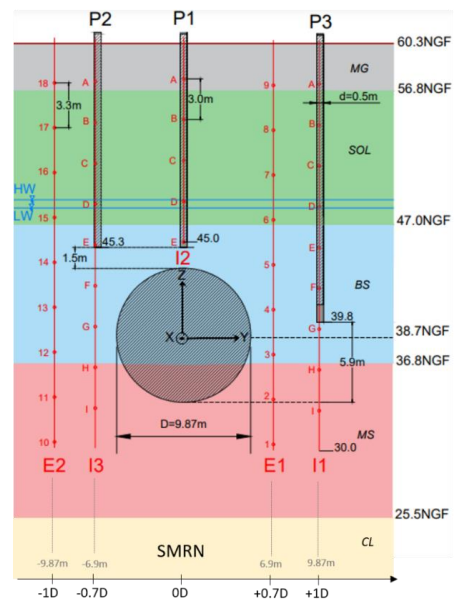
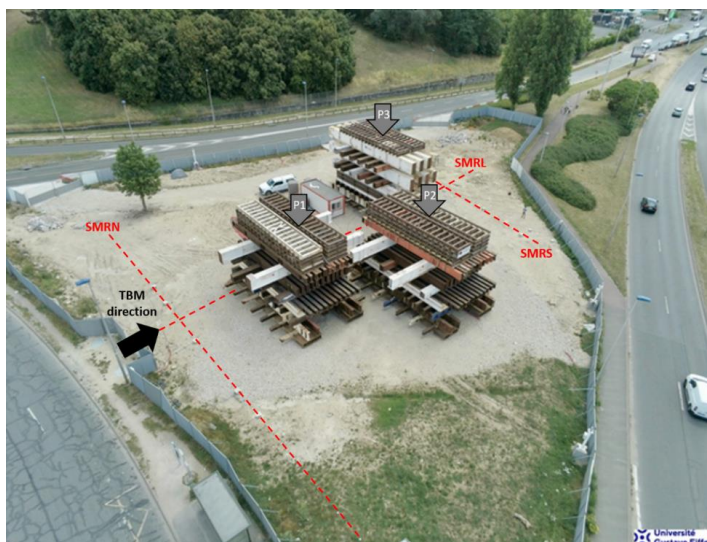


Impact du creusement au tunnelier sur des fondations profondes : principaux enseignements du projet de recherche TULIP

Partie I : expérimentation en vraie grandeur et exercice de prévision

Juillet 2023



Auteurs

Nicolas BERTHOZ (CETU), Emmanuel BOURGEOIS (Univ. Eiffel), Denis BRANQUE (ENTPE), Charles KREZIAK (SGP), Alain LE KOUBY (Univ. Eiffel), Agathe MICHALSKI (CETU/ENTPE), Wassim MOHAMAD (Univ. Eiffel), Laurent SOYEZ (SGP), Fabien SZYMKIEWICZ (Univ. Eiffel)

Remerciements

Fahd CUIRA & Martin CAHN (SETEC-Terrasol - CFMS), Laetitia PAVEL (Arcadis - CFMS), Didier SUBRIN (CETU - AFTES), Yi ZHANG & Pascal HAMET (Eiffage) sont remerciés pour leur lecture attentive et leurs commentaires constructifs sur ce document.

Historique des versions du document

Version	Date	Commentaires
A	11/10/2022	Version initiale
B	20/07/2023	Intégration des remarques des relecteurs externes

TABLE DES MATIÈRES

1	CONTEXTE ET OBJECTIFS	4
1.1	Enjeux pour les projets souterrains et bref état de l'art	4
1.2	Objectifs et contenu du projet TULIP	5
1.3	Objet du document	6
2	PRESENTATION DE L'EXPERIMENTATION EN VRAIE GRANDEUR	7
2.1	Localisation du site expérimental et contexte géotechnique	7
2.2	Géométrie et mode de réalisation des pieux	9
2.3	Instrumentation des pieux et du terrain	9
2.4	Caractéristiques du tunnelier	11
2.5	Réponse des pieux au chargement	13
3	RESULTATS EXPERIMENTAUX ISSUS DE L'ANALYSE DES DONNEES DE PILOTAGE DU TUNNELIER	15
3.1	Gradient vertical de pression frontale	15
3.2	Bilan des efforts exercés sur le tunnelier et sur le terrain	16
4	RESULTATS EXPERIMENTAUX RELATIFS A LA REPONSE DU TERRAIN LORS DU CREUSEMENT	19
4.1	Déplacements verticaux en surface	19
4.2	Déplacements verticaux en profondeur	21
4.3	Déplacements horizontaux transversaux	22
4.4	Synthèse de la cinématique	24
4.5	Variations de pressions interstitielles	25
5	RESULTATS EXPERIMENTAUX RELATIFS A LA REPONSE DES PIEUX LORS DU CREUSEMENT	28
5.1	Déplacements verticaux des pieux	28
5.2	Variations des efforts axiaux dans les pieux	29
5.3	Déplacements horizontaux des pieux et moments fléchissants	30
6	APPORTS DE L'EXERCICE DE PREVISION DE LA REPONSE D'UN PIEU LORS DU CREUSEMENT	33
6.1	Sujet de l'exercice	33
6.2	Hypothèses effectuées par les participants	34
6.3	Synthèse des résultats des participants	36
7	REFERENCES	39
7.1	Produits du projet de recherche TULIP	39
7.2	Autres références	40

1 CONTEXTE ET OBJECTIFS

1.1 Enjeux pour les projets souterrains et bref état de l'art

L'extension des villes et la demande croissante de mobilité, couplées à la volonté de limiter les impacts environnementaux, conduisent à une **utilisation de plus en plus fréquente du sous-sol pour le développement d'infrastructures souterraines**. Avec deux cents kilomètres de nouvelles lignes de métro automatique et la construction de soixante-huit nouvelles gares, le Grand Paris Express s'inscrit pleinement dans cette politique. Il représente aujourd'hui le plus grand projet de transport urbain souterrain en cours en Europe. Du point de vue de l'ingénieur, la construction de ce nouveau réseau présente de nombreux défis, en raison de la densité et de la sensibilité variables des structures avoisinantes en surface (bâtiments anciens en maçonnerie, immeubles de grande hauteur, etc.) et en sous-sol (lignes et stations de métro souterraines, réseaux d'assainissement, fondations profondes des bâtiments et des ouvrages d'art, etc.).

La géologie du sous-sol parisien est représentative d'un **bassin sédimentaire**. Elle est caractérisée par une succession régulière de différentes couches géologiques résultant de l'empilement de sédiments au cours du temps. A certains endroits, des mouvements tectoniques ont perturbé la stratification sub-horizontale naturelle. Du point de vue des conditions hydrogéologiques, la présence de couches argileuses de faible perméabilité, intercalées entre des couches de sol plus perméables, favorise la présence d'aquifères indépendants. L'exploitation historique du sous-sol parisien fait que l'on rencontre des structures anthropiques abandonnées (aqueducs, anciennes carrières, etc.).

Compte tenu de la nature des terrains et de la nécessité de préserver les avoisinants, le creusement de tunnels dans le sous-sol parisien oriente vers **l'utilisation de tunneliers à front pressurisé**. Dans de nombreux projets de tunnels parisiens, les deux méthodes de pressurisation du front les plus courantes – pression de terre (Earth Pressure Balanced Shield, EPBS) et pression de boue (Slurry Shield, SS) – sont utilisées, parfois avec une adaptation des procédés : conditionnement du terrain excavé pour la méthode EPBS, adaptation de la viscosité de la boue bentonitique pour la méthode SS.

La prévision de l'influence du creusement pressurisé des tunnels sur des pieux est un problème géotechnique assez délicat. Cela est lié tout d'abord à la difficulté d'estimation des déplacements induits par le tunnelier dans le terrain en raison du caractère tridimensionnel du problème, des multiples sources de déplacement autour de la machine, et des difficultés inhérentes au comportement mécanique des terrains (élasticité non linéaire, plasticité, pressions interstitielles, effet du temps, etc.). L'évaluation de l'impact du creusement sur des pieux ajoute des difficultés spécifiques liées à la définition des propriétés d'interface terrain / pieu et aux incertitudes qui souvent demeurent dans les projets quant à la géométrie exacte des pieux et à leur procédé constructif.

Plusieurs équipes de recherche ont à ce titre développé des expérimentations pour comprendre les phénomènes d'interaction tunnelier / terrain / pieu. Celles-ci peuvent être classées en deux catégories :

- des expérimentations en vraie grandeur : à Amsterdam (Kaalberg et al. 2005), Singapour (Pang et al., 2006), Londres (Standing & Selemetas, 2013) et Shanghai (Liu et al., 2014) ;
- des modèles physiques, centrifugés ou sous gravité : Loganathan et al. (2000), Jacobsz et al. (2004), Bel (2018), etc. ;

Ces expérimentations ont notamment permis de montrer que le tassement d'un pieu dépend de la position de sa pointe par rapport à l'axe du tunnel (notion de « zones d'influence » correspondant à différentes zones de tassements différentiels terrain / pieu lors du passage du tunnelier). Sans couvrir une large gamme de configurations, les essais en laboratoire réalisés par Bel (2018) ont montré l'influence prépondérante des pressions exercées par le tunnelier sur la réponse des pieux, et les essais in situ de Standing & Selemetas (2013) ont montré l'importance du rapport « effort de pointe / frottement latéral » sur la réponse des pieux.

Quelques manques sont toutefois à souligner : (i) la plupart des modélisations physiques en laboratoire réduisent le processus de creusement à une simple perte de volume en paroi, (ii) très peu de données sont issues d'expérimentation en vraies grandeur, avec en particulier très peu d'instrumentation dans la profondeur des pieux et du terrain, et des incertitudes importantes quant aux caractéristiques mécaniques des terrains et aux conditions de pilotage des tunneliers.

Sur la base ou en parallèle des expérimentations, des approches théoriques ont été développées, permettant de construire des outils pour prévoir les effets du creusement. Deux catégories peuvent être distinguées :

- des approches analytiques : Chen et al. (1999), Basile (2014), Franza et al. (2017), Zhang et al. (2018), etc. ;
- des modélisations numériques (Cf. ci-après).

La littérature consacrée à l'estimation des déplacements induits par le creusement au tunnelier « en champ libre » (sans pieux) est riche via des modélisations numériques bidimensionnelles et tridimensionnelles. Plusieurs approches sont possibles pour tenir compte des différents types de pertes de volume autour du tunnelier dans les approches bidimensionnelles : les méthodes dites « à rigidité variable » (Swoboda, 1979 ; Karakus *et al.*, 2007 ; etc.), les méthodes dites « du gap » (Rowe *et al.*, 1983 ; Vermeer & Brinkgreve, 1993 ; etc.) et les méthodes « à pressions imposées » (Finno & Clough, 1985 ; Berthoz *et al.*, 2020 ; etc.). Dans les approches tridimensionnelles, les différents chargements régnant autour du tunnelier sont imposés et la progression du tunnelier est modélisée par la succession d'étapes discrètes (Swoboda & Abu-Krishna, 1999 ; Mroueh & Shahrour, 2008 ; Dias & Kastner, 2013 ; etc.) ou, plus rarement, via un avancement pseudo-continu du tunnelier (Komiya *et al.*, 1999 ; Meschke *et al.*, 2011 ; etc.). Des précisions relatives aux différents chargements imposés dans chacun de ces modèles peuvent être trouvées dans El Jirari (2021). Il est difficile de juger de l'influence de chaque paramètre des différents modèles sans confrontation dans un cadre élargi. En conséquence, il n'existe à ce jour pas de consensus quant aux hypothèses à privilégier, et par conséquent pas de guide technique, recommandation ou norme de conception spécifiant quel type de modèle privilégier pour un niveau d'étude donné.

Un ou plusieurs pieux ont été ajoutés dans certains des modèles numériques tridimensionnels précédemment cités, afin d'étudier l'impact du creusement au tunnelier sur une fondation profonde. Ces modèles sont peu nombreux dans la littérature scientifique et pas confrontés à des données in-situ. Citons : Jongpradist *et al.*, 2013 ; Meschke *et al.*, 2013 ; Soomro *et al.*, 2015 ; Hong *et al.*, 2015 et Nematollahi & Dias (2019).

La complexité et les temps de calcul importants inhérents à ces approches 3D ont limité leur transposition vers l'ingénierie. En conséquence, dans le cadre des projets, les approches simplifiées 2D sont encore souvent utilisées.

Compte-tenu des points précédents, une optimisation des projets reste possible à travers une meilleure évaluation des contraintes techniques et de la provision financière associée aux dommages qui pourraient être générés par le creusement (AFTES GT16, 2018).

1.2 Objectifs et contenu du projet TULIP

C'est dans ce contexte que le **projet de recherche TULIP** (TUnneliers et Limitation des Impacts sur des Pieux) a été conçu et financé par la Société du Grand Paris (SGP), le Centre d'Etudes des Tunneliers (CETU), l'Ecole Nationale des Travaux Publics (ENTPE) et l'Université Gustave Eiffel (Univ. Eiffel), avec les trois objectifs scientifiques et opérationnels suivants :

- améliorer la compréhension des phénomènes d'interaction tunnelier / terrain / pieux à partir d'observations expérimentales,
- développer un procédé de modélisation avancée capable de reproduire fidèlement la phénoménologie observée (effets 3D, interfaces, etc.),
- proposer des outils simplifiés d'aide à la décision (modèle numérique 2D, abaques, etc.).

Le cœur de ce projet de recherche est en effet une expérimentation en vraie grandeur réalisée sur la ligne 16 du Grand Paris Express. Trois pieux de 500 mm de diamètre et de longueur comprise entre 15 et 21 m ont été spécialement construits, instrumentés et chargés dans la zone d'influence d'un des tunneliers du projet. Une instrumentation détaillée du terrain (inclinomètres, extensomètres, cibles topographiques) a également été mise en place, et les données de pilotage du tunnelier au cours du franchissement, en juillet 2020, ont été recueillies et analysées.

Cette expérimentation a été permise grâce à l'appui des acteurs de la ligne 16 du Grand Paris Express, en particulier : Egis Rail (Maître d'œuvre du projet), Eiffage Génie Civil (Entreprise titulaire du marché de

travaux de génie civil), Solétanche Bachy Fondations Spéciales (Entreprise en charge de la réalisation des trois pieux de l'expérimentation) et Socotec-Cementys (Entreprise en charge d'une partie de l'instrumentation).

Deux thèses de doctorat s'inscrivent directement dans le cadre de ce projet de recherche, celle de Wassim Mohamad dirigée par l'Université Gustave Eiffel (2019-2022), et celle d'Agathe Michalski dirigée par le CETU et l'ENTPE (2019-2023).

Les partenaires du projet TULIP ont également souhaité organiser **un exercice de prévision de l'impact du tunnelier sur un des pieux** de cette expérimentation, afin de mobiliser la profession autour de cette problématique et de confronter les différentes pratiques. Cet exercice, réalisé pendant l'année 2021, a été un succès : dix-neuf entreprises, bureaux d'études, concepteurs de logiciels de calcul géotechnique et universitaires ont participé.

1.3 Objet du document

Ce rapport s'adresse principalement aux maîtres d'œuvres et entreprises, en dressant la **synthèse des principaux enseignements issus des cinq années (2018-2022) du projet de recherche TULIP**. Il a été délibérément fait le choix que ce document conserve un volume limité pour insister sur les conclusions. Le lecteur peut trouver des **éléments d'informations complémentaires** quant aux développements détaillés dans les mémoires de thèse et les publications scientifiques listées **au paragraphe §7.1**.

Les quatre premières parties de ce rapport sont consacrées aux résultats issus de l'expérimentation en vraie grandeur menée sur la ligne 16. Ses caractéristiques principales (géométrie, modèle géotechnique, instrumentation, etc.) sont tout d'abord données. Quelques conclusions issues de l'analyse des paramètres de pilotage et de contrôle du tunnelier sont ensuite présentées en ce qui concerne le gradient vertical de pression dans la chambre d'abattage et le bilan des efforts exercés sur le tunnelier et sur le terrain. Les résultats relatifs à la réponse du terrain « en champ libre » lors du passage du tunnelier (déplacements en surface, déplacements internes dans le terrain, pressions interstitielles) sont ensuite présentés, puis mis en lien avec la réponse des pieux (déplacements verticaux des pieux, variations d'efforts axiaux, déplacements horizontaux et moments fléchissants).

Les parties suivantes correspondent à des résultats issus de modélisations numériques. En premier lieu, les conclusions obtenues lors de l'exercice de prévision précédemment cité sont synthétisées puis les conclusions issues des modèles numériques réalisées par les deux doctorants du projet TULIP sont détaillées.

Chacun des chapitres du présent document se conclut par un encart « Points essentiels et de vigilance » résumant l'idée centrale issue de ce chapitre vis-à-vis d'une estimation du creusement au tunnelier sur des fondations profondes dans le cadre des projets.

AVERTISSEMENT :

Les éléments décrits dans cette note sont issus des réflexions menées dans le cadre du projet TULIP. Les résultats expérimentaux correspondent à une situation particulière (contexte géotechnique donné, conditions de pilotage du tunnelier fixées, pieux élançés ($L / B > 30$), etc.). Une comparaison avec les données de la littérature (expérimentation en vraie grandeur à Londres, modélisations physiques sur modèles réduits, etc.) a été effectuée lorsque cela était possible et une attention particulière a été portée à ne pas trop généraliser les conclusions obtenues. **Les membres du projet de recherche incitent le lecteur à conserver cette idée en tête pour ne pas extrapoler à outrance les conclusions obtenues.**

2 PRESENTATION DE L'EXPERIMENTATION EN VRAIE GRANDEUR

2.1 Localisation du site expérimental et contexte géotechnique

L'expérimentation s'est déroulée au sein de la ligne 16 du Grand Paris Express, le long du boulevard Georges Braque à Aulnay-sous-Bois, sur l'une des branches d'un rond-point (photographie en couverture), à environ 500 m du puits de départ du tunnelier « Armelle ». Le tunnel a un diamètre intérieur de 8,70 m (diamètre excavé $D = 9,87$ m) et la profondeur de l'axe est d'environ 21 m. Le site expérimental est entouré par des routes, **sans présence d'autres constructions avoisinantes dans la zone d'influence géotechnique du tunnel.**

La stratigraphie du site (Figure 1), déduite de l'ensemble des études géologiques réalisées dans le secteur étudié, révèle des formations subhorizontales. Par conséquent, **la coupe géologique proposée est représentative de l'ensemble du site expérimental**, avec, de haut en bas : 3,5 m de remblais (R) recouvrant environ 9,8 m de calcaire marneux beige tendre (Calcaires de Saint-Ouen - CSO), puis 10,2 m de sables fins argileux beige à verdâtre (Sables de Beauchamp - SB), qui recouvrent à leur tour une couche de 11,3 m de calcaires marneux blanchâtres indurés et fragmentés (Marnes et Caillasses - MC). L'ensemble de ces terrains présente un comportement de type sol. En dessous se trouve une couche de Calcaire Grossier (CG), qui peut être considérée au droit du site comme un substratum indéformable compte tenu de son niveau faible de fracturation et d'altération lui donnant des caractéristiques mécaniques bien supérieures à celles des terrains sus-jacents.

D'après les niveaux d'eau mesurés régulièrement depuis 2017 à proximité du site expérimental, un seul aquifère peut être considéré dont le niveau de nappe est apparu stable, entre 48,2 NGF (basses eaux BE sur la Figure 1) et 48,8 NGF (hautes eaux HE). Les coefficients de perméabilité horizontale sont de l'ordre de 10^{-5} à 10^{-4} m/s dans tous les faciès et les coefficients de perméabilité verticale sont environ dix fois plus faibles.

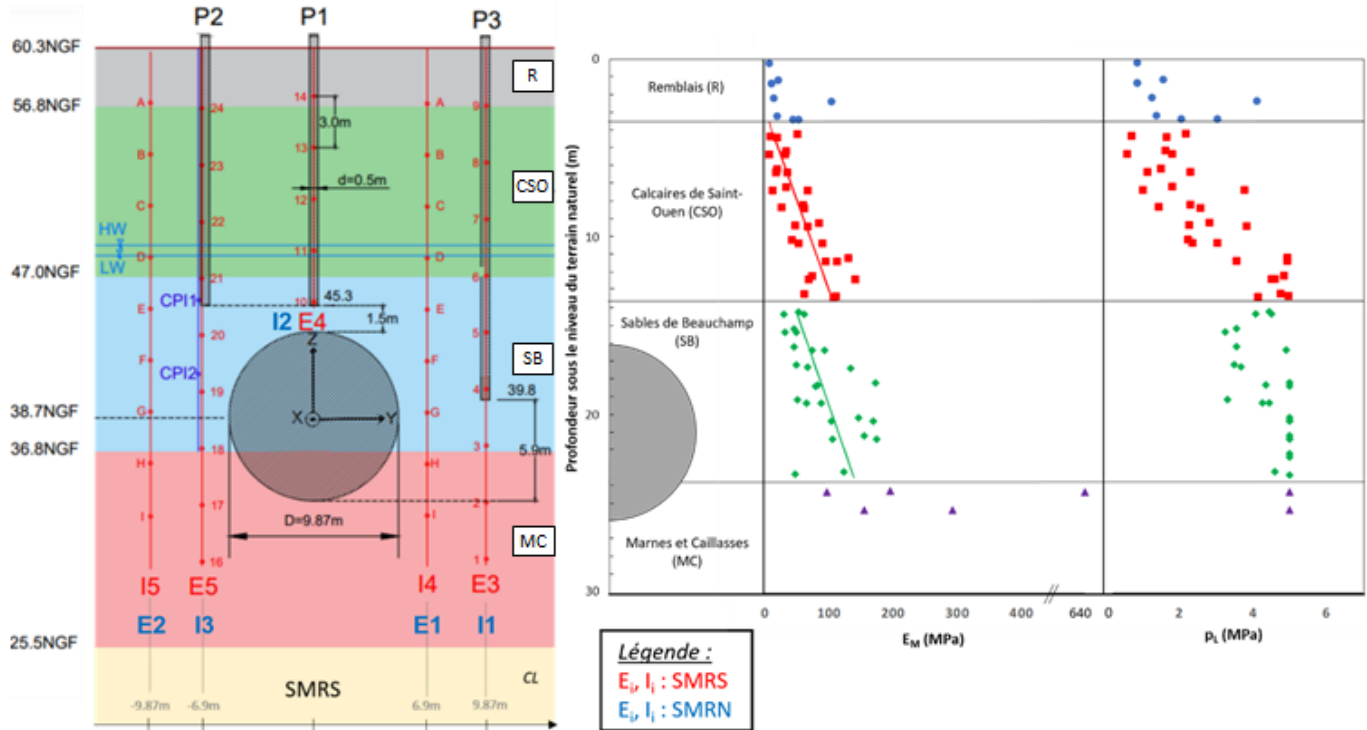


Figure 1 : Coupe transversale du site expérimental, synthèse de l'ensemble des caractéristiques mécaniques pressiométriques mesurées sur le site.

