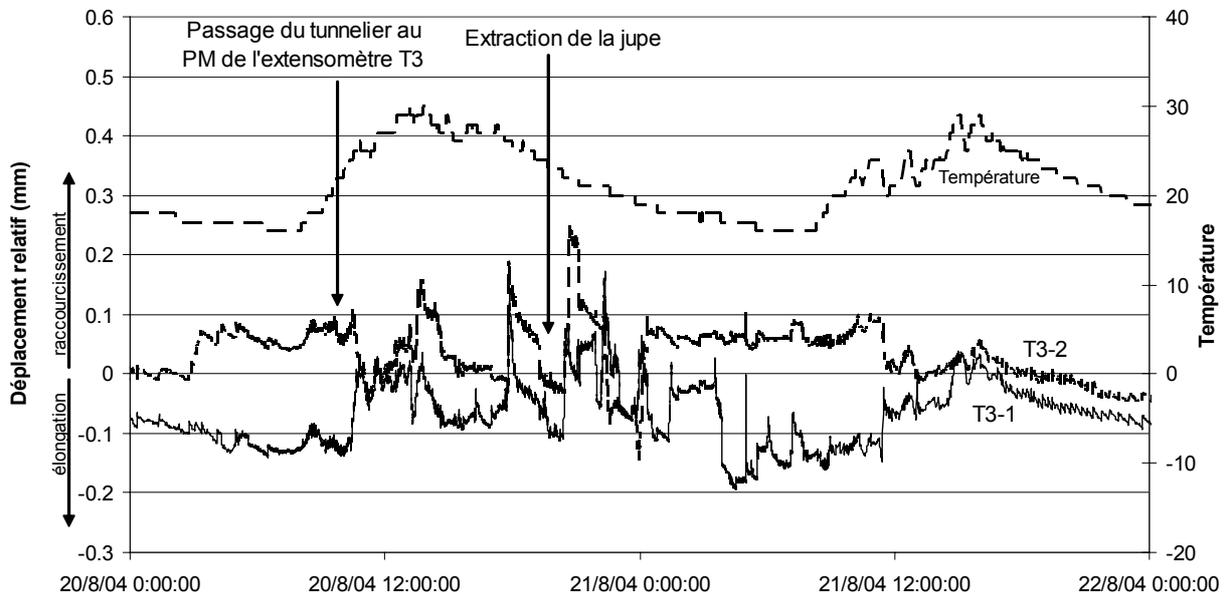
Coupes géologiques des sondages à proximité de la section S54 Devic



Déplacements relatifs des ancrages de l'extensomètre T1 – section S54

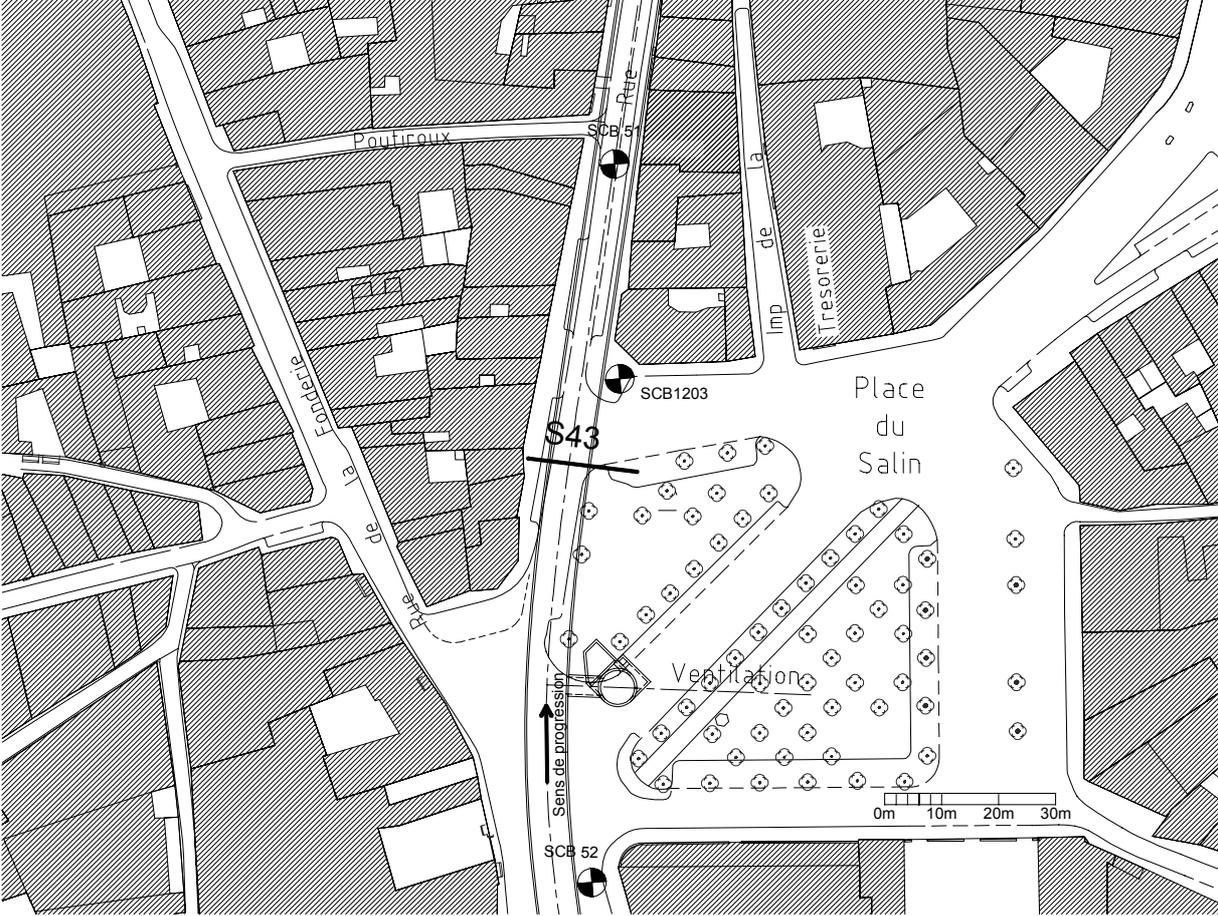


Déplacements relatifs des ancrages de l'extensomètre T3 – section S54