Trois sondages pressiométriques ont également été réalisés sur le site expérimental, à l'emplacement des pieux avant leur installation. Les valeurs du module pressiométrique E_M et de la pression limite p_l déduites de ces essais sont synthétisées en Figure 1. Les moyennes arithmétiques (E_{M-a}), géométriques (E_{M-g}) et harmoniques (E_{M-h}) des mesures par formation sont données dans le Tableau 1. **Une augmentation des modules pressiométriques avec la profondeur (ΔE_{M-z}) est clairement observée dans les Calcaires de Saint-Ouen et dans les Sables de Beauchamp.** Elle est de l'ordre de +10 MPa/m. Par ailleurs, le rapport entre les modules pressiométriques E_M et les pressions limites pressiométriques p_l est compris entre 10 et 30 pour tous les essais réalisés. Cela indique des terrains surconsolidés très denses (AFNOR NFP94-261, 2013).

Le Tableau 1 donne pour chaque couche de terrain les fourchettes des différents paramètres géotechniques déduits des essais œdométriques et triaxiaux réalisés en laboratoire sur les échantillons prélevés lors du carottage SC1 (réalisé spécifiquement pour l'expérimentation à proximité du pieu P3). Ces résultats ont également été confirmés par les données du mémoire de synthèse géotechnique de la ligne 16. Pour chaque paramètre, une échelle de couleur donne une appréciation qualitative de l'incertitude associée : [vert - caractères normaux = faible incertitude], [jaune - caractères italiques = incertitude modérée], [orange - caractères gras = forte incertitude].

Les résultats obtenus en laboratoire sont assez dispersés, mais certains points méritent d'être mentionnés. D'une part, les essais œdométriques ont confirmé le **caractère fortement surconsolidé des Calcaires de Saint-Ouen ($OCR \approx 4$)**. D'autre part, les modules sécants à 50% de la contrainte déviatorique ultime (E_{50}) mesurés à l'appareil triaxial sont trop peu nombreux (incertitude élevée) pour évaluer leur évolution avec la pression de confinement (σ'_3) au cours des différents essais. Dans le même temps, les essais triaxiaux réalisés avec un cycle de déchargement / rechargement confirment les résultats typiquement observés, avec des **modules E_{ur} de déchargement / rechargement environ trois fois plus importants que les modules E_{50} de premier chargement**. Enfin, il existe une **incertitude modérée concernant la résistance au cisaillement drainé de ces différents sols**. Celle-ci s'exprime sous la forme d'enveloppes des résultats dans le plan de Mohr obtenus en termes de cohésion effective (c') et d'angle de frottement interne (ϕ').

Tableau 1 : Synthèse des principales caractéristiques mécaniques mesurées.

		Remblais (R)	Calcaires Saint-Ouen (CSO)	Sables de Beauchamp (SB)	Marnes et Caillasses (MC)
Cote NGF toit formation		60.3	56.8	47	36.8
Hydro	Cote NGF toit nappe	48.2 à 48.8			
	k_r (m/s)	-	10^{-6} à 10^{-4}	10^{-6} à 10^{-5}	10^{-6} à 10^{-5}
	k_h (m/s)	-	10^{-5} à 10^{-3}	10^{-5} à 10^{-4}	10^{-5} à 10^{-4}
γ (kN/m ³)		19	18	21	20
Pressiométriques	E_{M-a} (MPa)	34	60	126	263
	ΔE_{M-z} (MPa/m)	-	10	28	-
	E_{M-g} (MPa)	24	44	92	220
	E_{M-h} (MPa)	18	34	75	187
	p_{l-a} (MPa)	1.9	2.8	3.8	>5
Oed	C_c (-)	0.138	0.291	0.069	0.1585
	C_s (-)	0.010	0.036	0.009	0.0195
	σ'_p (kPa)	90	530 à 550	200 à 508	48 à 580
Triaxiaux	E_{50-ref} (MPa)	20	40 à 60	18 à 180	40 à 360
	E_{ur-ref} / E_{50-ref}	2.5	2.5 à 4	2.5 à 3	3
	Evolution avec la profondeur ou σ_3	Pas d'information	Pas d'information	$E_{oed} = 43(\sigma_{zz})^{0.205}$ à $61(\sigma_{zz})^{0.414}$	Pas d'information
	ν (-)	0.3	0.3	0.37	0.3
	$[c' \text{ (kPa)}, \phi' \text{ (°)}]$	[0 ; 28]	[10 ; 33] à [30 ; 42]	[10 ; 33] à [0 ; 41]	[190 ; 27] à [15 ; 38]
	Ψ (°)	-	-	3	-

2.2 Géométrie et mode de réalisation des pieux

Trois pieux en béton armé, avec un **diamètre extérieur B de 500 mm** et une cage comprenant huit barres HA20, ont été réalisés. P1 et P2 ont une longueur L de 15,8 m et P3 une longueur de 20,9 m. Ces pieux sont fortement élancés : $33 < L/B < 42$. Leur souplesse par rapport au terrain est appréciée grâce aux rapports L/L_t où L_t est leur longueur « de transfert » ou longueur « critique » :

- Sous chargement transversal : $L_{t-transv} = \sqrt[4]{4 \cdot E_{pieu} \cdot I_{pieu} / K_{sol}}$ (Frank, 1999), soit 1 à 2 m ici, en considérant un module d'Young des pieux $E_{pieu} = 46 \text{ GPa}$, un coefficient de réaction du terrain K_{sol} de l'ordre de 3 à $5 \cdot E_M$, où E_M est le module pressiométrique du terrain, de l'ordre de 40 à 100 MPa ;
- Sous chargement axial : $L_{t-axiale} = \sqrt{E_{pieu} \cdot A_{pieu} / E_{sol}}$ (Bustamante et al., 1991), soit 10 à 15 m ici, en considérant un module $E_{sol} \approx E_M$.

Ainsi, les pieux considérés sont souples à très souples dans la direction transversale ($7 < L/L_{t-transv} < 20$) et modérément souples dans la direction axiale ($1 < L/L_t < 2$). Cela conduira à peu mobiliser leur pointe sous chargement axial, et à peu de moments de flexion sous sollicitation transversale.

Leurs pointes sont situées à 0,15 D au-dessus de la clé du tunnel pour P1 et P2, et presque à la profondeur de l'axe du tunnel pour P3 (Figure 1). La distance transversale entre l'axe de chaque pieu et l'axe du tunnel est différente : 0 pour le pieu P1, 0,7D pour le pieu P2, et 1,0D pour le pieu P3. Ces longueurs et positions transversales de pieu ont été choisies de manière à ce que les **pieux appartiennent à différentes « zones d'influence »** identifiées dans la littérature (Jacobsz et al. (2004), Selemetas (2005), Kaalberg et al. (2005), etc.). Longitudinalement, les pieux sont distants de 1,0D (environ 10 m) afin d'éviter toute interaction entre eux.

Les propriétés du calcaire de Saint-Ouen (CSO) ont permis le phasage de construction suivant pour les pieux P1 et P2, plus courts : forage, descente de la cage d'armature, puis bétonnage. Il s'agit de pieux de type "**foré simple**". Pour le pieu le plus long P3 qui s'enfonce plus profondément dans les Sables de Beauchamp (BS), le phasage de construction a été le suivant : forage, injection de béton par le puits de la tarière, puis enfoncement de la cage d'armature dans le béton frais. Il s'agit d'un **pieu de type "tarière creuse"**.

Les pieux ont été chargés à l'aide de vérins hydrauliques en appui sur des massifs poids de réaction constitués de poutres en acier (Cf. §2.5).

Des essais de contrôle de la bonne réalisation des pieux ont été effectués (par impédance avant passage du tunnelier, puis grâce à un carottage dans l'axe du pieu P3 après passage du tunnelier) et ont conforté les longueurs des pieux.

2.3 Instrumentation des pieux et du terrain

Une instrumentation renforcée des pieux et du terrain a été mise en place. L'instrumentation de terrain (vue en plan en Figure 2, et en vue en coupe en Figure 1) comprenait des mesures des déplacements en surface et sous la surface dans les directions longitudinale (u_x), transversale (u_y) et verticale (u_z) par rapport à la direction du tunnel, ainsi que des pressions d'eau interstitielle à deux profondeurs dans la couche des Sables de Beauchamp (Figure 1).

En surface, **cinquante-quatre cibles topographiques**, espacées de 2 m et positionnées le long de trois lignes de mesure, ont été suivies. Deux de ces lignes étaient positionnées perpendiculairement à l'axe du tunnel : la première (SMRN) était située 10 m ($\approx 1D$) avant le pieu P1 du côté Nord, la seconde (SMRS) est située 10 m après le pieu P3 du côté Sud. L'extension transversale des lignes SMRN et SMRS, de part et d'autre de l'axe du tunnel, était d'environ 20 m ($\approx 2D$), permettant de mesurer la majorité des tassements induits par l'excavation. La troisième ligne (SMRL) était positionnée dans le sens longitudinal, au-dessus de l'axe du tunnel, entre les deux lignes de mesure transversales. Ces cibles ont été surveillées par trois stations de mesure de haute précision, nommées T1, T2 et T3 sur la Figure 1. Cet ensemble de trois stations était nécessaire pour surveiller toutes les cibles, dont certaines étaient cachées par les trois massifs de réaction utilisés pour le chargement des pieux. Cette configuration a permis de vérifier la reproductibilité des mesures pour certaines cibles surveillées par deux stations

différentes. Les stations ont une précision de visée angulaire de 1 seconde d'arc. En tenant compte des distances de visée et des conditions météorologiques locales, les mesures successives ont montré que la précision des mesures est de l'ordre de $\pm 0,2$ mm. Comme les stations ont été placées dans la zone d'influence géotechnique du tunnel, quelques cibles de "référence" (hors de la zone d'influence géotechnique) ont été mesurées à chaque cycle de mesure pour recalibrer le déplacement propre des stations, qui a par ailleurs été corrigé en fonction des conditions atmosphériques (pression, température et humidité de l'air).

En ce qui concerne les déplacements en souterrain, les déplacements verticaux (u_z) du terrain ont été mesurés à l'aide de **cinq extensomètres multipoints** (Figure 1). Les extensomètres étaient situés dans les sections de mesure nord (SMRN) et sud (SMRS) et étaient répartis transversalement de sorte qu'un extensomètre se trouvait à la même distance transversale que chaque pieu (par exemple, E5 était situé à la même distance de l'axe du tunnel que la pile P2, à savoir $0,7D$). Les extensomètres comportent neuf ancrages espacés de 3,3 m (figure 4). Le déplacement relatif de chaque ancre par rapport à la tête de chaque extensomètre a été mesuré avec une précision de $\pm 0,1$ mm. Les déplacements de la tête des extensomètres ont été suivis par les stations totales. Les déplacements absolus des ancres ont ainsi pu être déduits, avec une précision de $\pm 0,3$ mm. Tous les extensomètres (à l'exception de E4) étaient également suffisamment profonds (30 m) pour être ancrés fermement dans les Marnes et Caillasses (MS). Les mesures expérimentales ont confirmé que le déplacement de la base de ces extensomètres est pratiquement nul.

Les déplacements horizontaux du terrain sous la surface dans la direction longitudinale (u_x) et transversale (u_y) ont été mesurés avec **cinq inclinomètres automatiques** (I1 à I5) placés aux mêmes distances transversales que les extensomètres. Chaque tube inclinométrique comprenait une chaîne de neuf capteurs (espacés de 3 m) dont la rotation par rapport à la direction verticale était mesurée au cours du temps. La précision angulaire des mesures pour chaque capteur était égale à $0,5^\circ$. Les déplacements horizontaux ont été déduits des variations angulaires par intégration en considérant un point de déplacement connu. Pour les inclinomètres profonds (I1, I3, I4, I5), le déplacement de la base de l'inclinomètre a pu être considéré comme nul en raison de la rigidité des Marnes et Caillasses (MS).

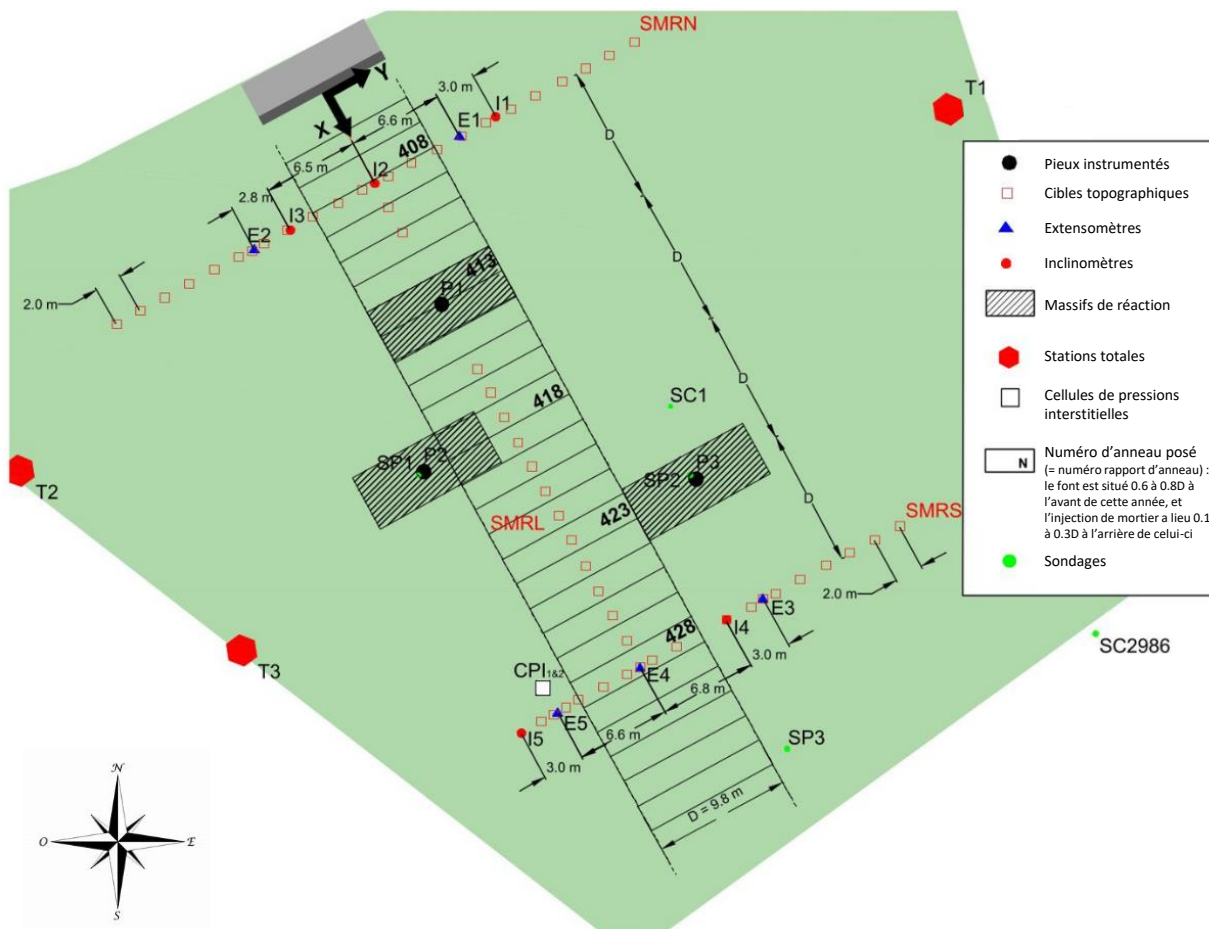


Figure 2 : Vue en plan de l'instrumentation du terrain.

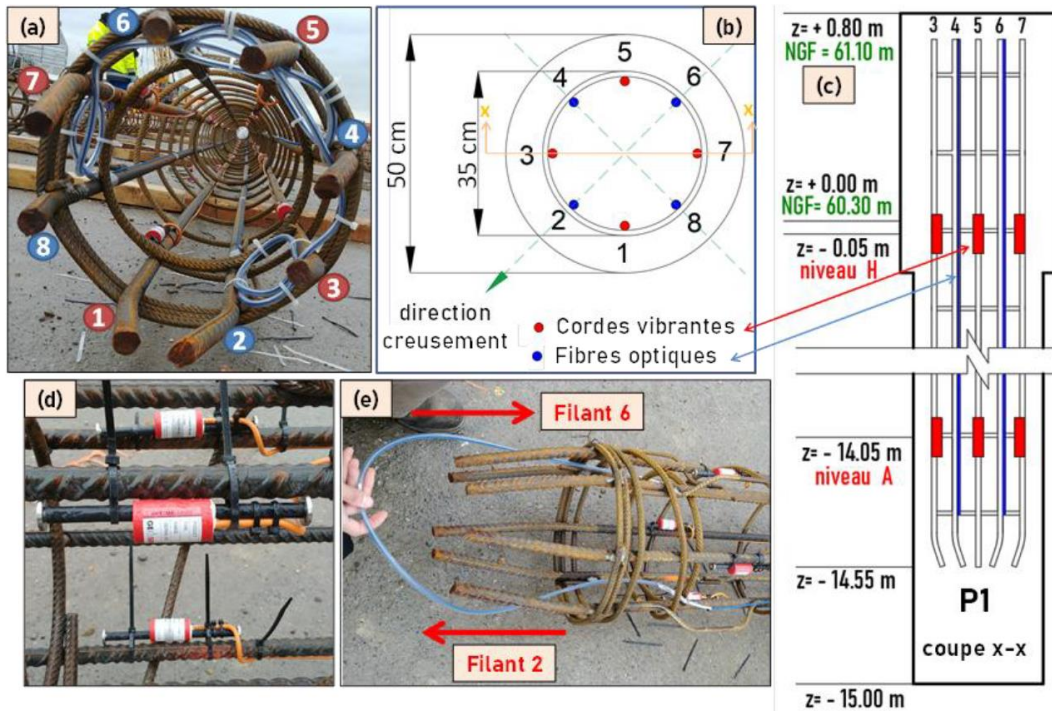


Figure 3 : Instrumentation des pieux.

Les pieux ont été instrumentés par des cordes vibrantes et des fibres optiques de type monomode « single mode fiber SMF » avec rétrodiffusion Brillouin (Figure 3a). Chaque pieu **comportait huit filants d'acier numérotés de 1 à 8 : les cordes ont été installées sur les filants impairs et les fibres sur les filants pairs** (Figure 3b). Les cordes couvraient presque la totalité de la cage d'armature (Figure 3c) avec un espacement de 2 m pour P1 et P2 et 3 m pour P3. Elles étaient fixées sur les filants par des colliers de serrage (Figure 3d) et les fibres par des rubans adhésifs. Chaque pieu comportait deux fibres formant un « U » sur les filants 2-6 et 4-8, avec un tube de protection à mi-longueur au fond du pieu (Figure 3e).

Chaque corde vibrante a été branchée indépendamment à la centrale d'acquisition par un multiplexeur, tandis que les fibres ont été branchées en série à la centrale optique en utilisant des câbles de liaison optique. La lumière émise par la centrale optique traverse dans l'ordre P1, P2 puis P3 et on obtient pour chaque pieu un profil de déformation le long de chacun des quatre filants pairs où sont installées les fibres.

2.4 Caractéristiques du tunnelier

Le tunnelier ayant franchi l'expérimentation est un **tunnelier à pression de terre** (TBM6 des travaux de la ligne 16). Sa roue de coupe de 9,87 m de diamètre était équipée de vingt-six molettes à double disque de 18 pouces et de deux cents couteaux. Son taux d'ouverture était d'environ 30%. Le bouclier était composé de trois cylindres de diamètre décroissant (Figure 4a) : le bouclier avant (9,83 m de diamètre et 3,5 m de long), le bouclier central (9,815 m de diamètre et 3,5 m de long) et la queue du bouclier (9,80 m de diamètre et 4,0 m de long). La différence de diamètre entre la roue de coupe et la queue de bouclier du tunnelier était donc égale à 70 mm, pour une longueur totale de bouclier de 11 m.

Les anneaux universels de revêtement assemblés dans la queue de bouclier étaient composés de sept voussoirs préfabriqués (six voussoirs et une clé) de 40 cm d'épaisseur et de 2 m de long. Les voussoirs ont été réalisés en béton armé, classe C40/50 avec un taux d'armatures d'environ 85 kg/m³. Compte tenu du diamètre intérieur du revêtement (8,70 m) et de son épaisseur (0,4 m), un vide annulaire théorique de 11,3 m³ par voussoir existait entre l'extrados des voussoirs et le terrain (environ 18,5 cm sans convergence du terrain). Ce vide a été comblé pendant la progression du tunnelier par l'injection d'un mortier de bourrage semi-actif à l'aide de quatre buses d'injection. Celles-ci étaient situées à la sortie de la queue du bouclier, à ±30° et ±50° de part et d'autre de la clé de voûte du tunnel (repérées A1 à A4 sur la Figure 4a-4b). Lors du creusement, le pilote du tunnelier respectait une pression de consigne pour cette injection, et s'assurait que le volume injecté était proche du volume théorique du vide annulaire. De

plus, le tunnelier était équipé pour permettre l'injection de bentonite en différents points du bouclier afin de limiter les pertes de volume autour de la machine. Cependant, cette fonctionnalité n'a pas été utilisée lors de la traversée du site expérimental TULIP en l'absence d'avoisnants à proximité.

L'instrumentation du TBM6 était relativement standard. Elle comprenait notamment des mesures du couple sur la roue de coupe, des forces de poussée pour chaque groupe de vérins, de la force de poussée transitant par l'arbre de la roue de coupe, des volumes et des pressions d'injection de mortier, et du poids des matériaux excavés sur le convoyeur à bande. Pour mesurer la pression dans la chambre d'abattage, le tunnelier était équipé de douze capteurs de contraintes totales répartis régulièrement à différentes hauteurs sur les parois de la chambre (Figure 4c).

Pour chaque anneau, toutes ces mesures embarquées ont été acquises avec une période de 10 s et enregistrées dans les « rapports d'anneaux ». A noter que le rapport de l'anneau N correspond à la pose de l'anneau N. Cette phase de pose est précédée d'une phase d'excavation pendant laquelle le bouclier avance de 2 m dans le terrain, ce qui correspond à l'excavation de l'emplacement du futur anneau N+4 (Figure 4a). Pendant cette phase d'excavation, le mortier est injecté à la sortie de la queue du bouclier, c'est-à-dire entre les milieux des anneaux N-1 et N-2.