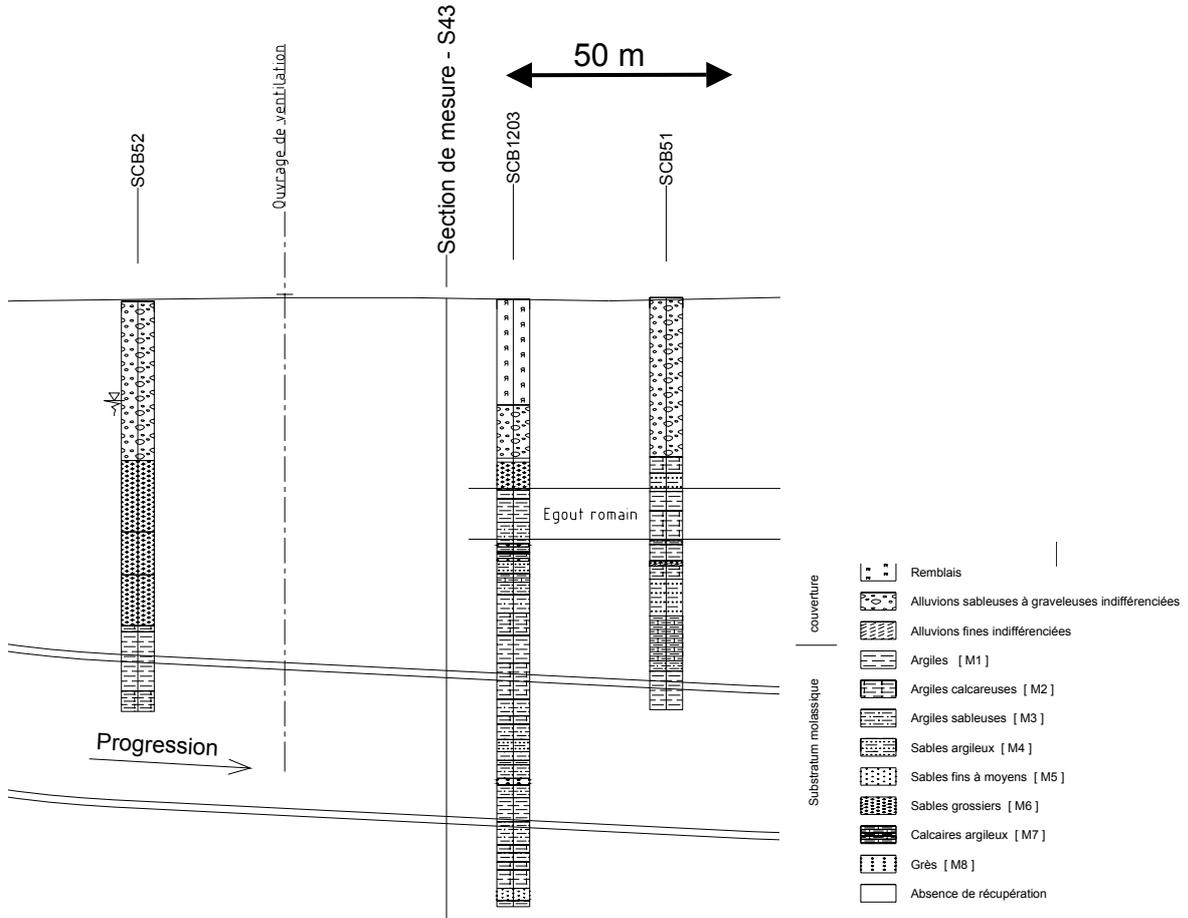


Annexe 9 : Section S43 Salin

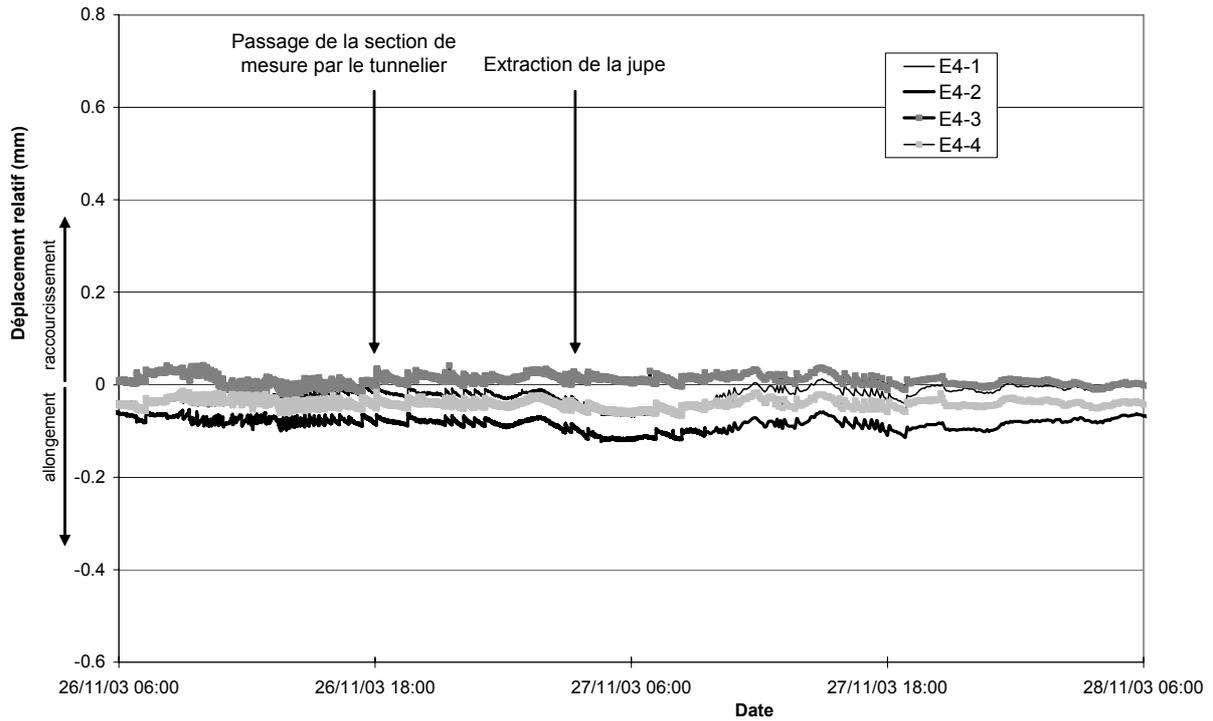
Localisation de la section et des sondages de reconnaissance



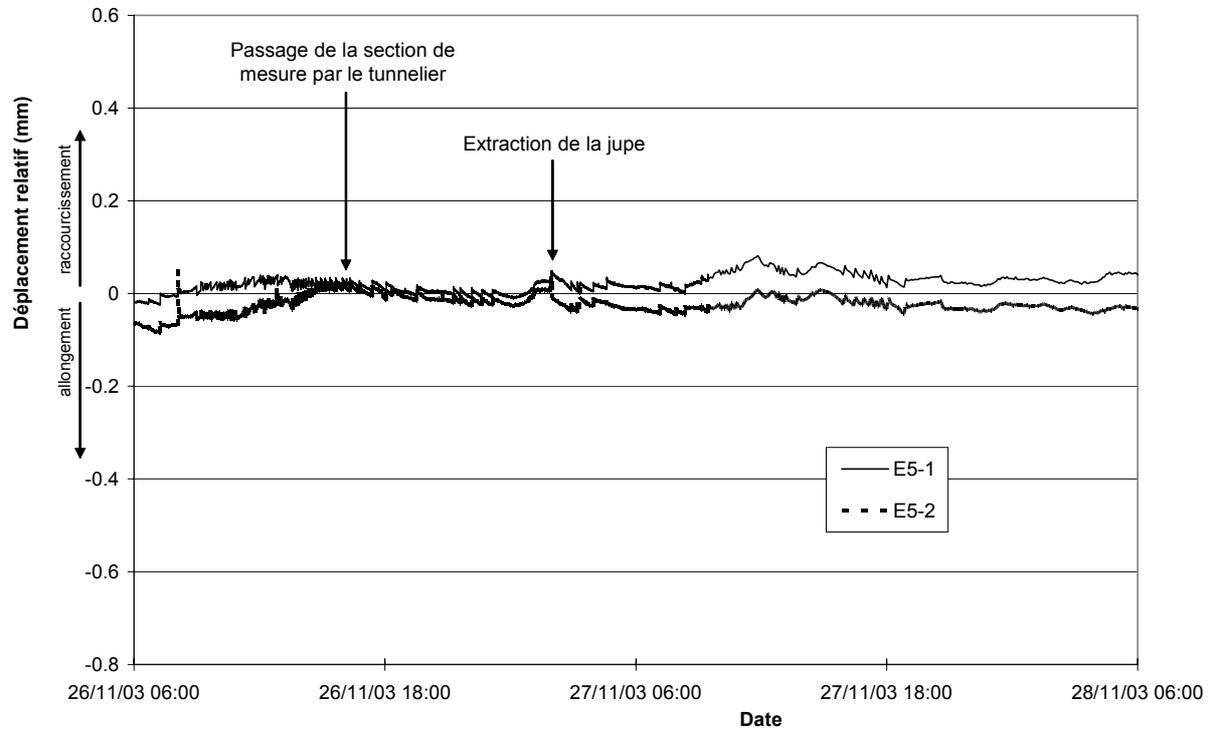
Coupes géologiques des sondages à proximité de la section S43 Salin