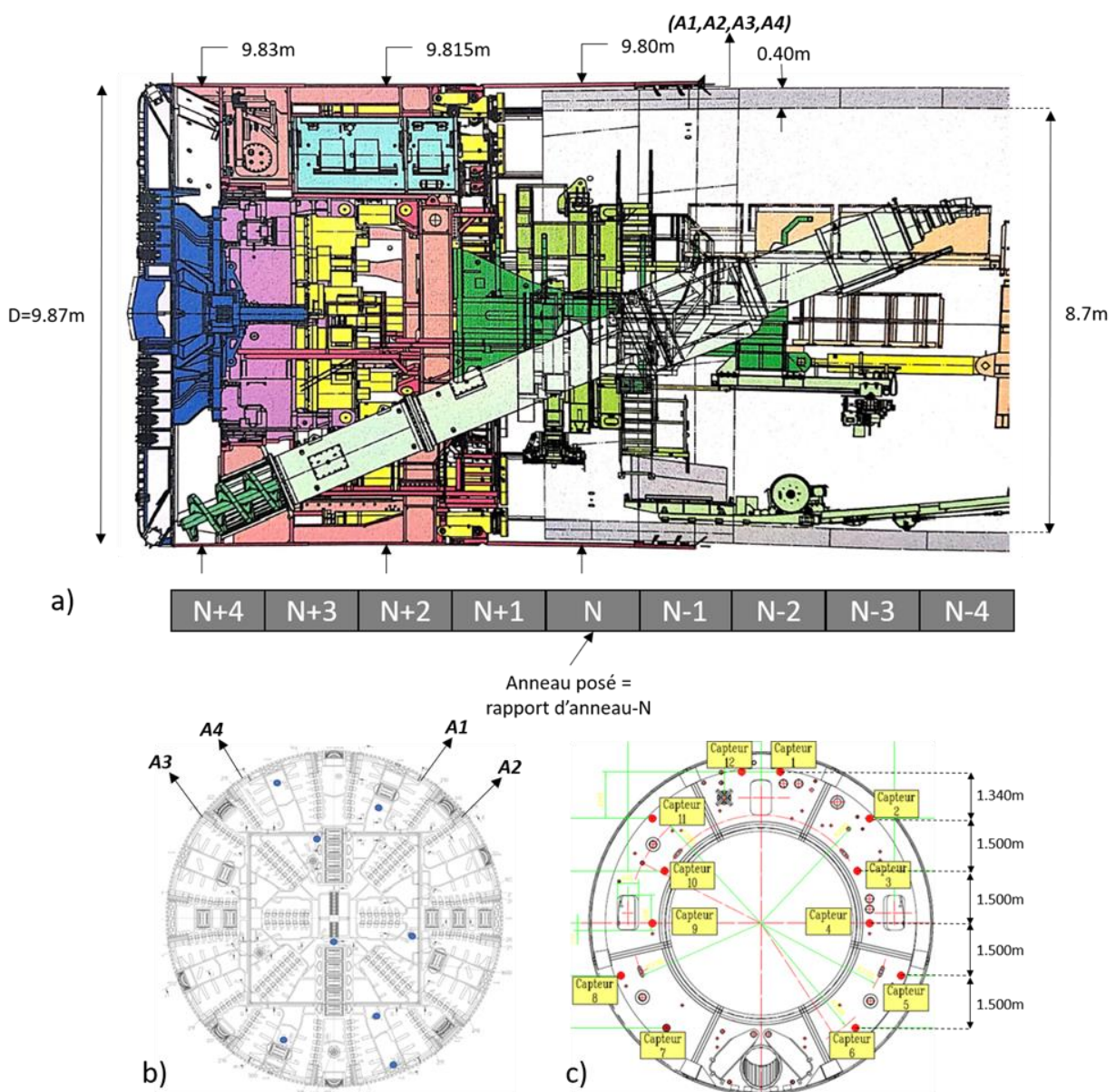


Figure 4 : (a) Géométrie générale du tunnelier, (b) géométrie de la roue de coupe, (c) position des capteurs de pression dans la chambre d'abattage (source : Herrenknecht).

2.5 Réponse des pieux au chargement

Les pieux ont été chargés jusqu'à 2100 kN, par incréments de 400 kN en février 2020 grâce aux trois vérins hydrauliques (capacité maximale 2500 kN, reliés à la même pompe hydraulique) prenant appui sur les massifs de réaction.

Cette charge correspond à 54 % de la charge ultime estimée de P1 et P2 et 33% de celle de P3. Noter que la capacité portante ultime est estimée sans coefficient de sécurité, et correspond à un tassement égal à 10 % du diamètre du pieu (AFNOR NFP94-262, 2012). Des coefficients de sécurité de l'ordre de 1.7 sont appliqués dans le cadre des projets, ce qui conduit à affirmer que les pieux P1 et P2 sont sollicités à des valeurs voisines des charges de service usuelles de ce type de pieu, et que le pieu P3 est légèrement sous-chargé. Une incertitude existe cependant quant aux valeurs estimées de frottement latéral q_s entre le terrain et le pieu, compte tenu de l'absence de réalisation d'essai de chargement à la rupture.

Noter que la grande majorité de la masse des massifs de réaction (70 %) a été transférée à la tête des pieux 1 mois (pieu P3) à 4 mois (pieux P1 et P2) avant le passage du tunnelier dans le site expérimental, ce qui permet de considérer que les masses des massifs de réaction n'induisent **pas d'efforts parasites significatifs en surface du terrain**. Le démarrage des mesures de déformations des pieux avant la pose des massifs de réaction a également permis de s'assurer de l'absence d'effort axial parasite éventuellement induit par du frottement négatif lié au tassement du terrain sous le poids des bâtis.

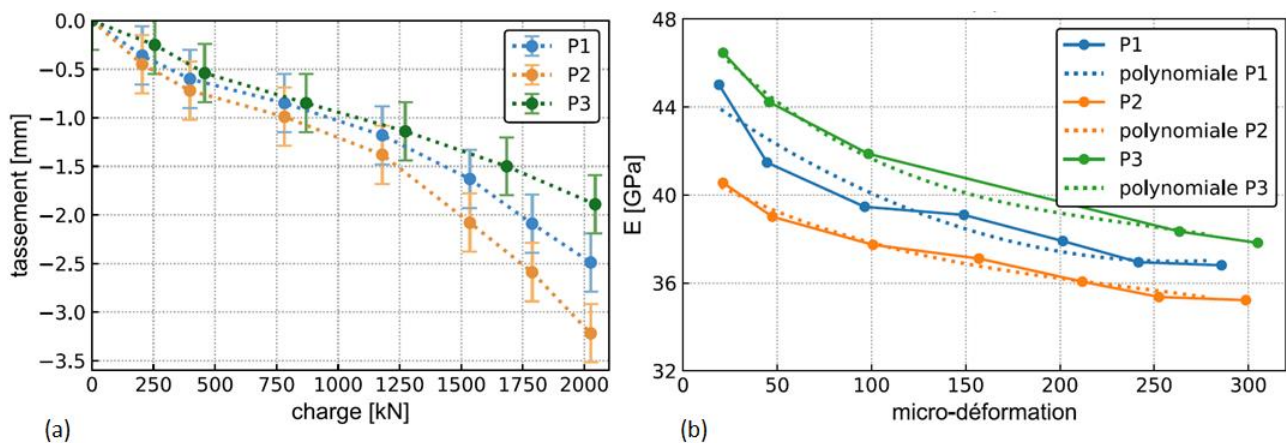


Figure 5 : Réponse des pieux au chargement : (a) Tassement de la tête du pieu, (b) Module sécant en têtes.

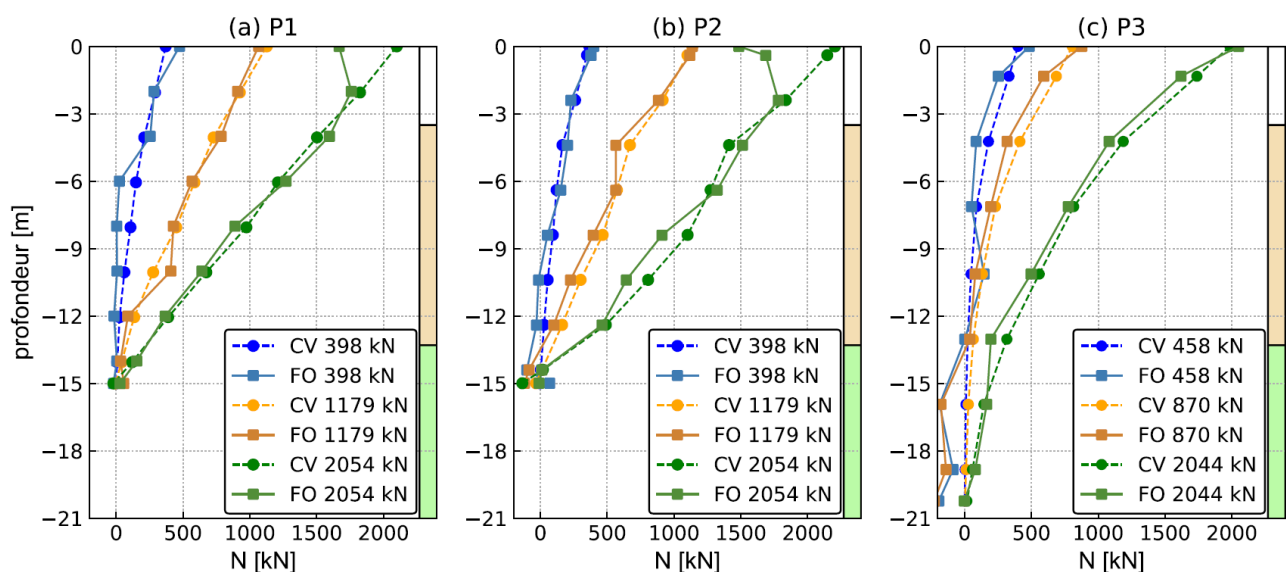


Figure 6 : Distribution des efforts axiaux dans les pieux déduite cordes vibrantes (CV) et des fibres optiques (FO).

Le chargement des pieux a induit un **faible tassement de leurs têtes** (de l'ordre de 2 mm, soit environ 0.5% du diamètre des pieux, Cf. Figure 5a), ce qui est cohérent avec leur faible chargement par rapport à leur capacité portante, cette dernière étant peut-être même sous-estimée comme indiqué précédemment. Noter que les très faibles déplacements relatifs terrain / pieu suffisent à mobiliser un frottement latéral significatif. Cela est cohérent avec le fait que le frottement latéral se mobilise généralement rapidement pour atteindre une stabilisation au frottement unitaire limite q_s . Ce palier est généralement obtenu pour des déplacements de 5 à 15 mm (Philipponnat & Hubert, 2011). Il est intéressant de noter que **la pointe des pieux ne se déplace pas** : l'intégration des déformations axiales sur toute la hauteur du pieu conduit à retrouver les tassements mesurés en tête. Cela est cohérent avec la souplesse assez importante des pieux par rapport au terrain ($1 < L/L_c < 2$).

Les mesures de déformations réalisées dans la tête des pieux au cours du chargement révèlent des modules diminuant lorsque la déformation du pieu augmente : de l'ordre de 45 GPa pour 20 μ def à 35 GPa pour 300 μ def (Figure 5b). Compte-tenu des déformations axiales mesurées dans la hauteur des pieux, un module initial (post-chargement) croissant avec la profondeur, valant 35 GPa en tête et 45 GPa en pointe peut par conséquent être retenu pour les trois pieux de l'expérimentation TULIP. Ces valeurs ne doivent pas être généralisées hors du projet TULIP.

Les efforts axiaux dans toute la hauteur du pieu peuvent être déduits des déformations de chaque tronçon de pieu (avec une discrétisation correspondant à l'intervalle entre deux cordes vibrantes) et des modules d'Young estimés en partie supérieure (Cf. point précédent). La distribution des efforts axiaux avant passage du tunnelier révèle des **efforts de pointe quasiment nuls pour les trois pieux** (Figure 6).

Enfin, on observe que les **moments fléchissants avant passage du tunnelier (post-chargement) sont faibles** (< 8 kN.m). A deux mètres de profondeur, ceux-ci peuvent être plus importants (jusqu'à 30 kN.m pour le pieu P2, ce qui reste faible (moments maximum admissibles de l'ordre de 200 kN.m pour un effort normal de 2100 kN), mais pas négligeable. Ces moments parasites peuvent être liés à un défaut d'alignement entre l'axe du vérin et l'axe du pieu.

Points essentiels et de vigilance

- Une expérimentation scientifique de grande ampleur, rare à l'échelle internationale, caractéristique des conditions rencontrées sur le Grand Paris Express, a été menée sur trois pieux $\phi 500$ mm disposés dans la zone d'influence géotechnique d'un tunnelier à pression de terre d'environ 10 m de diamètre.
- L'expérimentation a été conduite dans des conditions bien maîtrisées : incertitudes géotechniques réduites, instrumentation soignée du terrain et des pieux, etc.
- Les trois pieux étaient relativement peu chargés ; respectivement 50% pour P1, P2 et 33% pour P3 de la capacité portante estimée (soit à peu près leur charge de service), ce qui a conduit à des faibles tassements en tête de pieu et à des tassements nuls en pointe.
- Les efforts en tête ont été repris quasiment totalement par frottement latéral (efforts de pointe négligeables). Cela est cohérent avec la souplesse assez importante des pieux par rapport au terrain.

3 RESULTATS EXPERIMENTAUX ISSUS DE L'ANALYSE DES DONNEES DE PILOTAGE DU TUNNELIER

Les paramètres de pilotage du tunnelier (couple sur la roue de coupe, pression dans la chambre d'abattage, vitesse d'avancement, efforts de poussée par groupe de vérins, pression d'injection du mortier de bourrage, etc.) sont systématiquement mesurés sur les tunneliers actuels. Ces données, acquises avec une période de 10 s, ont été exploitées et ont permis de révéler des conditions de creusement relativement stationnaires pendant la durée du passage sous l'expérimentation TULIP, avec notamment une vitesse d'avancement de l'ordre de 18 m/j (cycle d'avancement constitué d'une phase de creusement de 1h20 à 1h40, suivie d'une phase de pose d'anneau de 45 min), et une pression frontale dans l'axe comprise entre 160 et 190 kPa (valeur moyenne = 175 kPa).

Une analyse approfondie des pressions régnant dans la chambre d'abattage a également été effectuée. Le bilan des efforts exercés sur le terrain et sur le tunnelier a été complété grâce à l'analyse de deux autres projets du bassin parisien : la ligne 12 (Moyal *et al*, 2011) et deux sections du tramway T6 (Grave *et al*, 2012). Les principales conclusions obtenues sur ces deux derniers points sont indiquées ci-après.

3.1 Gradient vertical de pression frontale

Douze capteurs de pression sont répartis sur la hauteur de la chambre d'abattage du tunnelier. Les mesures acquises permettent de calculer le gradient vertical des pressions régnant dans la chambre. Pour chaque anneau, une phase d'excavation stationnaire et une phase de pose de voussoirs ont été isolées pour déterminer les pressions à différentes profondeurs.

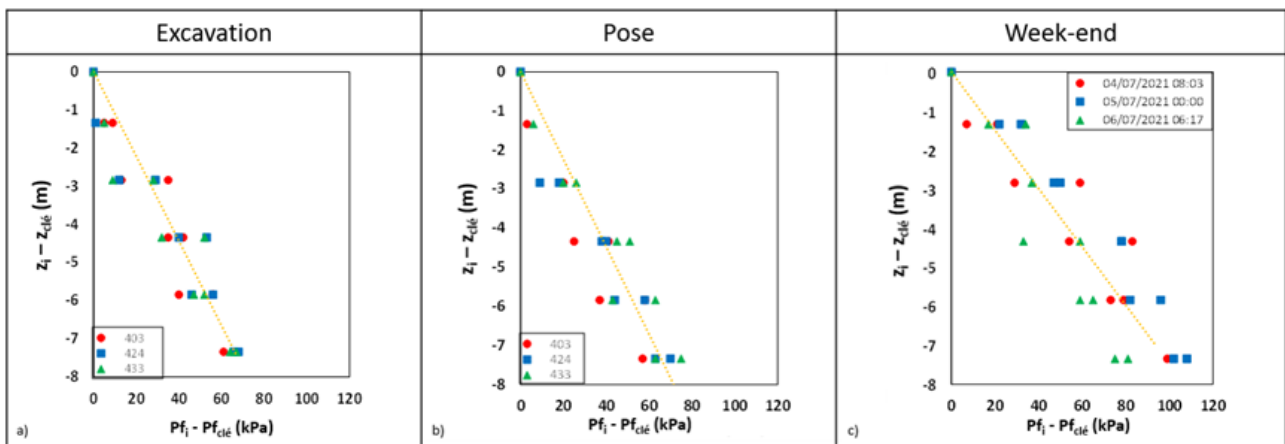


Figure 7 : Exemple d'évolution des pressions dans la chambre d'abattage en fonction de la distance à la clé : (a) phases d'excavation, (b) phases de pose des voussoirs, (c) phase d'arrêt du week-end.

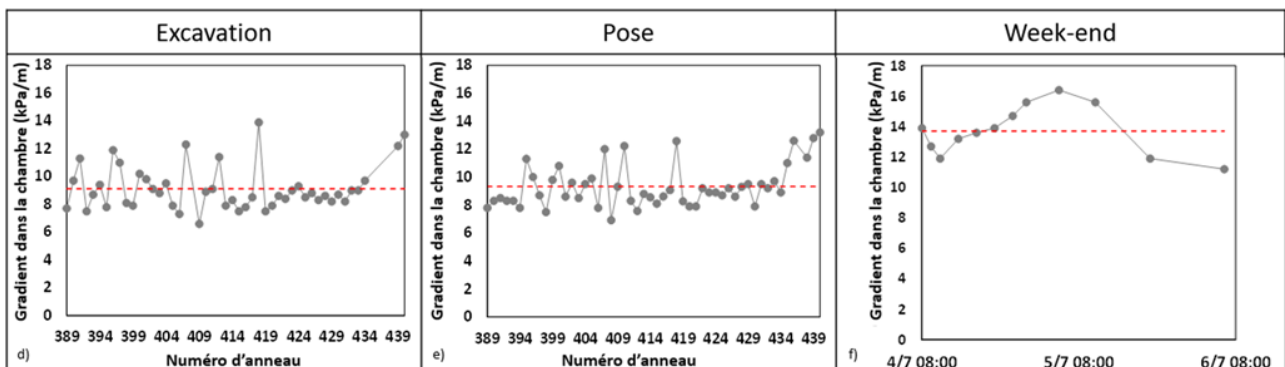


Figure 8 : Evolution du gradient de pression $\Delta P/\Delta z$ pendant le passage sous le site TULIP : (a) phases d'excavation, (b) phases de pose des voussoirs, (c) phase d'arrêt du week-end.

La différence entre la pression en clé et à une profondeur donnée a ensuite été tracée (exemples sur la Figure 7). De cette manière, le gradient vertical de ces pressions avec la profondeur a pu être évalué pour chaque anneau. Les gradients calculés sont résumés dans la Figure 8. Cette analyse montre que **le gradient vertical $\Delta P/\Delta z$ dans la chambre d'abattage est resté principalement compris entre 8,0 et 9,5 kPa/m pendant toute la durée de l'expérience TULIP**, aussi bien pendant les phases d'excavation que de pose des voussoirs. Ce gradient est nettement inférieur au poids du sol, et même inférieur à la densité de l'eau (l'excavation étant réalisée sous la nappe phréatique). Cette faible densité du matériau confiné est liée aux ajouts de mousse dans la chambre d'abattage. Cinq à dix mètres cubes (localement 19 m³ pour l'anneau 398) de solution moussante et 100 à 200 L de polymères ont été injectés dans la chambre pour chaque anneau. Cette injection a permis d'emprisonner un important volume d'air, d'où une densité « apparente » divisée par deux environ par rapport à la densité naturelle du sol. Cette observation a déjà été faite par différents auteurs dans la littérature, comme par exemple Mori *et al* (2017).

Il est intéressant de noter **que le gradient semble à peu près similaire sur toute la hauteur de la chambre**, preuve d'une bonne homogénéité du matériau de confinement. En particulier, rien n'indique qu'il y ait eu une bulle d'air dans la partie supérieure de la chambre d'abattage sur ce site (creusement avec une chambre d'abattage quasiment pleine).

Pendant le week-end d'arrêt du tunnelier, ce gradient était plus élevé, entre 12 et 15 kPa/m et semble augmenter avec le temps (Figure 8c). On peut imaginer qu'au fil du temps, les bulles de mousse se rompent, libérant progressivement l'air comprimé qu'elles emprisonnent, augmentant ainsi la densité apparente du matériau confiné (Wu *et al*, 2018). Cette « fuite » de l'air comprimé contenu dans la chambre d'abattage conduit également à une diminution de la valeur moyenne des pressions.

3.2 Bilan des efforts exercés sur le tunnelier et sur le terrain

La Figure 9 propose une représentation schématique des principales actions exercées par le tunnelier sur le terrain (et réciproquement). Les valeurs moyennes de ces différentes forces mesurées sur les quatre sections étudiées (TULIP, L12 et T6 (x2)) sont ensuite synthétisées dans le Tableau 2. Outre les **valeurs moyennes indiquées dans ce tableau, utiles pour la calibration des modélisations numériques**, plusieurs conclusions intéressantes sont à noter.

Tout d'abord, ces trois projets présentent de grandes similitudes en termes de diamètre d'excavation, d'épaisseur de couverture et de nature des terrains excavés. Les conditions de creusement imposées au tunnelier à pression de terre apparaissent également très similaires. En particulier, **la pression totale de soutènement exercée par la machine sur le front de taille** (somme de la pression dans l'axe de la chambre P_{ch-axe} et de l'effort de poussée nette de la roue (« cutting wheel force ») divisé par la section du front CWF/S) **est comprise entre 110 et 160% de la contrainte géostatique horizontale totale dans l'axe σ_{h0-axe}** . La pression exercée par le matériau contenu dans la chambre d'abattage P_{ch-axe} représente quant à elle, environ 70 à 120% de σ_{h0-axe} . La vitesse d'avancement (20 à 30 mm/min) et la vitesse de rotation de la roue de coupe (1,4 à 1,5 tour/min, avec un changement de sens de rotation au milieu de l'anneau, de manière très classique afin d'empêcher le roulis du tunnelier) sont très similaires.

De plus, la répartition de la **poussée totale d'avancement (TAT)**, c'est-à-dire la somme des efforts dans l'ensemble des vérins, est similaire pour les quatre sections étudiées réalisées au tunnelier à pression de terre. Elle est **principalement équilibrée par la pression dans la chambre d'abattage (40 à 60%) et l'effort de contact de la roue de coupe sur le sol CWF (25 à 35%)**. Le reste (10 à 15%) correspond à la force de traction de la jupe (TEST) et du train suiveur (TESUT). Le bilan des efforts exercés sur le tunnelier dans le cadre du projet TULIP montre ainsi que le frottement entre le bouclier et le sol (SF) est très faible dans le secteur étudié.

Le couple exercé sur la roue de coupe CWT est plus faible sur le projet TULIP que sur les deux autres projets. Ceci est dû à un plus grand volume de solution moussante injectée dans la chambre d'abattage. Nous ne disposons pas de données sur les injections de solution moussante pour les projets T6 et L12, mais ceux-ci étaient faibles, comme le montrent les valeurs élevées de gradient de pression mesurées dans la chambre d'abattage (même si ces valeurs présentent une certaine incertitude), de l'ordre de 15 kPa/m, contre 8 à 9.5 kPa/m sur le projet TULIP.

Enfin, les pressions d'injection $P_{mortier}$ sont analogues pour trois des quatre sections étudiées (TULIP, Paris L12-S1 et Paris T6-S1) : elles **représentent 65 à 80% de la contrainte géostatique verticale en clé du tunnel $\sigma_{v0-clé}$** (soit environ 200 kPa dans le cadre du projet TULIP, ce qui conduit donc à une pression de bourrage en clé supérieure d'environ 80 kPa à la pression en clé de la chambre d'abattage). Pour ces projets, **aucune injection de bentonite n'a été effectuée le long du bouclier**. Pour Paris T6-S3, des pressions d'injection $P_{mortier}$ plus importantes (110% de $\sigma_{v0-clé}$) ont été appliquées. Pour cette dernière section, on a injecté de la bentonite le long du bouclier, mais il n'est pas certain que la valeur de pression mesurée $P_{bentonite}$ soit représentative des conditions réellement exercées sur le sol le long du bouclier (Berthoz *et al*, 2020). Noter que lors de l'expérimentation TULIP, les volumes de mortier injectés étaient proches du volume théorique du vide annulaire (11,8 m³ par anneau)

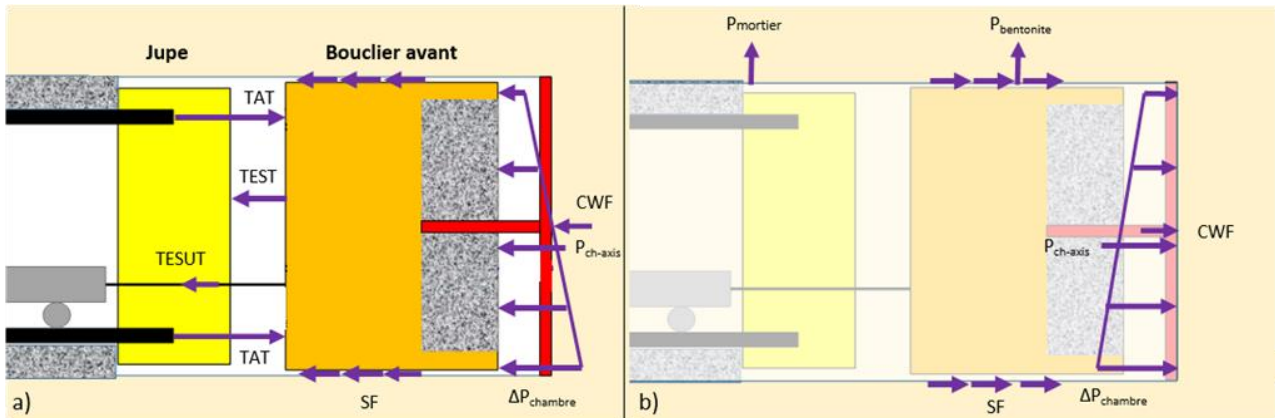


Figure 9 : Représentation schématique des forces exercées : (a) sur le tunnelier, (b) sur le terrain par le tunnelier.

Tableau 2 : Synthèse des valeurs moyennes des paramètres-machines mesurées sur trois projets du bassin parisien réalisés avec des tunneliers à pression de terre (TULIP, L12, T6).

	TULIP	Paris L12-S1	Paris T6-S1	Paris T6-S3
Site				
Diamètre D (m)	9.87	9.17	9.17	9.17
Couverture C (m)	16	14	18	15
Faciès excavés	Sables de Beauchamp, Marnes et Caillasses	Calcaire de Saint-Ouen, Sables de Beauchamp, Marnes et Caillasses	Marnes gypseuses	Sables de Beauchamp, Marnes et Caillasses
Chargements appliqué au sol				
Pression chambre P_{ch-axe} (kPa)	175 ± 25	150 ± 20	170 ± 25	220 ± 20
Gradient vertical $\Delta P/\Delta z$ (kPa/m)	8,7 ± 0,7	15*	15*	15*
Effort de poussée nette CWF (kN)	7 000 ± 2 000	6 500 ± 1 500	8 000 ± 2 000	6 000 ± 1 000
$(P_{ch-axe} + CWF/S) / \sigma_{h0-axe}^{**}$	110% ± 20%	140% ± 20%	130% ± 20%	160% ± 20%
Pression de bentonite $P_{bentonite}$ (kPa)	0	0	0	190*
Pression de mortier $P_{mortier}$ (kPa)	200 ± 25	180 ± 30	270 ± 30	320 ± 60
$P_{mortier} / \sigma_{v0-clé}$	65% ± 10%	70% ± 10%	80% ± 10%	110% ± 20%
Distribution de l'effort de poussée total				
Effort de poussée total TAT (kN)	22 000 ± 5 000	25 000 ± 5 000	22 000 ± 2 000	30 000 ± 5 000
$P_{ch-axe} \cdot S / TAT$	≈ 60%	≈ 40%	≈ 50%	≈ 50%
CWF / TAT	≈ 30%	≈ 25%	≈ 35%	≈ 35%
Traction train suiveur et traction jupe [TEST+TESUT] / TAT	≈ 10%	Non mesuré	Non mesuré	Non mesuré
Frottement contre le terrain SF / TAT	≈ 0%	--	--	--
Autres paramètres de pilotage du tunnelier				
Vitesse avancement v_{av} (mm/min)	22 ± 2	30 ± 10	20 ± 2	25 ± 3
Vitesse rotation roue ω_{cw} (tr/min)	± 1,5	± 1,4	± 1,4	± 1,4
Couple roue de coupe CWT (kN.m)	4 000 ± 3 000	9 000 ± 2000	9 000 ± 3000	11 000 ± 2 000

* Une incertitude significative existe sur ces valeurs.

** La contrainte horizontale géostatique dans l'axe du tunnel σ_{h0-axe} est calculée en prenant une même valeur de coefficient de pression de terres au repos sur les différents sites (0,5).

Points essentiels et de vigilance

- Les conditions de pilotage du tunnelier sont bien connues pendant le franchissement de l'expérimentation TULIP.
- Le gradient vertical de pression dans la chambre d'abattage $\Delta P/\Delta z$ est constant sur la hauteur de la chambre, compris entre 8,0 et 9,5 kPa/m (donc inférieur au poids volumique de l'eau) pendant toutes les phases de creusement et de pose des voussoirs, et entre 12 et 15 kPa/m pendant les arrêts du week-end. Cette faible densité « apparente » du matériau confiné est liée aux ajouts de mousse dans la chambre d'abattage.
- La répartition de la poussée totale d'avancement est similaire pour les quatre sections étudiées : elle est principalement équilibrée par la pression dans la chambre d'abattage (40 à 60%) et l'effort de contact de la roue de coupe sur le terrain à l'avant du front de taille (25 à 35%).
- La pression totale de soutènement exercée par la machine sur le front de taille est comprise entre 110 et 160% de la contrainte géostatique horizontale totale dans l'axe. La pression exercée par le matériau contenu dans la chambre d'abattage représente environ 70 à 120 % de σ_{h0-axe} .
- Sur trois des sections étudiées (dont TULIP), les pressions d'injection du mortier de bourrage représentent 65 à 80% de la contrainte géostatique verticale en clé du tunnel, et aucune injection de bentonite n'a été effectuée le long du bouclier.

4 RESULTATS EXPERIMENTAUX RELATIFS A LA REPONSE DU TERRAIN LORS DU CREUSEMENT

4.1 Déplacements verticaux en surface

L'analyse des tassements finaux le long de la ligne SMRL permet de distinguer deux zones aux cinématiques différentes. Dans la partie nord du site TULIP, les valeurs de tassement final observées au-dessus de l'axe du tunnel apparaissent presque uniformes, allant de **8,2 mm à 9,6 mm**, alors que dans la partie sud du site, elles augmentent de **8,1 mm à 11,8 mm** en progressant vers le sud (Cf. valeurs finales indiquées en légende courbes pointillées de la Figure 10 pour les capteurs SMRL2-21-31).

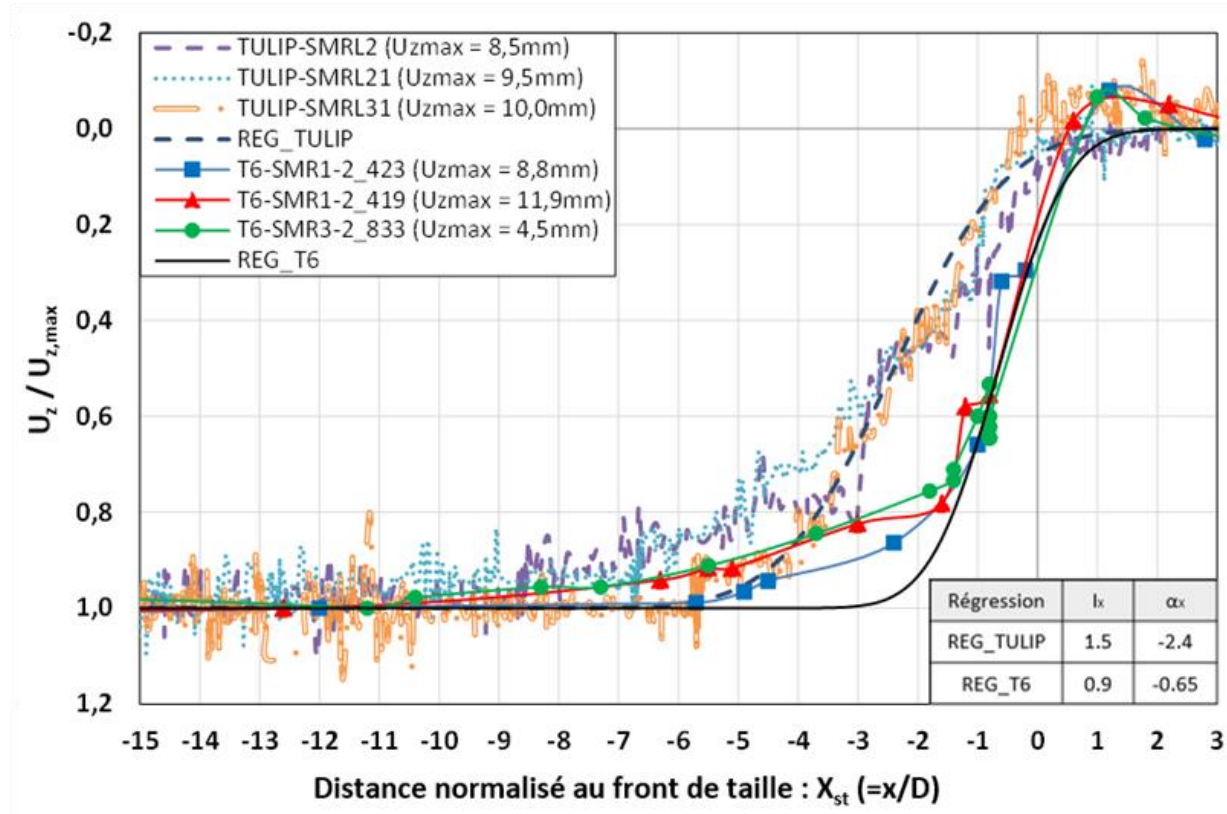


Figure 10 : Profils longitudinaux normalisés des déplacements verticaux en surface induits lors du passage du tunnelier sur le projet TULIP (ligne 16) et sur le tramway T6.

Les amplitudes de tassement de surface **mesurées à l'aplomb du front de taille sont très faibles** : entre 0,5 mm et 0,8 mm pour la zone nord (ce qui représente moins de 10% du tassement final), proche de zéro pour la zone sud (en raison d'un léger soulèvement préalable). A l'approche du tunnelier, l'effet du creusement du tunnel est **détectable en surface à une distance d'environ deux diamètres (D)** devant le front de taille.

Après le passage de la roue de coupe, les tassements de surface augmentent progressivement, avant de se **stabiliser à des distances du front comprises entre 6 et 10.D derrière le front de taille** pour presque tous les capteurs SMRL. Cette distance de stabilisation des tassements observée sur le site de TULIP est cohérente avec celle rencontrée lors du creusement du tramway T6 (Grave *et al*, 2012), ouvrage réalisé dans des conditions assez similaires à celles de la ligne 16 (diamètre du tunnel, hauteur de la couverture, nature des matériaux excavés, excavation sous la nappe phréatique).

Cependant, avant que la stabilisation ne soit atteinte, **la forme des profils de tassement diffère entre les deux projets**. Dans le cas du projet TULIP, les tassements augmentent progressivement, mais régulièrement, jusqu'à ce qu'ils se stabilisent : le tassement mesuré au droit de la fin du bouclier ($X_{st} = -1$) représente 20 à 30 % du tassement final. Dans le cas du projet T6, on a plutôt 60 à 70% du tassement final au droit de l'extrémité du bouclier (ce qui est conforme à d'autres observations sur des projets de tunnels parisiens). Pour quantifier cette différence de forme, les profils longitudinaux des déplacements verticaux de surface normalisés obtenus dans les projets TULIP et T6 ont été approximés

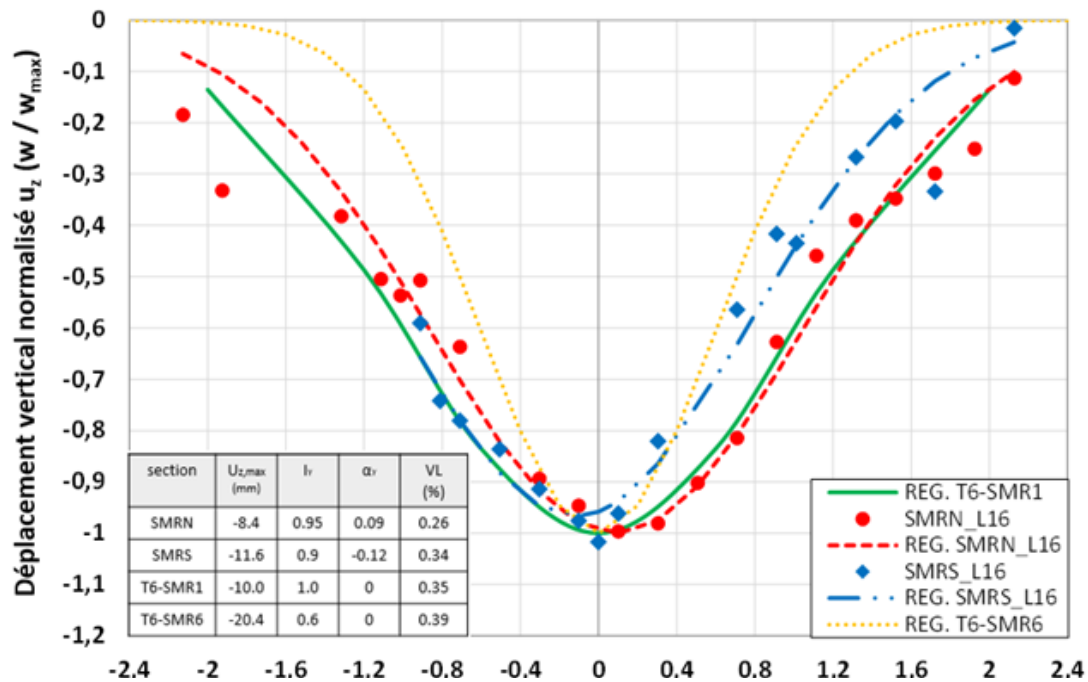


Figure 11 : Cuvettes transversales de tassements finales normalisées induites lors du passage du tunnelier sur le projet TULIP (ligne 16) et sur le tramway T6.

par une fonction gaussienne cumulative (REG sur la Figure 10), dont l'expression est basée sur les travaux d'Attewell & Woodman (1982), puis adaptée par Berthoz *et al* (2018) pour les tunneliers EPB. Il apparaît que ce type de fonction permet une bonne estimation des 70% initiaux du profil de tassement, mais est discutable sur la suite du profil de tassement.

Le 7 juillet à 14h, une diminution soudaine de la pression frontale moyenne d'environ 25%, de 175 kPa à 125 kPa, s'est produite en moins de 5 minutes. Ensuite, une phase de fluctuation de cette pression jusqu'à une valeur moyenne d'environ 150 kPa (*i.e.* 10% inférieure à la valeur fixée de 175 kPa) a été observée pendant environ 80 minutes, ce qui correspond à l'excavation d'un demi-anneau. Cette perte de pression frontale a été directement responsable d'une augmentation des tassements en surface. L'amplitude maximale de tassement mesurée lors de cet évènement (cible 2) a été égale à 2.5 mm (soit environ 30% du tassement final). Il est intéressant de noter que ce tassement maximal dû à un défaut de pression frontale a été observé au moins jusqu'à trois diamètres à l'arrière du front de taille ($X_{st} = -2.85$).

Le tunnelier a été arrêté pour le week-end du 5 juillet et une diminution progressive de la pression moyenne dans la chambre de travail a été observée, avec deux minimums autour de 120 kPa (soit -31% de la pression de consigne), vers 12h le samedi et le dimanche, suivis d'une intervention sur le tunnelier pour faire remonter rapidement la pression à 175 kPa. Il apparaît que la perte de pression importante et progressive dans la chambre de travail observée à deux reprises durant le week-end ainsi que la remise en pression de la chambre d'abattage n'ont pas entraîné de tassements supplémentaires en surface. Dans cette phase statique, il semble que **la roue de coupe agisse comme un écran rigide et limite la transmission de pression entre le terrain contenu dans la chambre d'abattage (quasiment pleine) et le terrain situé devant le tunnelier**. Cette observation est corroborée par la reprise des déplacements en surface dès la remise en mouvement du tunnelier et la reprise de l'excavation.

La Figure 11 représente les profils de tassements relevés sur les deux sections de mesure transversales SMRN et SMRS. Dans la direction transversale, les différents profils de tassements expérimentaux mesurés sont **bien ajustés par des courbes gaussiennes** conformément aux observations bien connues depuis Peck (1969). Ces cuvettes sont caractérisées par une très faible excentricité par rapport à l'axe du tunnel allant de 0,7 m à 1,4 m ($0,7 \leq \alpha_v \leq 1,4$), et une **extension transversale indépendante de la distance au front de taille**. Cette dernière est caractérisée par une distance l_v entre l'axe et le point d'inflexion de la cuvette comprise entre 9 et 10 m, soit $l_v = i_v / D = 0,9$ à $1,0$. Cette extension transversale est **cohérente avec l'analyse des mesures réalisées sur le tramway T6** réalisé dans un contexte similaire (Figure 11). Noter également que les valeurs du rapport i_v/H (où H est la profondeur

de l'axe du tunnelier) sont comprises entre 0,4 et 0,47 ici, ce qui également **cohérent avec le retour d'expérience de Mair & Taylor (1997)**.

Les valeurs de **perte de volume transmise en surface**, correspondant à la valeur de l'aire au-dessus de la fonction gaussienne divisée par la section du tunnel, augmentent logiquement avec l'avancement du tunnelier. Elles sont de l'ordre de 0,1% lorsque l'extrémité du bouclier se trouve juste sous les sections instrumentées. Elles atteignent des valeurs finales comprises entre **0,26% (section SMRN) et 0,34% (section SMRS)** après stabilisation du tassement.

4.2 Déplacements verticaux en profondeur

Considérons tout d'abord l'extensomètre E4, situé au-dessus de l'axe du tunnel et comportant 4 ancres à 3, 6, 9 et 12 m de profondeur. Les profils longitudinaux de déplacement mesurés sur ces différentes ancres s'avèrent relativement similaires à ceux observés en surface, avec toutefois une **diminution de l'amplitude du tassement avec la profondeur**. Cette tendance, qui peut paraître surprenante est à mettre en relation avec les soulèvements soudains du terrain observés au niveau de l'ancre la plus profonde (+6,2 mm à 1.D à l'arrière du front, +3.5 mm à 2.D à l'arrière du front de taille) et induits par les injections du mortier du bourrage (Figure 12).

La cinématique de la couverture s'avère par conséquent assez complexe, et conditionnée surtout par les valeurs des rapports suivants [pression frontale moyenne / contrainte verticale en clé ; pression de bourrage moyenne / contrainte verticale en clé], presque indépendamment des caractéristiques mécaniques du terrain. On peut signaler que Standing & Selemetas (2013) ont observé un mécanisme assez similaire pour un tunnelier EPB creusant dans l'argile londonienne (site Up-line de Dagenham), pour des valeurs de ces ratios comparables à celles du projet TULIP, alors que Wan *et al* (2017) ont observé un mécanisme plus habituel, avec une augmentation régulière des tassements en fonction de la profondeur, sur un second projet londonien (Cross Rail à Hyde Park, également au tunnelier EPB, mais avec des valeurs beaucoup plus faibles de ces ratios).

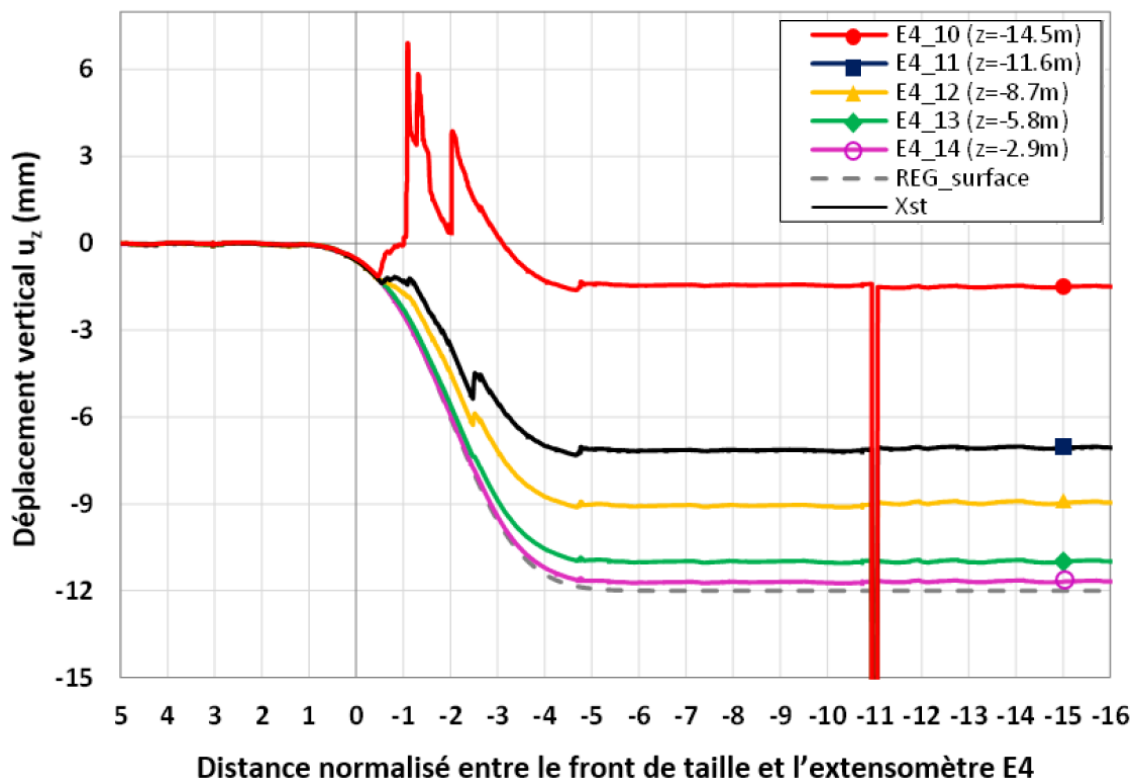


Figure 12 : Déplacements verticaux de l'extensomètre E4 situé au-dessus de l'axe du tunnel en fonction de la distance au front.