Déplacements relatifs des ancrages de l'extensomètre E4 – section S43

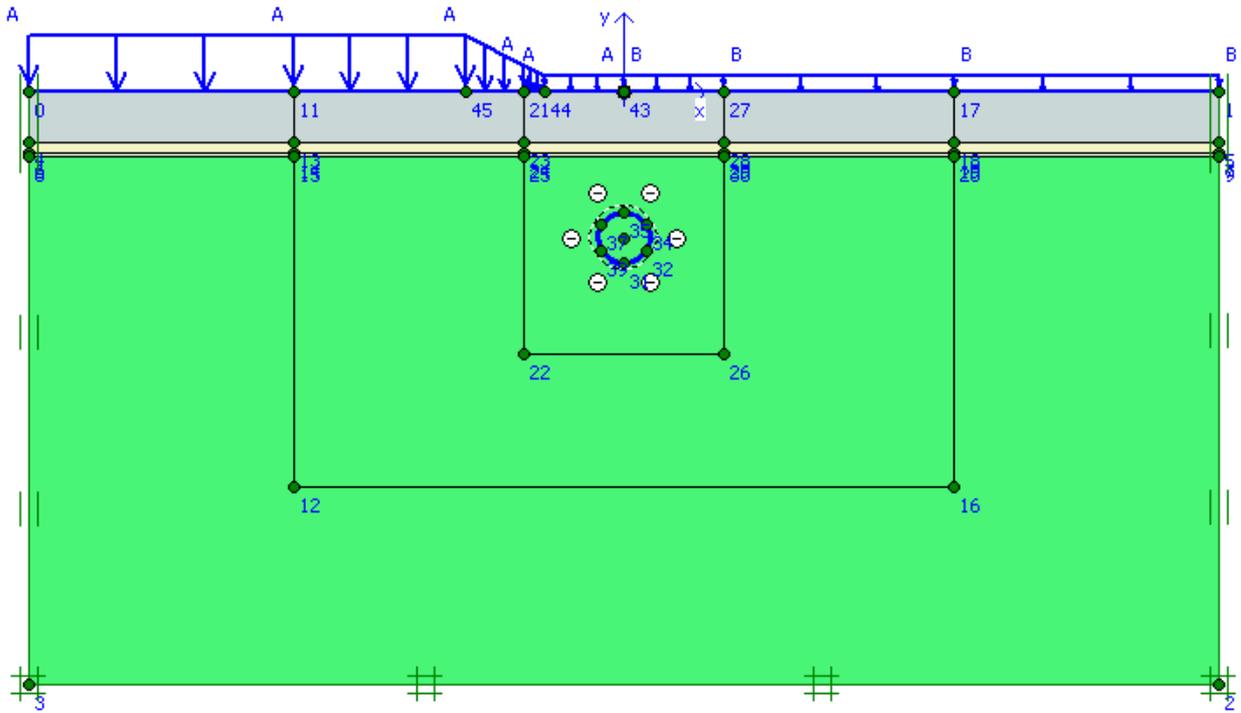


Déplacements relatifs des ancrages de l'extensomètre E5 – section S43

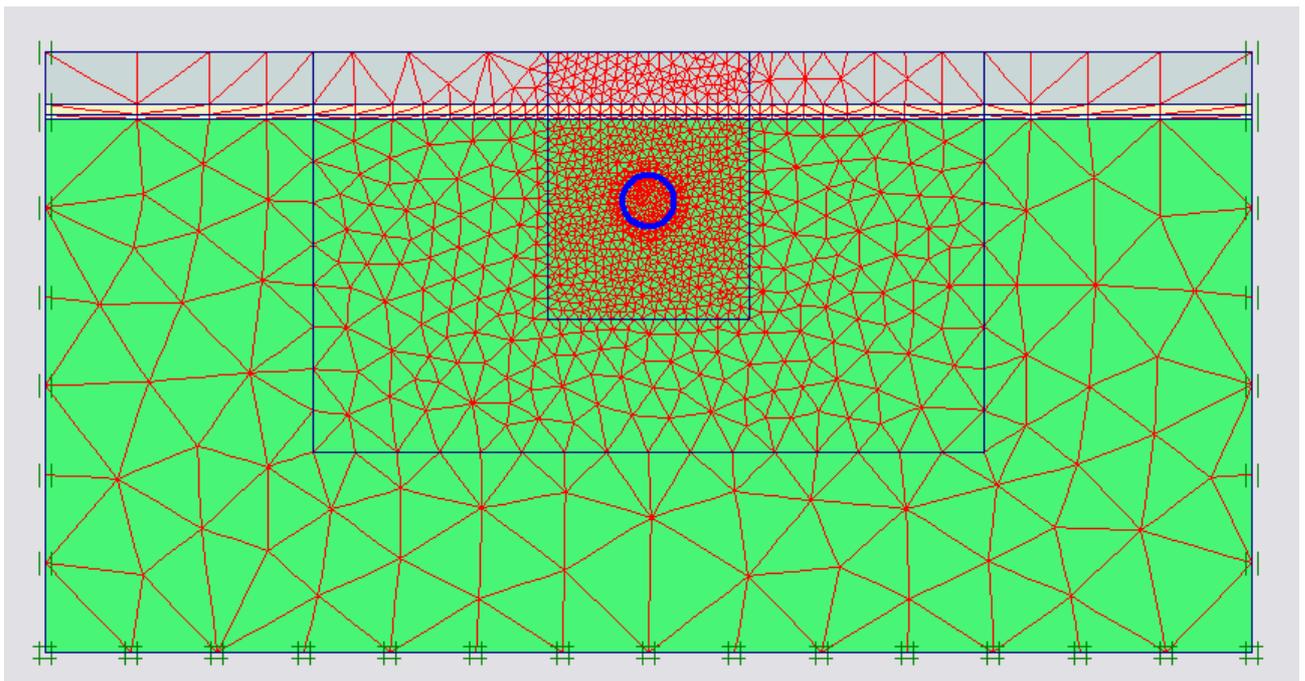


Annexe 10 : Modèle numérique Plaxis 2D de rétroanalyse de la section S43 Salin

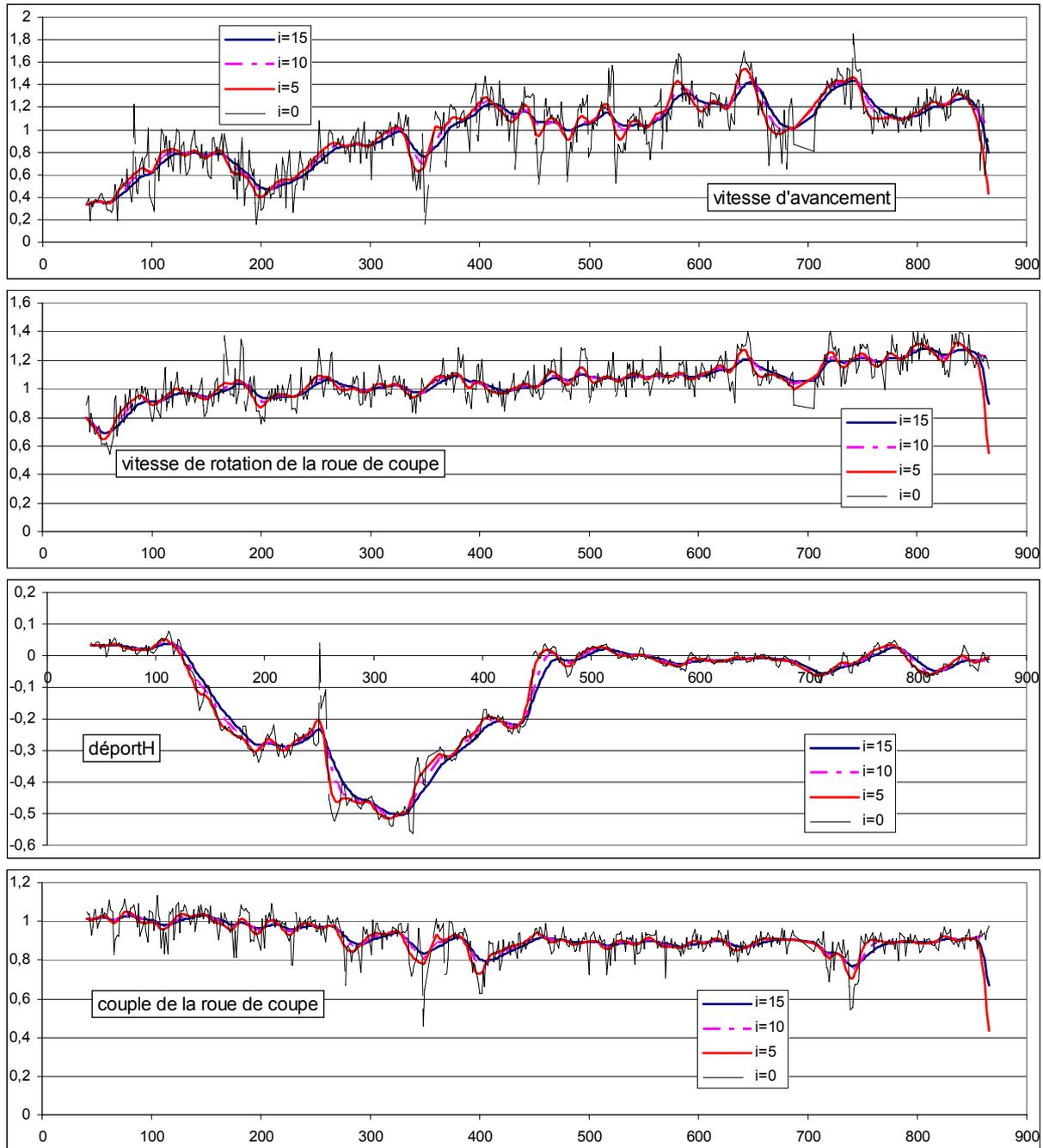
Vue du modèle 2D

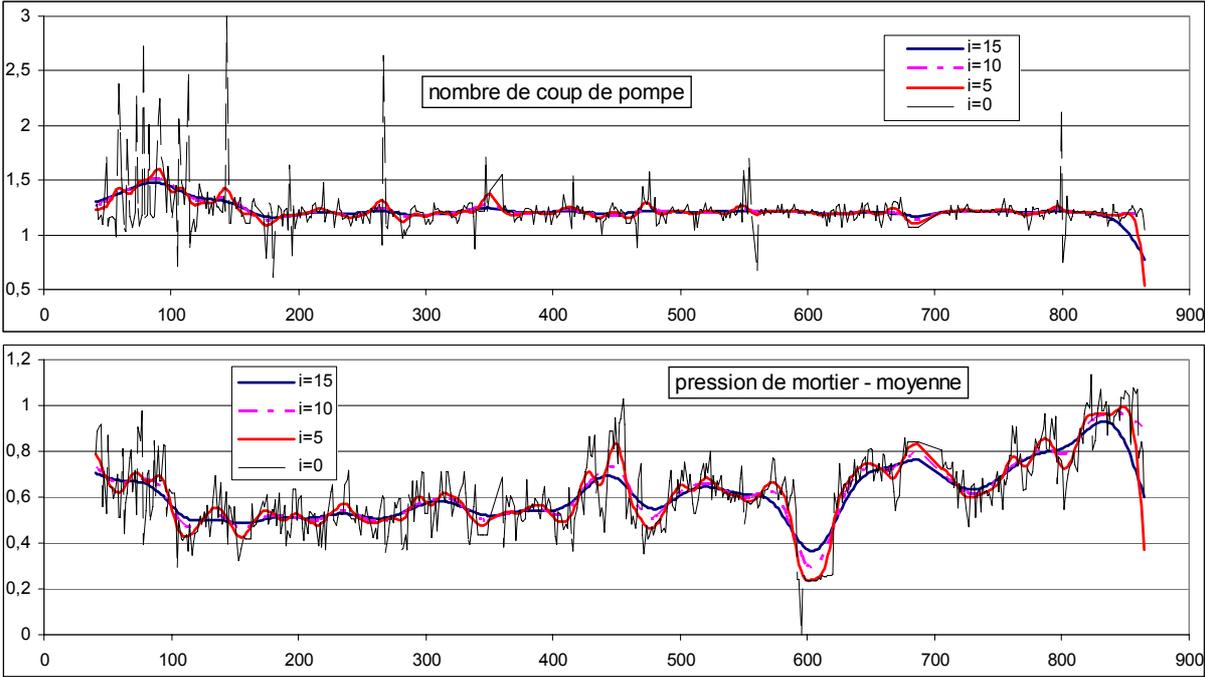


Maillage du modèle 2D



Annexe 11 : Influence du choix de la valeur i lors du calcul des moyennes mobiles





FOLIO ADMINISTRATIF

THESE SOUTENUE DEVANT L'INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUEES DE LYON

NOM : VANOUDEUSDEN
(avec précision du nom de jeune fille, le cas échéant)

DATE de SOUTENANCE : 13/12/2006

Prénoms : Emilie

TITRE : Impact de la construction de tunnels urbains sur les mouvements de sol et le bâti existant – Incidence du mode de pressurisation du front