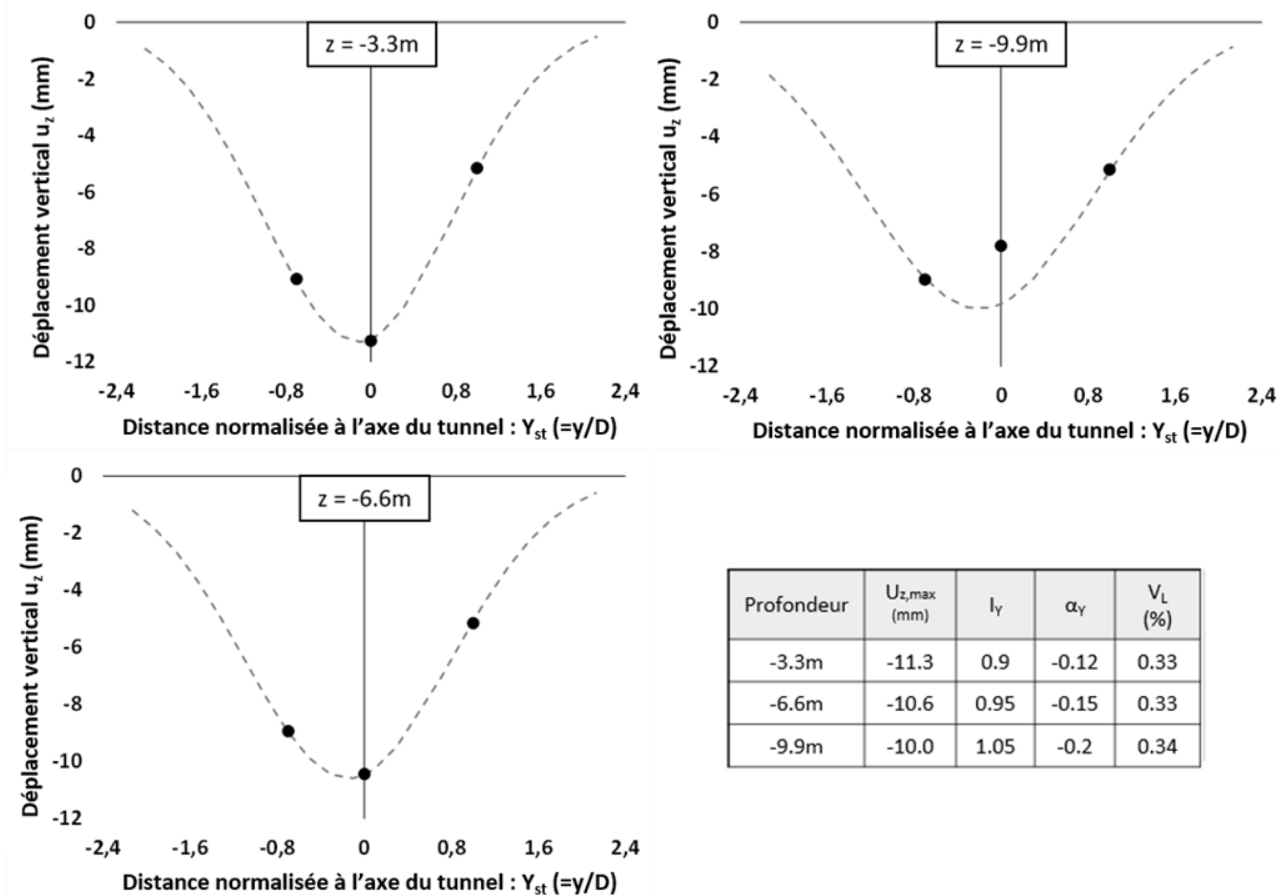


Figure 13 : Cuvettes transversales finales de tassements à différentes profondeurs pour les extensomètres de la section SMRS.

La Figure 13 donne les profils transversaux de tassements finaux (après stabilisation) à différentes profondeurs (3 m, 6 m, 9 m) le long de la ligne SMRS. En utilisant la même approche que pour les cuvettes transversales en surface, des courbes de distribution gaussiennes ont été ajustées aux points de mesures donnés par les extensomètres E3, E4 et E5. Bien que seuls trois points expérimentaux par courbe soient disponibles, les profils gaussiens obtenus semblent cohérents (sauf peut-être pour $z = 9.9$ m). Les valeurs du paramètre d'extension transversale (l_y) et de la perte de volume (V_L) pour les différents profils sont données dans la figure. Les valeurs du paramètre l_y augmentent légèrement avec la profondeur (de 0.9 à 1.05 entre 0 et 9 m de profondeur) en parallèle avec la diminution du tassement observé directement au-dessus de la clé du tunnel lorsque la profondeur augmente. Dans le même temps, les valeurs de perte de volume mesurées aux trois profondeurs apparaissent constantes et identiques à celle mesurée en surface (0,34%). Ce résultat suggère des **déformations volumiques faibles dans cette couche de sol située au-dessus du tunnel, entre 0 et 9 m de profondeur.**

4.3 Déplacements horizontaux transversaux

Les déplacements horizontaux transversaux au tunnel ont été mesurés en surface par suivi topographique, et en profondeur grâce aux inclinomètres.

En surface, la Figure 14 montre que les déplacements transversaux horizontaux convergent vers la projection en surface de l'axe du tunnel, avec un profil symétrique par rapport à un plan vertical passant par l'axe du tunnel (au signe près). Ces **déplacements sont maximaux à une distance transversale $Y \approx l_y$** , qui correspond au point d'inflexion de la cuvette de tassement.

L'amplitude maximale des déplacements transversaux horizontaux est de l'ordre de 4 mm, soit 40% des déplacements verticaux maximaux mesurés en surface dans la même section. Une hypothèse de vecteurs de déplacement orientés vers l'axe du tunnel conduirait à un rapport entre les déplacements horizontaux et verticaux maximaux égal à $0,61 \cdot l_y/H$, soit ici environ 30% (Mair & Taylor, 1997). Dans ce

cas, il semble donc que **les vecteurs de déplacement soient orientés vers un point situé au-dessus de l'axe du tunnel**. Cette hypothèse sera confirmée par l'analyse du §4.4.

Les inclinomètres installés dans les sections SMRN et SMRS ont permis de quantifier les déplacements transversaux horizontaux en profondeur. La Figure 15 montre les résultats obtenus dans la section SMRN. Il faut rappeler que les déplacements mesurés sur les inclinomètres I1 et I3 sont obtenus en intégrant les variations angulaires en considérant fixe la base des inclinomètres. Les déplacements horizontaux mesurés en surface par le suivi topographique sont ajoutés à cette figure, et semblent cohérents avec les mesures effectuées en profondeur, ce qui confirme l'ordre de grandeur des déplacements observés.

Un léger déplacement latéral du terrain avant le passage du front de taille (moins de 1 mm), puis une convergence vers le plan vertical passant par l'axe du tunnel sont observés (Figure 14). Les déplacements horizontaux deviennent **significatifs à partir du radier, sont maximaux à la hauteur de l'axe du tunnel, atteignant environ 3 à 4 mm, puis conservent une valeur presque constante sur toute l'épaisseur de la couverture**. Ce profil de déplacements horizontaux transversaux est différent de celui décrit dans la littérature pour les terrains argileux, où les déplacements apparaissent principalement à la profondeur du tunnel (Kastner et al, 1996 ; Standing & Selemetas, 2013).

Une analyse similaire est effectuée dans la direction longitudinale. **Les déplacements horizontaux longitudinaux à la surface et en profondeur sont très faibles (+/- 1 à 1,5 mm)**, environ deux à trois fois plus faibles que les déplacements horizontaux transversaux, et dix fois plus faibles que les déplacements verticaux. Ce résultat est similaire pour tous les inclinomètres.

En surface, les déplacements horizontaux longitudinaux sont nuls à l'avant du tunnelier, puis négatifs (c'est-à-dire vers l'arrière) jusqu'à $X_{st} = -1.D$, puis augmentent jusqu'à redevenir nuls au-delà d'environ $X_{st} = -5D$. A la hauteur du tunnel (et approximativement de $0,5D$ sous le radier à $0,5D$ au-dessus de la clé), l'amplitude des déplacements est du même ordre de grandeur qu'en surface (1 mm maximum), mais ces déplacements sont positifs (i.e. vers l'avant) à l'avant du front ($X_{st} > 0$). Ceci est cohérent avec le fait que la contrainte horizontale totale exercée par le tunnelier est légèrement supérieure à la contrainte géostatique horizontale totale. Après le passage du front, celles-ci reviennent à une valeur proche de zéro.

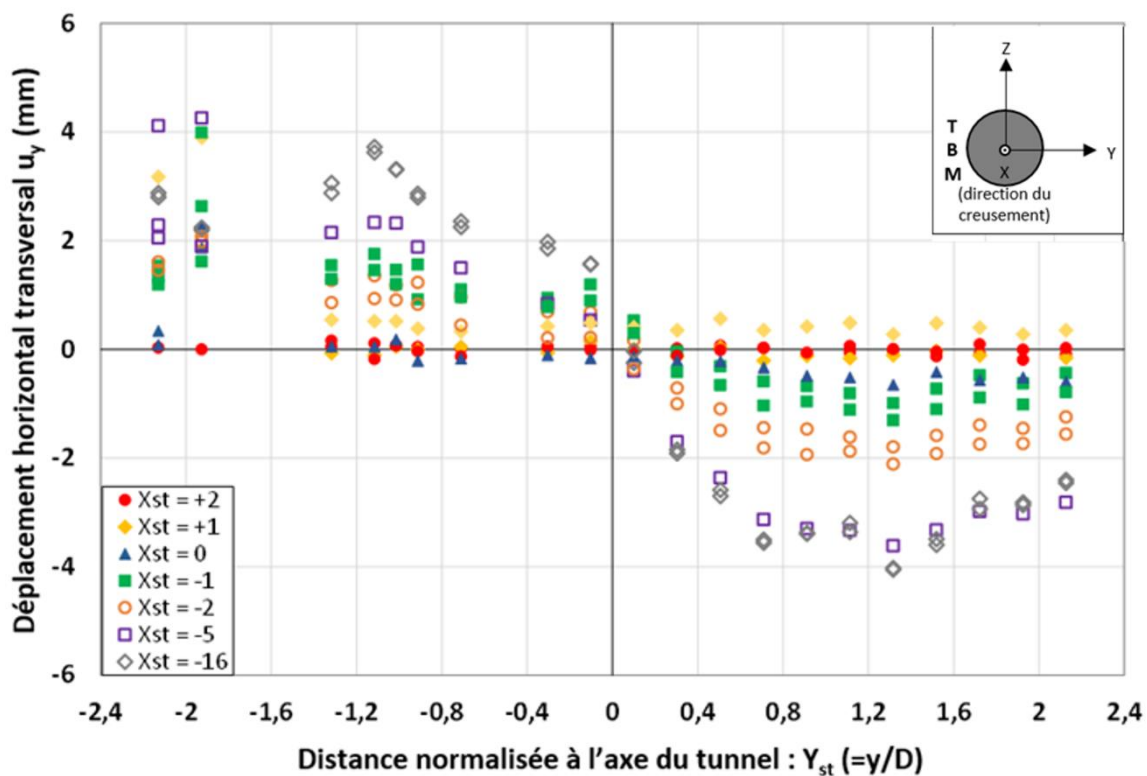


Figure 14 : Déplacements horizontaux transversaux en surface le long de la section SMRN.

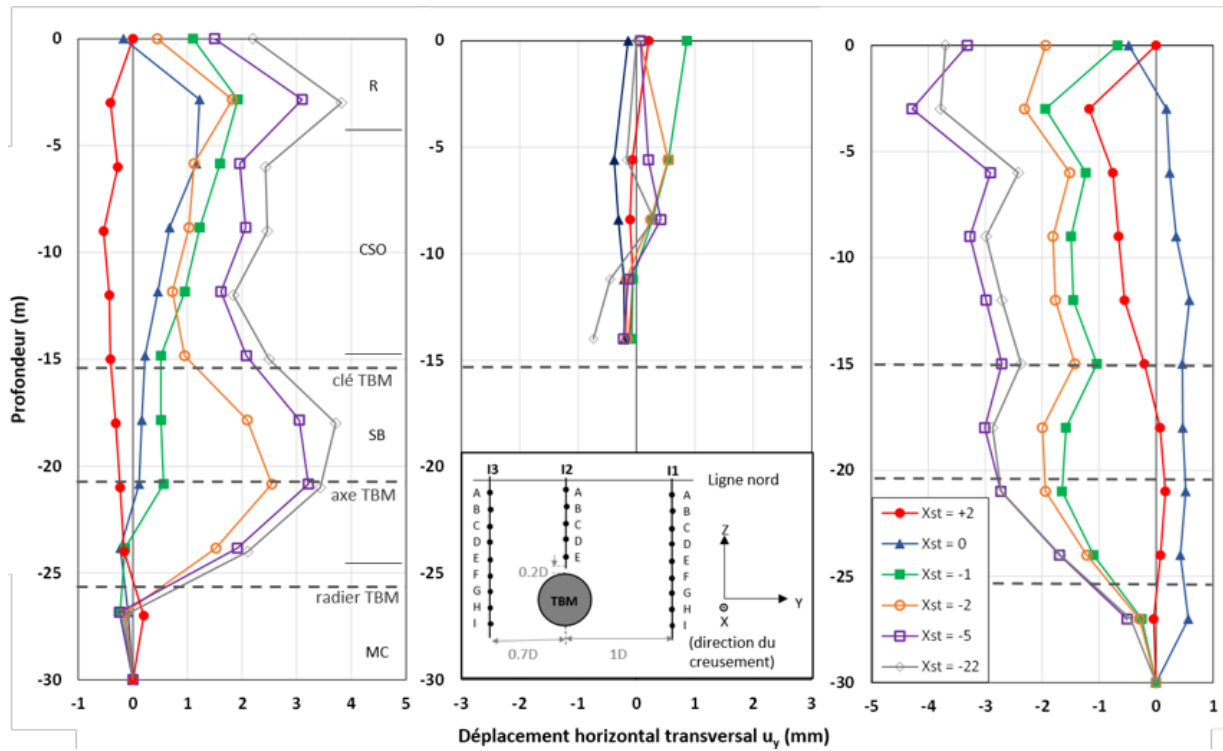


Figure 15 : Déplacements horizontaux transversaux en profondeur, le long des inclinomètres I1, I2 et I3 (section SMRN).

4.4 Synthèse de la cinématique

La Figure 16 synthétise les déplacements finaux mesurés dans les sections SMRN et SMRS. Elle a été construite en combinant, pour chaque point de mesure, les déplacements verticaux déduits des mesures topographiques ou extensométriques, et les déplacements horizontaux transversaux déduits des mesures topographiques ou inclinométriques.

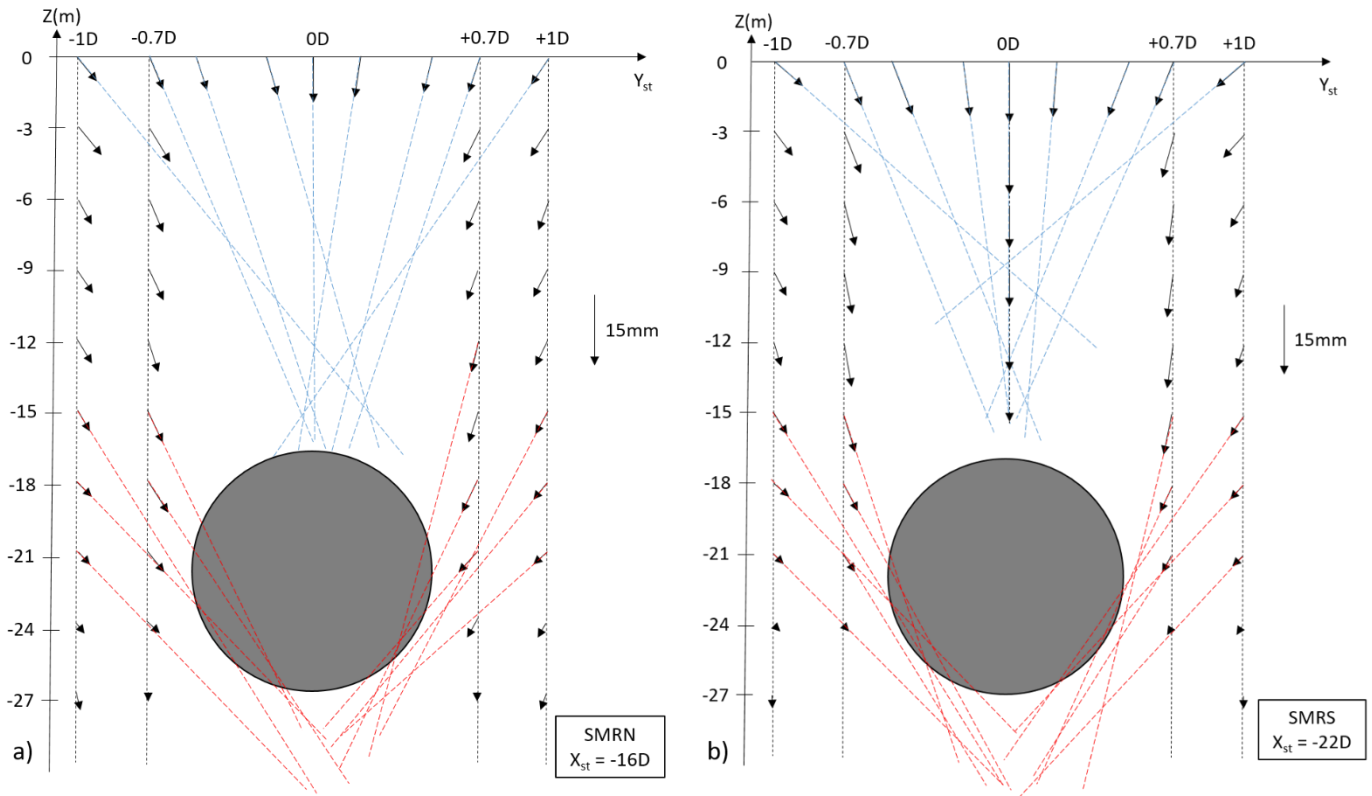


Figure 16 : Coupe synthétique des déplacements finaux du terrain dans les sections SMRN (a) et SMRS (b).

Cette figure donne une vision globale de la cinématique du terrain. Tout d'abord, cette figure confirme que le creusement du tunnel entraîne **globalement un déplacement du terrain vers l'intérieur du tunnel**. Toutefois, ce mouvement général "convergent" ne doit pas occulter l'existence d'incrément de déplacement vers le haut, observés notamment lors de l'injection du mortier de bourrage, dans une zone très localisée au voisinage de la clé du tunnel.

Par ailleurs, il apparaît que les vecteurs de déplacement total, mesurés à une distance transversale donnée (y_{st}) dans la zone de couverture située de part et d'autre du tunnel, sont presque parallèles. Ce résultat **traduit l'absence de déformation verticale et la quasi-uniformité des déplacements transversaux horizontaux** pour des points situés le long d'une même ligne verticale, entre la surface du sol et la base du Calcaire de Saint-Ouen.

Enfin, il faut noter que les vecteurs de déplacement total mesurés en surface et ceux mesurés en profondeur convergent vers des zones distinctes. Ainsi, **les vecteurs de déplacement des points de surface sont orientés vers une zone située au-dessus de la clé du tunnel** (entre 0.2D et 0.8D au-dessus de la clé). Dans le même temps, l'ensemble des vecteurs de **déplacement en profondeur convergent vers une zone plus diffuse située sous le radier du tunnel** (entre 0,2D et 2D sous ce radier).

4.5 Variations de pressions interstitielles

Les mesures de pression interstitielle ont été effectuées à l'aide de deux cellules situées respectivement à la hauteur de la clé du tunnel et à la hauteur du centre du tunnel, à une distance transversale de 0,7.D du tunnel (Figure 1). Des doutes existent quant aux valeurs absolues de pressions mesurées qui ne sont pas cohérentes avec la profondeur de la nappe, mais les variations relatives de pressions interstitielles peuvent être considérées comme représentatives.

L'évolution des pressions interstitielles mesurées est présentée sur la Figure 17. La pression frontale moyenne mesurée dans la chambre d'abattage par les différents capteurs avec une discrétisation temporelle de 5 minutes (moyenne des mesures effectuées toutes les 10 s) est également représentée (valeur à hauteur d'axe). Pendant la période d'étude de presque deux mois, pour laquelle la distance relative entre le front de taille et les cellules de pression interstitielle varie dans la gamme [+145 m ; -145 m], **il est clair que les variations de pression interstitielle mesurées dans le sol sont directement corrélées aux variations de pression moyennes dans la chambre d'abattage**. Ainsi, à chaque redémarrage du tunnelier après une phase d'arrêt de plusieurs jours, correspondant à une pause week-end ou à une opération de maintenance, on observe une augmentation systématique des pressions interstitielles dans le terrain, parallèlement à l'augmentation du confinement du matériau contenu dans la chambre de travail. De même, l'arrêt du tunnelier pendant plusieurs jours s'accompagne généralement d'une diminution progressive des pressions dans la chambre d'abattage, ce qui conduit dans la plupart des cas à une diminution progressive des pressions interstitielles mesurées dans le terrain.

Si la sensibilité des pressions interstitielles aux variations de pression dans la chambre semble plus importante lorsque le front de taille est proche des capteurs, il faut noter que le rapport entre les variations de la pression interstitielle et les variations de pression dans la chambre semble plus faible une fois que le front de taille a traversé la section SMRS. Par exemple, le tunnelier a été arrêté entre le 18/07 et le 20/07 alors que le front de taille se trouvait à 105 m au-delà des capteurs de pression interstitielle : la diminution de la pression dans la chambre d'environ 120 kPa et sa ré-augmentation de 100 kPa ne sont pas détectées par les deux CPI. Cela montre que si la pression de la chambre modifie le champ de pression de l'eau interstitielle dans le sol, **cette modification se produit de préférence devant le front de taille**.

Une diminution progressive des pressions interstitielles pendant le week-end est également visible, et s'explique par la diminution progressive de la pression frontale (Cf. §3.1). Notons par contre que les augmentations de pression dans la chambre d'abattage induites samedi midi et dimanche midi pour maintenir le confinement frontal (via une mise en rotation de la roue de coup et une légère avancée du tunnelier) ne sont pas ressenties par les cellules de pression interstitielle bien qu'elles soient importantes (50 à 70 kPa). Par contre, dès le redémarrage du processus d'excavation (6 juillet, 8h00), les pressions d'eau interstitielle varient à nouveau en fonction de la pression dans la chambre d'abattage. Ce phénomène reste à expliquer.

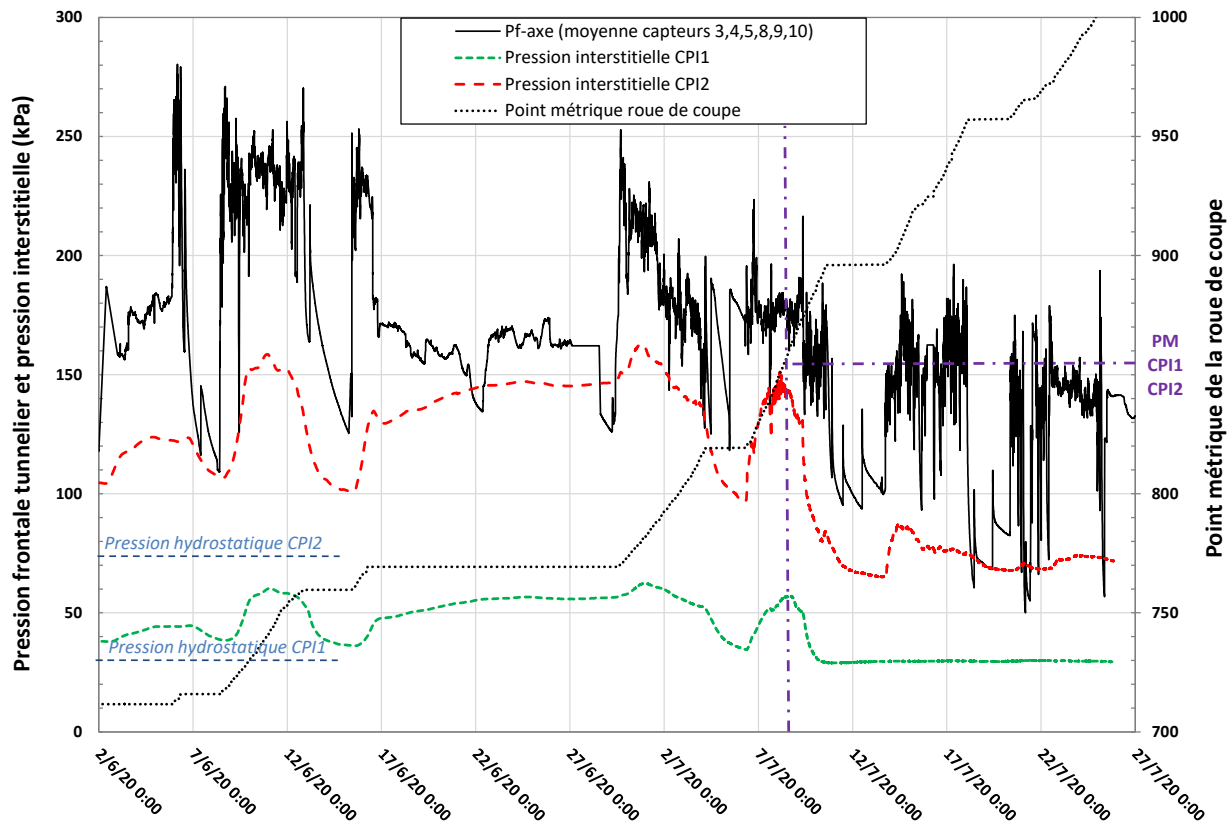


Figure 17 : Evolution des pressions interstitielles mesurées sur les CPI au cours du creusement. La ligne horizontale violette correspond à la position des CPI sur le tracé (PM 854 = anneau 427).

Points essentiels et de vigilance

- ➔ Sur le projet TULIP, les tassements finaux observés en surface sont faibles (de l'ordre de 10 mm), preuve de terrains présentant des caractéristiques mécaniques assez élevées (représentatifs des terrains traversés par la ligne 16, et plus largement du Grand Paris Express), et d'une bonne maîtrise du pilotage du tunnelier.
- ➔ Les tassements apparaissent très faibles au-dessus du front (< 10 %), et se stabilisent 6 à 10.D à l'arrière du front de taille. Jusqu'à l'atteinte d'environ 70% de ces valeurs finales, les profils longitudinaux de tassements sont bien approximés par une gaussienne cumulée, mais cela est plus discutable pour les 30% restants. Ce constat est vrai sur TULIP ainsi que sur le tramway T6 réalisé dans des conditions similaires.
- ➔ Une diminution de pression frontale d'environ 10 % a conduit à une augmentation des tassements de surface de l'ordre de 1 mm (respectivement 3 mm) à 4.D (respectivement 1,1.D) à l'arrière du front de taille. Les données disponibles ne nous permettent pas de juger de l'influence de cette diminution de pression frontale à l'avant du front.
- ➔ Les variations de pressions dans la chambre d'abattage observées pendant le week-end n'ont pas engendré de déplacements significatifs en surface.
- ➔ Dans la direction transversale, les profils de tassement en surface sont bien ajustés par une courbe gaussienne, peu excentrée, avec un paramètre IY compris entre 0,9 et 1,0, indépendant de la distance au front de taille. Les pertes de volume associées sont de l'ordre de 0,3%. Ces constats sont cohérents avec les mesures du tramway T6, ainsi que le retour d'expérience de Mair & Taylor (1997) avec un tunnelier confiné dans des terrains argileux.
- ➔ La cinématique observée dans l'épaisseur de couverture est complexe, et conditionnée surtout par les valeurs des rapports pression frontale moyenne / contrainte verticale en clé et pression de

bouillage moyenne / contrainte verticale en clé, presque indépendamment des caractéristiques mécaniques du terrain.

- Les déformations volumiques sont faibles dans l'épaisseur de couverture.
- Les déplacements horizontaux transversaux en surface sont maximaux à une distance transversale $Y \approx l_y$, qui correspond au point d'inflexion de la cuvette de tassement et ont une amplitude de l'ordre de 40% des tassements maximaux en surface.
- Les déplacements horizontaux deviennent significatifs à partir du radier, sont maximaux à la hauteur de l'axe du tunnel, atteignant environ 3 mm (30% de u_{z-max}), puis conservent une amplitude assez similaire sur toute l'épaisseur de la couverture, ce qui est différent des observations antérieures dans les terrains argileux.
- Les déplacements horizontaux longitudinaux à la surface et en profondeur sont faibles (environ 10% de u_{z-max} , donc de l'ordre du millimètre).
- En surface, les vecteurs déplacements sont orientés vers un point situé entre la clé et 0,2 à 0,8.D au-dessus de la clé. Plus en profondeur, ces vecteurs convergent vers une zone plus diffuse située sous le radier du tunnel.
- Des variations de pressions interstitielles significatives dans le terrain ont été mesurées (jusqu'à +50 kPa) : leurs amplitudes dépendent de l'amplitude de la pression frontale et de la distance entre la cellule de pression et le front de taille. L'effet du tunnelier sur les pressions se manifeste préférentiellement devant le front de taille, jusqu'à des distances importantes (au moins 150 m).

5 RESULTATS EXPERIMENTAUX RELATIFS A LA REPONSE DES PIEUX LORS DU CREUSEMENT

5.1 Déplacements verticaux des pieux

La tête de chaque pieu a été équipée de cibles topographiques suivies par les mêmes stations totales que pour le terrain. La Figure 18 synthétise les profils longitudinaux de tassements des têtes de pieu en fonction de la distance pieu / front de taille. Les déplacements estimés du terrain à la même position sont également représentés en pointillés, par extrapolation des profils de déplacements mesurés sur les sections SMRL, SMRN et SMRS (Cf. §4.1).

Cette figure révèle une **évolution des tassements de la tête des pieux ayant une allure similaire à celle du terrain** : un tassement quasiment nul jusqu'au passage du front, puis augmentation progressive avec une pente (fonction de la distance tunnelier/pieu) similaire à celle du terrain, et une stabilisation à environ $-5D$ à $-6D$ à l'arrière du front, comparable à la distance de stabilisation du terrain.

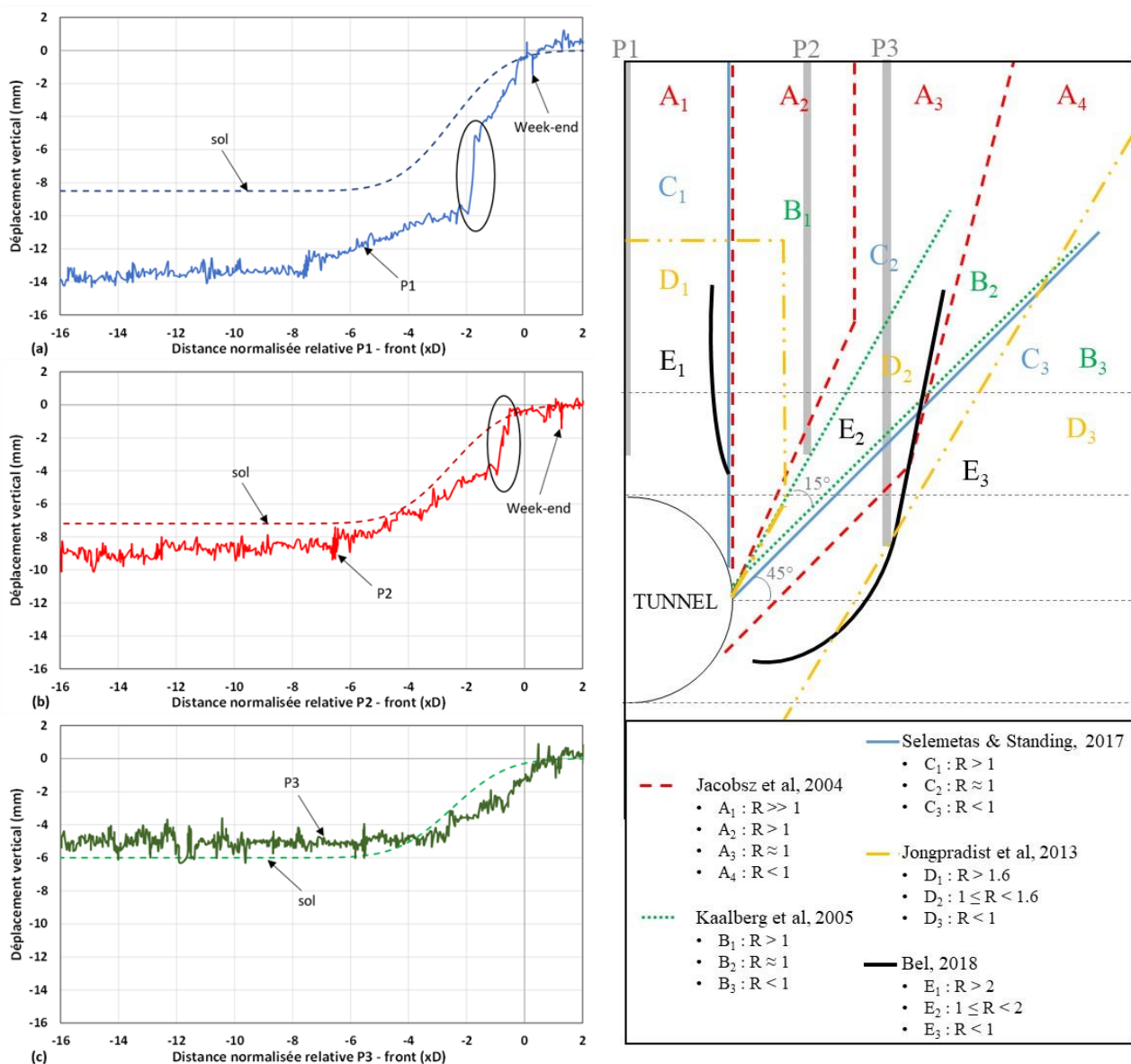


Figure 18 : Profil longitudinal de tassement de la tête des pieux, et comparaison avec le profil de tassement du terrain à la même position (profil gaussien cumulé estimé d'après le §4.1)

Figure 19 : Synthèse des zones d'influence déduites de la littérature pour des pieux simples. Le rapport R est le quotient du tassement de la tête du pieu par le tassement du terrain à la même distance transversale par rapport au tunnel.

L'influence de la distance transversale du pieu par rapport à l'axe du tunnel est claire, quant au rapport entre le tassement final de la tête du pieu S_p et le tassement du terrain à la même position S_g . En effet, pour le pieu P1 situé au-dessus de l'axe du tunnel, $S_p = 14.0$ mm et $S_g = 8.8$ mm, soit $R = S_p / S_g \approx 1.6$. Pour le pieu P2, situé à 0.7D de l'axe du tunnel, $S_p = 9.5$ mm et $S_g = 7.3$ mm, soit $R \approx 1.3$. Pour le pieu P3, situé à 1D de l'axe, $S_p = 5.4$ mm et $S_g = 6.0$ mm, soit $R \approx 0.9$.

La Figure 19 synthétise les « zones d'influence » (valeurs de R en fonction de la distance transversale à l'axe du tunnel) mises en évidence dans la littérature sur la base de tests sur modèle réduit en centrifugeuse (Jacobsz *et al.*, 2002), de tests sur modèle réduit 1g (Bel, 2018), d'expérimentations en vraie grandeur (Kaalberg *et al.*, 2005 ; Selemetas *et al.*, 2005), ou d'analyses numériques (Jongpradist *et al.*, 2013). Les positions des pieux P1 à P3 sont également représentées sur cette figure, et **confirment l'applicabilité de ces zones aux terrains du bassin parisien, au moins pour des pieux assez souples**. En particulier :

- la base du pieu P1 ($R \approx 1,6$) se trouve à l'intérieur des zones A1 ($R \gg 1$), B1 ($R > 1$), C1 ($R > 1$), D1 ($R > 1,6$) et E1 ($R > 2$) ;
- la base du pieu P2 ($R \approx 1,3$) se trouve à l'intérieur des zones A3 ($R \approx 1$), B2 ($R \approx 1$), C2 ($R \approx 1$), D2 ($1 < R < 2,6$) et E2 ($1 < R < 2$) ;
- la base du pieu P3 ($R \approx 0,9$) se trouve à l'intérieur ou à proximité des zones où l'on s'attend à ce que R soit inférieur à 1.

Noter que les différentes zones présentées en Figure 19 ont été obtenues via différentes approches et dans différentes natures de terrain et que celles-ci convergent quant à l'influence prépondérante de la distance transversale pieu / tunnel sur la réponse des pieux. D'autres paramètres ont également une influence (rapport frottement latéral / effort de pointe des pieux, coefficient de pression des terres au repos du terrain, etc.) mais les données disponibles ne permettent pas de préciser davantage ces zones à l'heure actuelle. Des compléments pourront être apportés dans la Partie II de ce document.

5.2 Variations des efforts axiaux dans les pieux

Bien que les mesures de déformations axiales des pieux soient faibles au cours du passage du tunnelier, des variations significatives des efforts axiaux ont été constatés. Celles-ci dépendent de la position du pieu considéré par rapport au tunnel.

Pour le pieu P1, situé au-dessus de l'axe du tunnel, l'effort axial varie uniquement pour $-1D < X_{pt} < 0$ (i.e. lorsque le pieu est situé au-dessus du bouclier), comme l'illustre la Figure 20a. Dans cette zone, cet effort devient quasiment nul sur le tiers inférieur du pieu, et varie donc plus rapidement avec la profondeur sur les deux tiers supérieurs (car l'effort axial en tête est imposé constant). Cette variation d'effort axial s'explique par un tassement du terrain plus important que le tassement du pieu le long de son tiers inférieur, avec une pointe non bloquée : on a donc un **frottement négatif du terrain le long d'un pieu retenu par frottement latéral sur sa partie supérieure**. Cela ne peut pas être confirmé par l'extensomètre E4 décrit en §4.2, car il n'est pas positionné dans la même section.

Pour le pieu P2, l'effort axial varie très peu pendant toute la durée de passage du tunnelier (Figure 20c). Cela implique que les déplacements relatifs terrain / pieu sont faibles. Cette assertion semble vérifiée d'après les mesures réalisées sur les extensomètres E1 et E5, où un déplacement très uniforme de la couverture est observé. La non-variation d'effort dans le pieu P2 confirme que le pieu et le terrain se déforment de la même manière. L'écart de tassement entre la tête du pieu (9 mm) et la surface du terrain (7 mm) est imputé à l'imprécision des extrapolations réalisées.

Pour le pieu P3, l'effort axial augmente progressivement, sur toute la hauteur du pieu (sauf en tête où il est imposé bien sûr), de manière assez progressive pour $-5.D < X_{pt} < 0$ (Figure 20e). L'augmentation d'effort axiale est importante : elle atteint +700 kN environ à 16 m de profondeur, soit le tiers de la charge exercée en tête. Cela s'explique ainsi : lors du chargement du pieu, du frottement positif a été mobilisé car, à une profondeur donnée, le pieu s'est déformé plus que le terrain (qui ne se déforme quasiment pas à ce stade). Lors du passage du tunnelier, le terrain le long du pieu se déplace plus que le pieu (qui est plus rigide), et dont la pointe est ancrée trop profondément pour pouvoir tasser. Cela conduit donc à diminuer le frottement latéral positif le long des 2/3 supérieurs du pieu. Afin d'assurer l'équilibre du pieu, cette diminution du frottement en partie supérieure nécessite une mobilisation

croissante du frottement en partie basse et une mobilisation croissante de la pointe du pieu (même si celle-ci reste dans tous les cas faible compte-tenu du fort élancement du pieu).

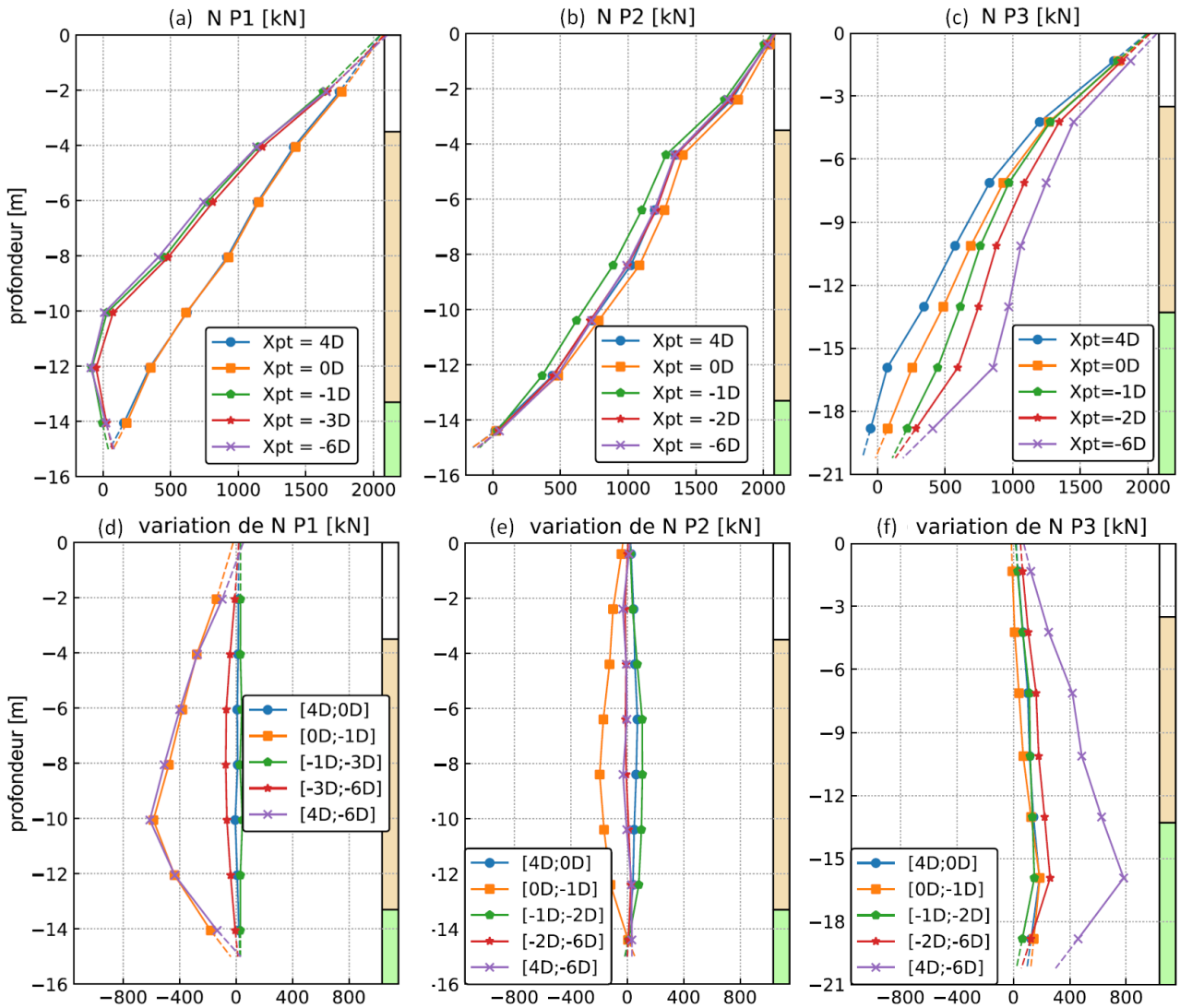


Figure 20 : Distribution des efforts axiaux dans la hauteur des pieux pour les pieux P1 (a), P2 (b) et P3 (c), et incréments d'efforts axiaux entre deux positions du tunnelier pour ces mêmes pieux (d-e-f).

5.3 Déplacements horizontaux des pieux et moments fléchissants

Les déplacements horizontaux des trois pieux sont faibles et similaires à ceux du terrain aux mêmes positions, tant en termes de profil d'évolution au cours du creusement, que d'amplitude. Dans la direction longitudinale, les pieux ont montré un déplacement négatif (vers l'arrière) de 1 mm vers le tunnel avant l'arrivée du front de taille, puis un retour à un déplacement nul après passage du bouclier. Dans la direction transversale, les têtes de pieux ont convergé vers le tunnel.

Les mesures de déformations par cordes vibrantes sur quatre filants dans chaque pieu permettent d'évaluer les moments de flexion transversaux et longitudinaux sur toute la hauteur du pieu. Les résultats sont présentés sur la Figure 21 pour deux positions du tunnelier (état « initial » : $X_{pt} = 4D$; état « final » : $X_{pt} = -6D$). Une illustration au-dessus de la légende de chaque figure décrit la direction de la courbure du moment positif. On observe des **incréments de moments longitudinaux et transversaux très faibles (< 5 kN.m)**, les moments totaux restant inférieurs à ± 30 kN.m. Cela est cohérent avec la souplesse importante des pieux sous sollicitations transversales ($7 < L/L_c < 20$).