NATURE : Doctorat

Numéro d'ordre : 2006-ISAL-00112

Ecole doctorale : MEGA (Mécanique, Energétique, Génie Civil, Acoustique)

Spécialité : Génie Civil

Cote B.I.U. - Lyon : T 50/210/19 / et bis CLASSE :

RESUME :

La nécessité d'étendre les réseaux souterrains est aujourd'hui une réalité pour de très nombreuses villes partout dans le monde. Les tunneliers à front pressurisé font partie de l'éventail des techniques d'excavation ; mais cette technique étant nouvelle, les moyens de calcul à disposition des bureaux d'études se révèlent relativement mal adaptés. Il est donc nécessaire, afin de mettre au point de nouveaux outils de dimensionnement, de réaliser au préalable des observations sur chantier.

Dans ce contexte, cette recherche a porté sur l'impact de la construction de tunnels en zone urbaine sur le sol et le bâti dans le cas des travaux réalisés au moyen de tunneliers à front pressurisé sur le chantier de la ligne B du métro de Toulouse. Ce chantier était particulièrement adapté à notre problématique puisque 3 techniques de confinement du front y ont été utilisées (pression d'air, de boue et de terre) dans un contexte géologique et géotechnique quasi-homogène sur les 13 km du tracé. Ainsi les observations permettent d'appréhender l'influence d'une excavation au tunnelier à front pressurisé et de comparer les différentes techniques de pressurisation.

L'instrumentation mise en place sur plusieurs sections spécifiques tout au long du tracé du tunnel a permis d'observer les mouvements du massif de sol avant, pendant et après le passage des tunneliers. Elle a ainsi mis en évidence un comportement atypique de la molasse toulousaine au creusement, comportement attribuable à l'état de contrainte initiale dans le terrain. Elle a aussi permis d'appréhender localement l'influence de la conduite du tunnelier sur les mouvements du sol.

Pour les techniques d'excavation à pression de terre et à pression de boue, la corrélation entre paramètres de fonctionnement des tunneliers et déplacements verticaux de surface a été étudiée plus en détail. Cette analyse conjointe a permis de mettre au point une méthodologie pour l'identification des paramètres les plus influents sur les mouvements pour chacune de ces méthodes.

MOTS-CLES :

Tunnelier à front pressurisé, mouvements du massif, instrumentation, paramètres d'excavation

Laboratoire (s) de recherche :

Laboratoire URGC (Unité de Recherche en Génie Civil) de l'INSA de Lyon, équipe Géotechnique

Directeur de thèse:

Professeur Richard KASTNER

Président de jury :

Composition du jury :

Jamie STANDING et Jean-Paul TISOT (Rapporteurs)

Jacques ROBERT et Isam SHAHROUR (Examineurs)

Richard KASTNER et Fabrice EMERIAULT (Directeurs de thèse)