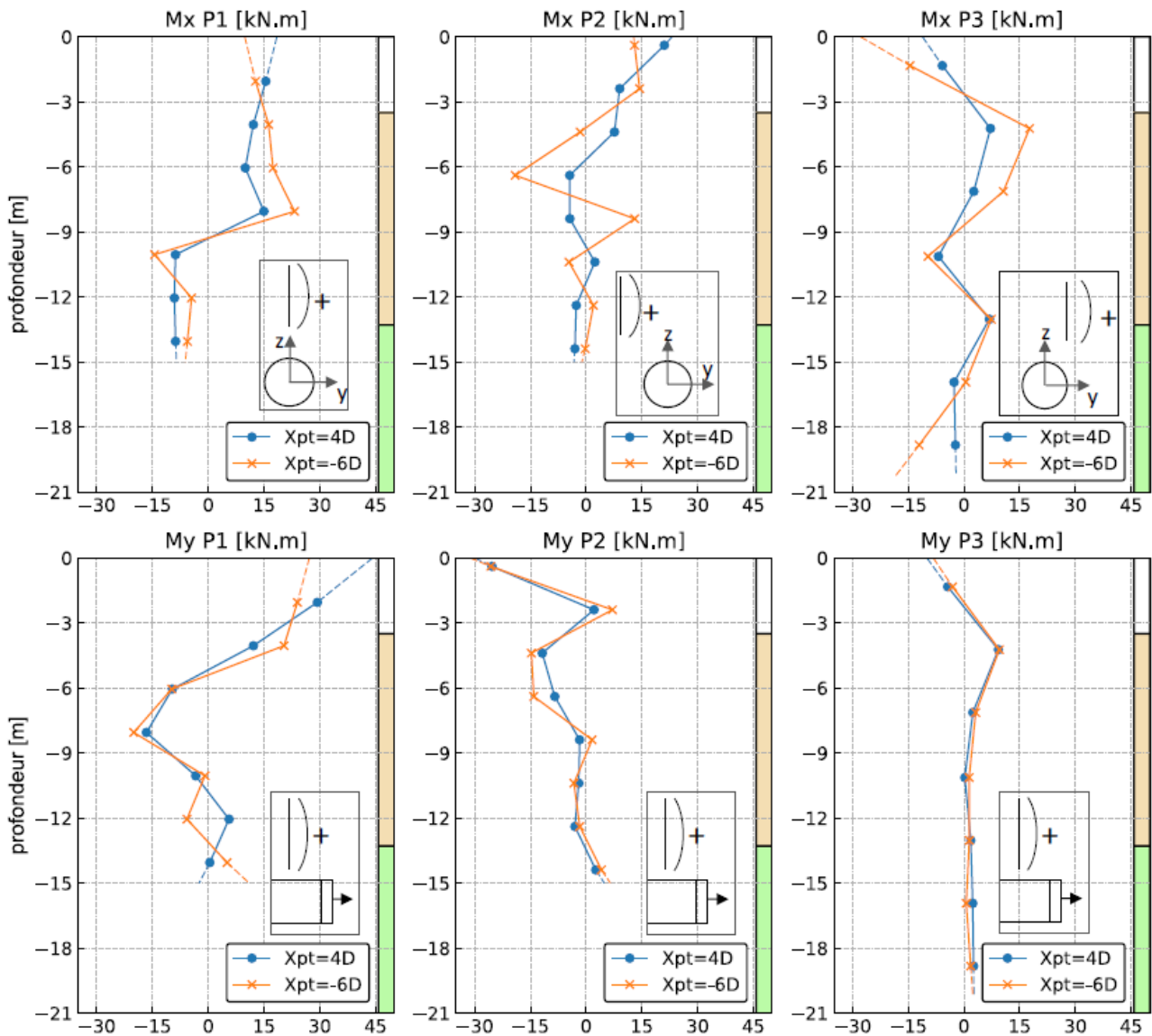


Figure 21 : Distribution des moments de flexion transversaux (figures du haut) et longitudinaux (figures du bas) pour les trois pieux, avant et après passage du tunnelier.

Points essentiels et de vigilance

- ➔ Les profils longitudinaux de tassement de la tête des pieux lors de l'avancement du tunnelier sont similaires à ceux du terrain : tassement quasiment nul jusqu'au passage du front, augmentation progressive et stabilisation à environ -6D à -10D à l'arrière du front ;
- ➔ Le tassement final de la tête d'un pieu est fonction de la distance transversale entre le pieu et l'axe du tunnel. Les mesures réalisées confirment l'applicabilité aux terrains du bassin parisien des « zones d'influence » déjà décrites dans la littérature (et dont une synthèse a été proposée) ;
- ➔ Les déformations axiales des pieux sont faibles ;
- ➔ Les variations d'effort axial dépendent de la position du pieu par rapport au tunnel :
 - Pour le pieu P1, situé au-dessus de l'axe du tunnel, l'effort axial varie uniquement pour $-1D < X_{pt} < 0$ (i.e. lorsque le pieu est situé au-dessus du bouclier). Ce pieu subit un frottement négatif du terrain le long de son tiers inférieur, avec une reprise de l'incrément d'effort par frottement latéral sur sa partie supérieure ;

- Pour le pieu P2 (situé à $0,7.D$ de l'axe), l'effort axial varie très peu pendant toute la durée de passage du tunnelier. Cela est lié aux faibles déplacements relatifs terrain / pieu ;
 - Pour le pieu P3 (situé à $1.D$ de l'axe, et descendant jusqu'à l'axe du tunnel), l'effort axial augmente progressivement entre le passage du front et $5.D$ à l'arrière du front, sur toute la hauteur du pieu. Lors du passage du tunnelier, le terrain le long du pieu se déplace plus que le pieu (qui est rigide, et dont la pointe est ancrée trop profondément pour pouvoir tasser), conduisant donc à diminuer le frottement latéral positif le long des $2/3$ supérieurs du pieu mobilisés lors du chargement du pieu ;
- Les déplacements horizontaux longitudinaux et transversaux en tête des trois pieux sont faibles et similaires à ceux du terrain aux mêmes positions. Les incréments de moments fléchissants mesurés en profondeur dans les deux directions, sur la hauteur de ces pieux sont également faibles ($< 5 \text{ kN.m}$) ;

6 APPORTS DE L'EXERCICE DE PREVISION DE LA REPONSE D'UN PIEU LORS DU CREUSEMENT

6.1 Sujet de l'exercice

Des exercices de prévision ont déjà été réalisés sur différents ouvrages géotechniques, mais rarement des tunnels. Une référence disponible dans ce domaine est l'exercice réalisé par l'association allemande des tunnels (DAUB) décrit dans Schweiger (2002). Dans cet exercice purement numérique (au sens où il n'y avait pas de référence à des résultats expérimentaux), le problème consistait à évaluer les déplacements induits en surface, dans le cas d'une approche en déformations planes, pour des paramètres donnés de résistance et de déformabilité du terrain (comportement non drainé), modélisant le creusement du tunnel par une perte de volume imposée. Malgré la simplicité de ce problème académique, des écarts significatifs ont été constatés et principalement expliqués par : (i) une trop faible extension transversale des modèles (effets de bords), (ii) des procédés de génération de la perte de volume en paroi du tunnel différents entre les différents logiciels de calcul utilisés.

Forts des résultats expérimentaux précédemment décrits, les partenaires du projet TULIP ont souhaité organiser un exercice de prévision de l'impact du tunnelier sur le pieu P3, afin de mobiliser la profession autour de cette problématique et de confronter les différentes pratiques. Cet exercice, réalisé pendant l'année 2021, a été un succès : dix-neuf entreprises, bureaux d'études, concepteurs de logiciels de calcul géotechnique et universitaires ont participé (Figure 22).

L'objectif de l'exercice était d'estimer les grandeurs suivantes :

- La distribution de l'effort normal dans le pieu après le chargement, N_{ini} ;
- Le tassement maximal final en surface du terrain induit par le tunnelier « en champ libre » (*i.e.* loin du pieu) noté $u_{zmax-terrain}$;
- Les distances transversales pour lesquelles le tassement en surface vaut respectivement 60 % et 30 % du tassement maximal (dans l'axe), notées $Y_{60\%-uzmax}$, $Y_{30\%-uzmax}$;
- Le tassement maximal $u_{zmax-P3}$ de la tête du pieu après passage du tunnelier ;
- La distribution de l'effort normal dans le pieu après le passage du tunnelier, N_{fin} ;
- Le moment fléchissant transversal final M_{x-fin} dans le pieu après passage du tunnelier.

Les participants étaient libres d'utiliser l'approche qui leur convenait : les prévisions pouvaient découler de modèles semi-empiriques, analytiques ou numériques, 2D ou 3D.

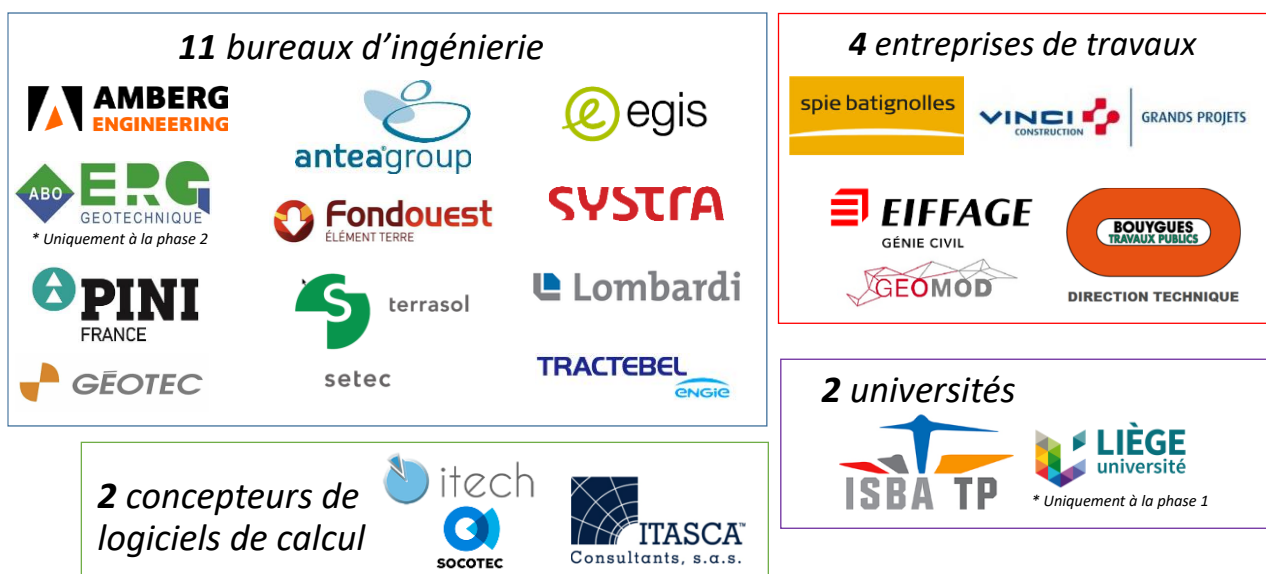


Figure 22 : Synthèse des participants à l'exercice de prévision.

Cet exercice a été mené en deux temps. Pour la phase n°1 de l'exercice (avril à juillet 2021), les participants disposaient des données d'entrée suivantes :

- la coupe lithologique de la Figure 1, considérée comme représentative de la zone étudiée, l'ensemble des coupes et courbes pression-volume des trois sondages pressiométriques réalisés dans l'emprise de l'expérimentation, ainsi que la synthèse des essais de laboratoire (essais triaxiaux et essais œdométriques) réalisés spécifiquement pour l'expérimentation ou plus globalement pour le creusement de la Ligne 16 ;
- la géométrie du tunnelier, ainsi que les valeurs moyennes de ces principaux paramètres de pilotage (pression frontale, effort de poussée nette, pression d'injection de mortier, absence d'injection de bentonite) ;
- la géométrie et le mode de réalisation du pieu, la charge exercée sur sa tête, le tassement final de sa tête à la fin de son chargement, et son module d'Young estimé.

Des éléments complémentaires ont ensuite été transmis à la fin du mois de mai 2021, pour réception de nouvelles réponses fin juillet 2021 :

- Phase n°2 : pour celle-ci les participants ont recalé leurs modèles en considérant, d'une part que l'effort de pointe du pieu post-chargement était nul, et d'autre part que, pour la cuvette de tassement du terrain « en champ libre », on avait mesuré les paramètres suivants : $u_{zmax-terrain} = -10,0$ mm, $Y_{60\%-uzmax} = 8,0$ m, et $Y_{30\%-uzmax} = 12,5$ m ;
- Phase n°3 : pour cette partie de l'exercice, on cherchait à étudier séparément l'influence de la façon dont le creusement était modélisé, en imposant aux participants d'utiliser le modèle de comportement Hardening Soil Model (HSM ; Schanz *et al*, 1999) pour chaque formation avec des paramètres donnés.

6.2 Hypothèses effectuées par les participants

La synthèse des différentes hypothèses effectuées par les participants a révélé tout d'abord une **grande variété de types de modèles** : bien qu'il s'agisse systématiquement de calculs par éléments finis ou différences finies, les participants ont répondu avec des modèles 3D complets, ou des modèles 2D en déformations planes du tunnel, combinés parfois à des calculs aux coefficients de réaction.

De plus, bien que la majorité des participants (15/19) aient utilisé le même modèle de comportement (Hardening Soil Model) et que l'incertitude sur les données d'entrée ait été inférieure à celle rencontrée dans les projets courants, une **grande variabilité de caractéristiques géotechniques attribuées au terrain (E_{50} variant d'un facteur six environ)** a été constatée. Compte-tenu des données transmises, deux approches ont en effet été utilisées :

- une évaluation à partir des modules pressiométriques (via une corrélation du type $k.E_M/\alpha$ où α est le coefficient rhéologique de Ménard) : cette approche retenue par treize participants, présente une dispersion importante (facteur six) liée au choix d'une moyenne arithmétique ou harmonique entre les différents essais pressiométriques et aux valeurs retenues pour le coefficient k (Figure 23a) ;
- une estimation à partir des essais de laboratoire : les valeurs plutôt hautes des intervalles transmis ont été souvent considérées, avec un facteur deux à trois entre les valeurs minimales et maximales retenues dans les SB (Figure 23b). De manière générale, des modules deux à trois fois plus faibles en moyenne ont été retenus lorsque le choix était tiré des essais de laboratoire, que lorsqu'il était tiré des essais pressiométriques.

Les modèles diffèrent également fortement quant à leur manière de modéliser le creusement au tunnelier : huit approches différentes ont été utilisées, avec en particulier des différences importantes sur les conditions imposées le long du bouclier. Plus précisément, quatre approches 3D ont été utilisées par les participants ; l'une d'entre elles n'a pas été décrite ce qui ne permet pas de la commenter. Les trois autres ont en commun l'application d'une pression frontale représentant la pression dans la chambre d'abattage, en tenant compte d'un gradient vertical, et prenant parfois en compte l'effort de confinement du front de taille exercé par les parties métalliques de la roue de coupe (Figure 24a). Elles ont également en commun l'application de la pression du mortier de bourrage P_b en sortie de jupe. Elles diffèrent par contre sur les conditions aux limites imposées le long du bouclier : (i) un participant a considéré que la

pression frontale s'exerçait aussi tout le long du bouclier (a1), (ii) trois participants n'ont pas exercé de pression le long du bouclier (en raison de l'absence d'injection de bentonite) et ont vérifié que la convergence du terrain u_{r-max} restait inférieure à l'espace annulaire disponible (a2), et (iii) quatre participants ont modélisé explicitement le bouclier et l'ont contracté pas à pas (a3). Cette dernière procédure semble discutable si la convergence du terrain ne suffit pas à combler l'espace annulaire disponible, générant a priori des contraintes non réalistes sur le contour de l'excavation.

La transposition du problème en déformations planes nécessite de prendre des dispositions spécifiques pour tenir compte du caractère tridimensionnel du problème. Sept participants ont utilisé un déconfinement presque total (effet résiduel du front de taille inférieur ou égal à 10 %) et l'application d'une pression radiale P_r comprise entre 0 et 130 kPa en clé (Figure 24b) : cette variation de P_r entre les participants correspond à celle entre les deux premiers cas décrits précédemment en 3D (a1 et a2). Un participant (b2) a utilisé un taux de déconfinement corrigé par la pression frontale (Aristaghes & Autuori, 2001). Un autre (b3) a imposé directement une perte de volume en paroi, sans tenir compte des pressions réelles exercées par le tunnelier. Enfin, un participant (b4) a réalisé au préalable un calcul axisymétrique tenant compte des différentes pressions exercées par le tunnelier (avec une hypothèse de symétrie de révolution autour de l'axe du tunnel), et en a déduit un taux de déconfinement à retenir pour ce projet.

Enfin, les **différents modèles diffèrent quant à leur manière de représenter le pieu**. Dans les modèles 3D, le pieu a été modélisé sous la forme d'éléments volumiques par six participants, et sous forme d'éléments linéiques par deux participants. Dans les calculs en déformations planes, le pieu est, par définition, transformé en une plaque de longueur infinie dans la direction orthogonale à la section étudiée. Pour corriger cet effet géométrique, les participants prennent en compte un « espacement fictif » conduisant à (i) réduire le module d'Young et/ou la largeur du pieu fictif pour obtenir une rigidité en flexion et/ou en compression calculées en fonction de celles du pieu réel, (ii) modifier les paramètres d'interface terrain / pieu pour ne pas dépasser la résistance au cisaillement mobilisable autour du pieu réel cylindrique. Cet « espacement fictif » varie entre 1 m et 10 m (soit entre deux fois et vingt fois le diamètre du pieu).

En termes de conditions d'interface terrain / pieu, trois participants ont considéré une adhérence parfaite. Neuf participants ont considéré un frottement latéral constant (critère de Tresca). Les valeurs de frottement latéral unitaire retenues varient d'un facteur deux environ (110 à 170 kPa dans les CSO, et 80 à 170 kPa dans les SB). Les sept autres participants ont retenu un frottement latéral fonction de la contrainte normale (critère de Mohr-Coulomb) avec des paramètres de résistance au cisaillement (c' et $\tan \phi'$) qui, lorsqu'ils sont documentés, sont de l'ordre de 80 % de ceux du terrain avoisinant.

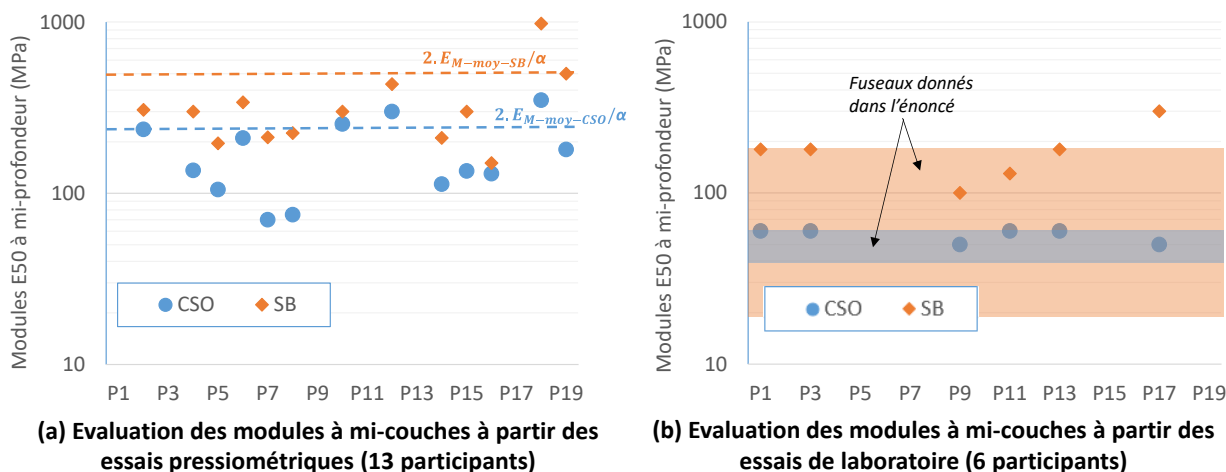
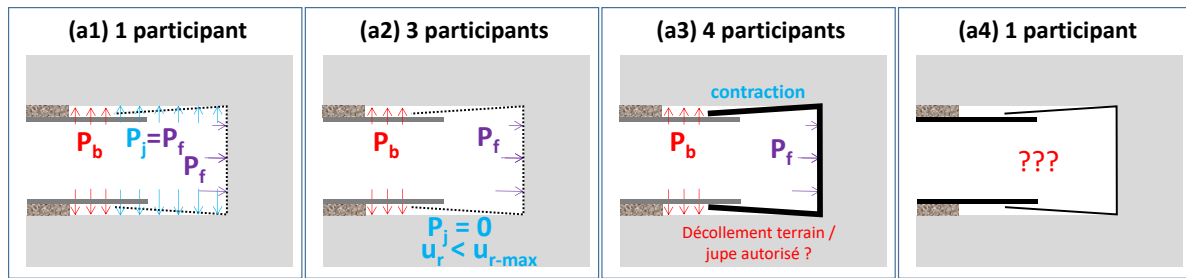


Figure 23 : Synthèse des hypothèses effectuées en termes de déformabilité des terrains.

(a) MODELES 3D



(b) MODELES 2D (Chargements en sortie de jupe)

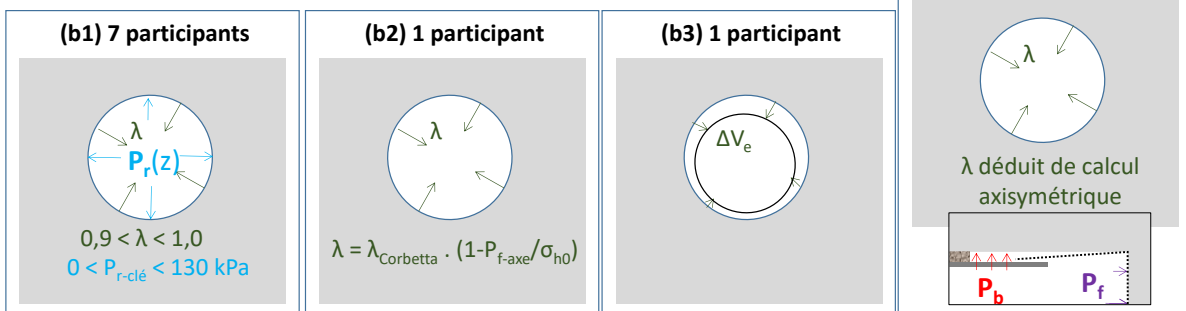


Figure 24 : Synthèse des procédés utilisés pour modéliser le processus de creusement au tunnelier.

6.3 Synthèse des résultats des participants

La qualité de l'expérimentation (en termes de données d'entrée et de mesures de la réponse du terrain et du pieu) et la large participation des acteurs des travaux souterrains à cet exercice permettent de tirer plusieurs enseignements concernant l'estimation de l'impact des tunneliers sur des fondations profondes. Concernant l'évaluation des efforts axiaux dans le pieu après chargement, **la majorité des modèles numériques réalisés ont eu tendance à sur-estimer fortement l'effort de pointe**, qui était quasiment nul expérimentalement. Ce constat est particulièrement vrai pour les modèles 2D en déformations planes, qui sont sur ce point nettement moins appropriés que les autres approches.

Pour les déplacements induits en surface du terrain « en champ libre », 50 % des modèles réalisés ont donné une estimation correcte de l'amplitude des tassements maximaux ($10 \text{ mm} \pm 5 \text{ mm}$), mais certains modèles ont conduit à des valeurs extrêmes (3 à 50 mm), comme le montre la Figure 25.

Comme on pouvait l'attendre, la modification des paramètres de déformabilité des terrains (notamment le module sécant E_{50}) a permis aux participants de recalibrer l'amplitude du tassement maximal du terrain en surface dans la deuxième phase de l'exercice. Par contraste, **l'extension transversale de la cuvette de tassement est surestimée d'environ 50 %, en 3D comme en 2D**, avec un modèle de comportement élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb ou avec le Hardening Soil Model, et aucun recalibrage ne permet d'améliorer cet aspect du résultat sans modifier le modèle de comportement. Le modèle anisotrope transverse développé par Gilleron *et al* (2021) permet de résoudre ce problème, mais il fait intervenir des paramètres supplémentaires dont la détermination n'est pas immédiate.

On peut aussi signaler que les modèles 3D ne se sont pas avérés nécessairement meilleurs que les modèles en déformations planes pour l'estimation des déplacements en surface en l'absence de pieu, et que la dispersion des résultats reste relativement limitée malgré la très grande variété des hypothèses de modélisation (déformabilité des terrain ou représentation du tunnelier). Chaque participant semble retenir un couple [modèle géotechnique et valeurs des paramètres associés ; procédé de modélisation du creusement au tunnelier] qu'il sait fiable « par expérience ». La forte dispersion des résultats observée lors de la phase n°3 de l'exercice, où le modèle géotechnique a été imposé, en est révélatrice.

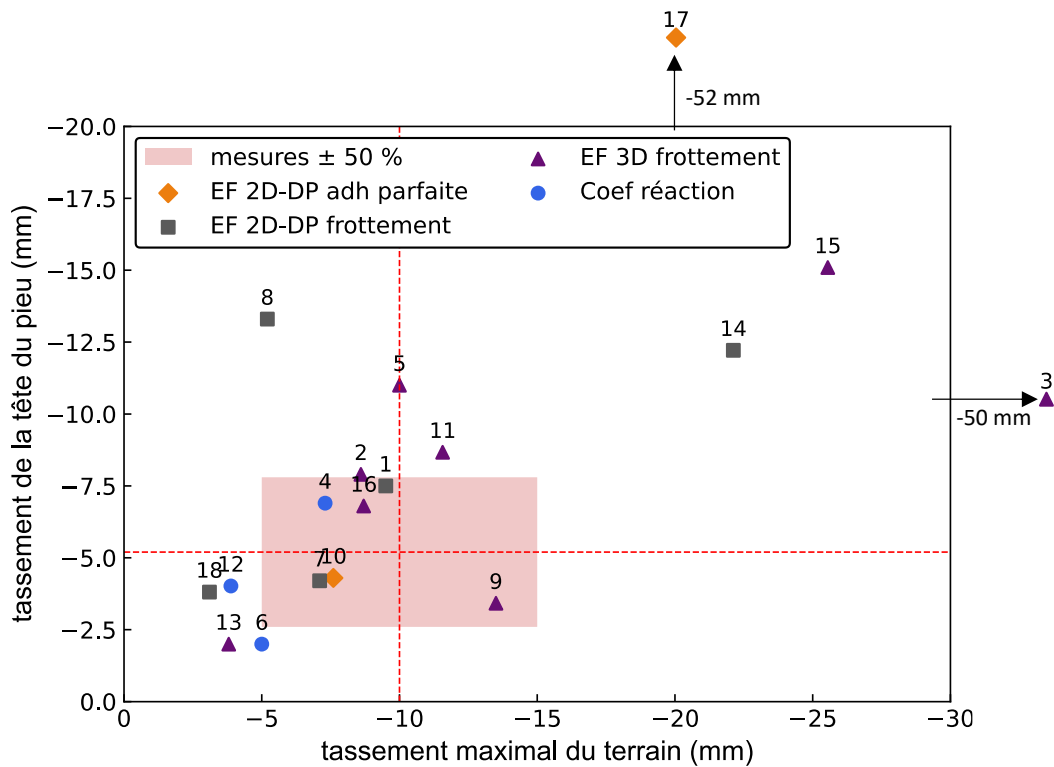


Figure 25 : Tassements de la tête du pieu en fonction du tassement maximal en surface du terrain (phase n°1).

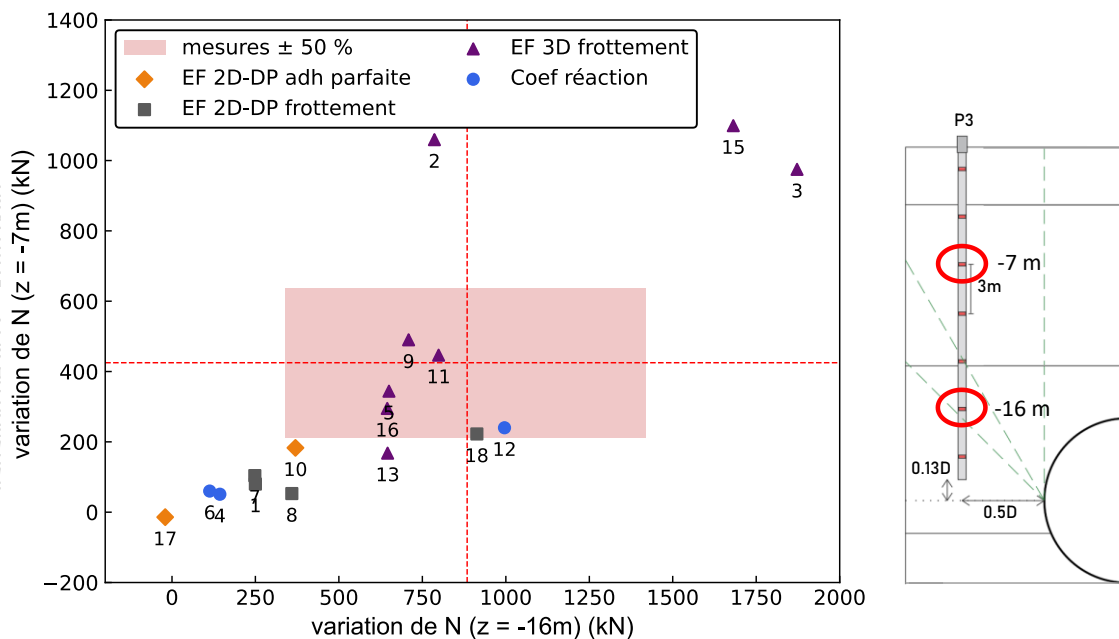


Figure 26 : Efforts normaux finaux dans le pieu, après passage du tunnelier (phase n°1).

Pour le tassement final de la tête du pieu après passage du tunnelier, les points suivants sont à retenir. En premier lieu, les calculs présentent une grande dispersion : les résultats varient entre **0,5 et 10 fois le tassement réel du pieu** (Figure 25). Estimer correctement le tassement du terrain "en champ libre" ne garantit pas nécessairement une bonne estimation du tassement du pieu. Encore faut-il que le modèle soit en mesure de reproduire fidèlement les phénomènes d'interaction sol/pieu se produisant tout le long du pieu.

Enfin, seuls six participants sur dix-neuf ont estimé correctement (i.e. dans un intervalle de $\pm 50\%$ par rapport aux résultats expérimentaux) les **variations d'efforts axiaux induites par le tunnelier** (Figure

26). Les autres modèles donnent des **variations allant pratiquement de zéro à 300 % des variations mesurées expérimentalement**. On peut signaler que la qualité de l'estimation des variations d'effort n'est pas corrélée avec la qualité de l'estimation des tassements du terrain, et que les modèles 2D en déformations planes ont tendance à sous-estimer les variations d'efforts axiaux.

Plus globalement, cet exercice a montré que l'estimation de l'impact d'un tunnelier sur des fondations profondes reste un sujet ouvert et que la diversité des approches utilisées conduit à une dispersion significative des résultats.

Points essentiels et de vigilance

- L'exercice de prévision a bénéficié d'une large mobilisation de la profession. Il a montré une grande variété :
 - de types de modèles : bien qu'il s'agisse systématiquement de calculs par éléments finis ou différences finies, les participants ont répondu avec des modèles 3D complets, ou des modèles 2D en déformations planes du tunnel et du terrain, combinés parfois à des calculs aux coefficients de réaction pour évaluer la réponse des pieux ;
 - de caractéristiques géotechniques (E_{50} variant d'un facteur six environ), bien que la majorité des participants (15/19) aient utilisé le même modèle de comportement (Hardening Soil Model) et que l'incertitude sur les données d'entrée ait été inférieure à celle rencontrée dans les projets courants pour les données pressiométriques ;
 - de manières de modéliser le creusement au tunnelier : huit approches différentes ont été utilisées, avec en particulier des différences importantes sur les conditions imposées le long du bouclier ;
 - de représentation du pieu, modélisé selon les cas en 3D ou en 2D-déformations planes avec un « espacement fictif », et de l'interface terrain / pieu (adhérence parfaite, frottement latéral constant ou fonction de la contrainte normale) ;
- Concernant la modélisation du chargement du pieu, la majorité des modèles numériques réalisés (et en particulier les modèles 2D en déformations planes) ont eu tendance à surestimer assez fortement l'effort de pointe ;
- Pour les déplacements induits en surface du terrain « en champ libre », 50 % des modèles réalisés ont donné une estimation correcte de l'amplitude des tassements maximaux ($10 \text{ mm} \pm 5 \text{ mm}$), mais certains modèles ont conduit à des valeurs extrêmes (3 à 50 mm). Les modèles 3D ne se sont pas avérés nécessairement meilleurs que les modèles en déformations planes sur ce point. La dispersion des résultats reste également relativement limitée malgré la très grande variété des hypothèses de modélisation : chaque participant semble retenir un couple [modèle géotechnique ; procédé de modélisation du creusement au tunnelier] qu'il sait fiable « par expérience » ;
- L'extension transversale de la cuvette de tassement est surestimée d'environ 50 %, en 3D comme en 2D, avec un modèle de comportement élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb ou avec le Hardening Soil Model, et aucun recalage ne permet d'améliorer cet aspect du résultat sans modifier le modèle de comportement. Cette extension transversale surestimée peut conduire à des zones d'influence géotechniques trop larges (grand nombre d'avoisinants), ainsi qu'à une sous-estimation des tassements différentiels subis ;
- Concernant le tassement final de la tête du pieu après passage du tunnelier, une grande dispersion est observée (0,5 à 10 fois le tassement réel). Estimer correctement le tassement du terrain "en champ libre" ne garantit pas nécessairement une bonne estimation du tassement du pieu ;
- Les variations d'efforts axiaux dans les pieux induites par le tunnelier sont très variables entre les participants, allant pratiquement de zéro à 300 % des variations mesurées expérimentalement.

7 REFERENCES

7.1 Produits du projet de recherche TULIP

** Articles dans des revues scientifiques et techniques à comité de lecture :

Berthoz N., Bourgeois E., Branque D., Michalski A., Mohamad W., Le Kouby A., Szymkiewicz F., Kreziak C. (2022). *Impact du creusement au tunnelier sur un pieu : synthèse de l'exercice de prévision TULIP*. Revue Française de Géotechnique, n°173, vol. 2, 16 p.

Berthoz N., Branque D., Michalski A., Mohamad W., Bourgeois E., Le Kouby A., Szymkiewicz F., Rallu A. (2023). Impact of tunnelling on piles in Parisian subsoil : dataset of in-situ measurements in the ground and on three instrumented piles, Data in Brief, n°47, 108971.

Michalski A., Branque D., Berthoz N., Mohamad W., Szymkiewicz F., Le Kouby F., Bourgeois E. (2023). *Greenfield response to EPBM tunnelling in the Paris area and relations with TBM operation variables*, Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Journal (under review).

Mohamad W., Bourgeois E., Le Kouby A., Szymkiewicz F., Michalski A., Branque D., Berthoz N., Soyez L., Kreziak C. (2022). *Full scale study of pile response to EPBS tunnelling on a Grand Paris Express site*, Tunnelling and Underground Space Technology, 124, <https://doi.org/10.1016/j.tust.2022.104492>

** Communications dans des congrès scientifiques avec comité de lecture :

Berthoz N., Michalski A., Branque D., Subrin D. (2021). Impact des tunneliers sur des fondations profondes : modélisation numérique 3D d'essais réalisés sur modèle réduit, Congrès International AFTES, Paris.

Michalski A., Branque D., Berthoz N., Mohamad W., Bourgeois E., Le Kouby A., Szymkiewicz F. (2022), *Full-scale experiment of the TBM / soil / pile interaction in Parisian subsoil*. ITA World Tunnel Congress (WTC), Copenhagen.

Mohamad W., Bourgeois E., Le Kouby A., Szymkiewicz F., Soyez L., Kreziak C., Noureldeen A., Branque D., Rallu A., Michalski A., Berthoz N. (2021). *Effects of tunnelling on existing pile foundations: the TULIP project*. Proceeding of the 20th Intern Conf. On Soil Mech. And Geotech (ICSMGE). Engineering, Sidney.

Mohamad W., Bourgeois E., Le Kouby A., Szymkiewicz F., Michalski A., Branque D., Berthoz N., Kreziak C. (2022). *Effet du creusement au tunnelier sur les fondations profondes : comparaison entre cordes vibrantes et fibres optiques*, 11^{ème} Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur (JNGG), Lyon.

Michalski A., Berthoz N., Mercado-Chavez C., rallu A., Subrin D., Branque D. (2023). *Modélisation numérique 3D de l'interaction tunnelier / terrain / pieux appliquée à l'expérimentation in-situ TULIP*, Congrès international de l'AFTES, Paris.

Bourgeois E., Berthoz N., Mohamad W., Szymkiewicz F., Le Kouby A., Branque D., Michalski A., Kreziak C., Soyez L. (2023). *Results of a benchmark exercise of prediction of tunnel-pile interaction : the TULIP project*, 10th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE), London.

** Mémoires de thèse :

Mohamad W. (2022), *Effet de la construction des tunnels sur les fondations profondes : Cas du Grand Paris Express*, Thèse de doctorat de l'Université Gustave Eiffel.

Michalski A. (2023), *Evaluation de l'impact du creusement au tunnelier sur des fondations profondes : expérimentation en vraie grandeur et modélisation numérique*, Thèse de doctorat de l'ENTPE, 151 p.

** Autres communications :

Demi-journée Scientifique et Technique au CETU co-organisée avec l'AFTES et le CFMS : Projet TULIP (prévision de l'impact d'un tunnelier sur une fondation profonde) du 14/10/2021 – Supports de présentations disponibles au lien <https://www.cfms-sols.org/documentation/exposes-du-cfms - 2021>

7.2 Autres références

- AFNOR NFP94-261, 2013. Justification des ouvrages géotechniques – normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations superficielles, 124 p.
- AFNOR NFP94-262, 2012. Justification des ouvrages géotechniques – normes d'application nationale de l'Eurocode 7 – Fondations profondes, 204 p.
- AFTES GT16, 2018. Prise en compte des effets induits par le creusement sur les constructions avoisinantes dans la conception et la réalisation des ouvrages souterrains. Recommandation GT16 R2F1, 68 p.
- Attewell, P.B., Woodman, J.P. 1982. Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil. *Ground Eng.* 15 (8), 13-22.
- Basile, F., 2014. Effects of tunnelling on pile foundations. *Soils and Foundations*, n°54, pp. 280-295.
- Bel, J., 2018. Modélisation physique de l'impact du creusement d'un tunnel par tunnelier à front pressurisé sur des fondations profondes. Thèse de doctorat, Université de Lyon.
- Berthoz N., Branque D., Wong H., Subrin D. 2018. TBM soft ground interaction: Experimental study on a 1 g reduced-scale EPBS model. *Tunn Undergr Sp Technol* 72: 189–209.
- Berthoz N., Branque D., Subrin D., 2020. Déplacements induits par les tunneliers : rétro-analyse de chantiers en milieu urbain sur la base de calculs éléments finis en section courante. *Revue française de géotechnique*, 164, 1 – 20, doi.org/10.1051/geotech/2020019.
- Bustamante M., Frank R., Christoulas S., 1991. Evaluation de quelques méthodes de calcul des pieux forés. *Revue Française de Géotechnique*, n°54, pp. 39-52.
- Chen, L., Poulos, H. G. & Loganathan, N., 1999. Pile responses caused by tunnelling. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental*, vol. 125, n°3, pp. 207-215.
- Dias D., Kastner R., 2013. Movements caused by the excavation of tunnels using face pressurized shields — analysis of monitoring and numerical modeling results. *Eng. Geol.* 152, 17–25. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2012.10.002>
- El Jirari S., 2021, Modélisation numérique du processus de creusement pressurisé des tunnels, Thèse de doctorat de l'Université de Lyon, 196 p.
- Finno R.J., Clough G.W., 1985. Evaluation of soil response to epb shield tunnelling. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111, 155-173.
- Frank, R., 1999. Calcul des fondations superficielles et profondes, *Techniques de l'ingénieur*, Presses de l'Ecole Nationale des ponts et chaussées, 141 p.
- Franza, A., Marshall, A. M., Haji, T., Abdellatif, A. O., Carbonari, S. & Morici, M., 2017. A simplified elastic analysis of tunnel-piled structure interaction. *Tunnelling and Underground Space Technology*, n°61, Vol.1, pp. 104-121.
- Gilleron N, Bourgeois E, Chatellier P, Saïtta A. 2021. An anisotropic Model for the Numerical Analysis of Tunneling-Induced Settlements in the Paris Area. *Geotechnical and Geological Engineering*, n°39, pp. 3133-3146.
- Grave, P., Dore, V., Mordant, E. (2012). Tramway T6 – Ligne Châtillon Viroflay. *Tunnels et Espace Souterrain* (234), 533–541.
- Hong Y., Soomro M.A., Ng C.W.W., 2015. Settlement and load transfer mechanism of pile group due to side-by-side twin tunnelling. *Computers and Geotechnics*, N°64, pp. 105-119.
- Jacobsz, S. W., Standing, J. R., Mair, R. J., Hagiwara, T. & Sugiyama, T., 2004. Centrifuge modelling of tunnelling near driven piles. *Soils and Foundations* n°44, vol. 1, pp. 49-56.
- Jongpradist, P., Kaewsri, T., Sawatparnich, A., Suwansawat, S., Youwai, S., Kongkitkul, W. & Sunitsakul, J., 2013. Development of tunneling influence zones for adjacent pile foundations by numerical analyses. *Tunnelling and Underground Space Technology* 34, pp. 96-109.
- Kaalberg, F. J., Teunissen, E. A. H., van Tol, A. F., and Bosch, J., 2005. Dutch research on the impact of shield tunnelling on pile foundations. 5th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, pp. 123–131.
- Karakus M., Ozsan A., Basarir H., 2007. Finite element analysis for the twin metro tunnel constructed in Ankara Clay, Turkey. *Bull Eng Geol Env* 66, 71–79. DOI 10.1007/s10064-006-0056-z.
- Komiyama K., Soga K., Akagi H., Hagiwara T., Bolton M.D., 1999. Finite element modelling of excavation and advancement processes of a shield-tunnelling machine. *Soils and Foundations*, 39(3), 37–52.
- Liu, C., Zhang, Z. & Richard, A. R., 2014. Pile and pile group response to tunnelling using a large diameter slurry shield – Case study in Shanghai. *Computers and Geotechnics*, n°59, pp. 21-43.
- Loganathan, N., Poulos, H. G. & Stewart, D. P., 2000. Centrifuge model testing of tunnelling-induced ground and pile deformations. *Géotechnique*, n°50, vol. 3, pp. 283-294.
- Mair R., Taylor R., Bracegirdle, A., 1993, Subsurface settlement profiles above tunnels in clays, *Geotechnique*, 43-2, pp. 315-320
- Meschke G., Nagel F., Stascheit J., 2011. Computational simulation of mechanized tunneling as part of an integrated decision support platform. *Int. J. Geomech.* 11, 519–528.
- Meschke, G., Ninic, J., Stascheit, J. & Alsahly, A., 2013. Parallelized computational modeling of pile-soil interactions in mechanized tunneling. *Engineering Structures*, n°47, pp. 35-44.
- Mori L., Alavi E., Mooney M., 2017, Apparent density evaluation methods to assess the effectiveness of soil conditioning, *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 67, pp. 175-186.
- Moyal, P., Beaugendre, N., Piljan, J.L., Lechantre, G., Gauthier, P., 2011. Extension of Paris metro line 12 from Porte de la Chapelle to Mairie d'Aubervilliers. *Proceedings of AFTES Int Cong*, Lyon, France.
- Mroueh H., Shahrouh I., 2008. A simplified 3D model for tunnel construction using tunnel boring machines. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 23, 38–45.
- Nematollahi, M. & Dias, D., 2019. Three-dimensional numerical simulation of pile-twin tunnels interaction – Case of the Shirazsubwayline. *Tunneling and Underground Space Technology*, n°86, pp. 75-88.
- Pang, C., Yong, K., Chow, Y. & Wang, J., 2006. The response of pile foundations subjected to shield tunnelling. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground - Proceedings of the 5th International Conference of TC28 of the ISSMGE*, pp. 737-743.

- Peck R.B., 1969. Deep excavations and tunneling in soft ground, Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State of the Art Volume, 225-290.
- Philipponnat, G., Hubert, B., 2011. Fondations et Ouvrages en terre. Eyrolles, 548 p.
- Rowe R.K., Lo K.Y., Kack G.J., 1983. A method of estimating surface settlement above shallow tunnels constructed in soft ground. Canadian Geotechnical Journal, 20: 11-22.
- Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G. 1999. The Hardening Soil Model: Formulation and verification. In: Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of PLAXIS, Proceedings of the 1st Symposium on Plaxis, CRC Press, 328 p.
- Schweiger H.F., 2002, Results from numerical benchmark exercises in geotechnics, Proc. 5th European Conf. Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Presses Ponts et chaussees, Paris, pp. 305-314.
- Soomro, M. A., Hong, W, Ng, C. W. W., Lu, H. & Peng, S., 2015. Load transfer mechanism in pile group due to sing tunnel advancement in stiff clay. Tunnelling and Underground Space Technology, n°45, pp. 63-72.
- Standing, J.R., Selemetas, D. 2013. Greenfield ground response to EPBM tunnelling in London Clay, Géotechnique, n°63, vol. 12, pp. 989-1007.
- Swoboda G., 1979. Finite element analysis of the New Austrian Tunnelling Method (NATM). In: Proceedings of the 3rd International conference on Numerical Methods in Geomechanics, vol. 2, Aachen, pp. 581–586.
- Swoboda G., Abu-Krishna A., 1999. Three-dimensional numerical modelling for TBM tunnelling in consolidated clay. Tunnelling and underground space technology, 14, 327-333.
- Vermeer, P.A., Brinkgreve, R., 1993. Plaxis version 5 manual. A.A. Balkema, Rotterdam.
- Wan, M. S. P., Standing, J. R., Potts, D.M. & Burland, J. B., 2017. Measured short-term subsurface ground response to EPBM tunnelling in London Clay. Géotechnique 67, No. 9, 748–779, <https://doi.org/10.1680/jgeot.SIP17.P.148>.
- Wu Y., Mooney M.A., Cha M., 2018. An experimental examination of foam stability under pressure for EPB TBM tunneling, Tunnelling and Underground Space Technology, Volume 77, pp. 80-93.
- Zhang, Z., Huang, M., Xu, C., Jiang, Y., Wang, W., 2018. Simplified solution for tunnel-soil-pile interaction in Pasternak's foundation, Tunnelling and Underground Space Technology, n°78, pp. 146-158.