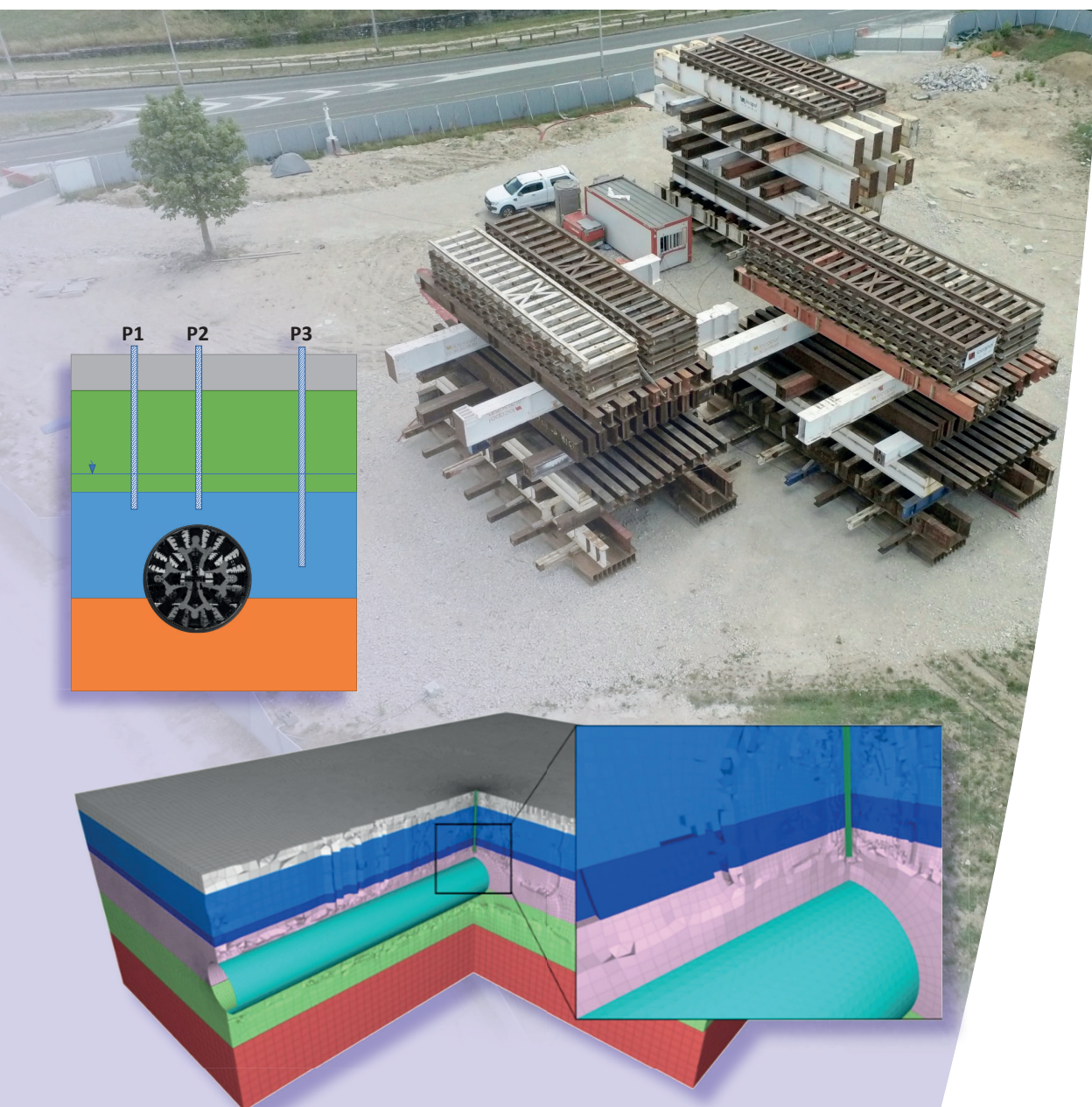


Les documents d'information

IMPACT DU CREUSEMENT AU TUNNELIER SUR DES FONDATIONS PROFONDES

Principaux enseignements du projet de recherche TULIP



AVERTISSEMENT

Les éléments décrits dans ce document d'information sont issus des réflexions menées dans le cadre du projet TULIP (TUnneliers et Limitation des Impacts sur des Pieux). Les résultats expérimentaux correspondent à une situation particulière (contexte géotechnique donné, pieux élancés ($L/B > 30$), conditions de pilotage du tunnelier fixées, 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. Les résultats obtenus sont applicables sur un projet donné quand ils constituent une expérience comparable au sens de l'Eurocode 7. Pour les autres projets, ils donnent des tendances qu'il faut contrôler par des reconnaissances géotechniques suffisantes et des méthodes de dimensionnement appropriées. En particulier, les résultats des études de sensibilité du § 8 ne doivent pas être extrapolés sans discernement à des conditions significativement différentes.

IMPACT DU CREUSEMENT AU TUNNELIER SUR DES FONDATIONS PROFONDES

Principaux enseignements du projet de recherche TULIP

septembre 2026

Centre d'Études des Tunnels

25, avenue François Mitterrand

69500 BRON – France

Tél. 33 (0)1 40 81 30 30

cetu@developpement-durable.gouv.fr

www.cetu.developpement-durable.gouv.fr

TABLE DES MATIÈRES

1 CONTEXTE ET OBJECTIFS	7
1.1 Enjeux pour les projets souterrains et bref état de l'art	7
1.2 Objectifs et contenu du projet TULIP	8
1.3 Objet du document	9
2 PRÉSENTATION DE L'EXPÉRIMENTATION EN VRAIE GRANDEUR	10
2.1 Localisation du site expérimental et contexte géotechnique	10
2.2 Géométrie et mode de réalisation des pieux	12
2.3 Instrumentation des pieux et du terrain	12
2.4 Caractéristiques du tunnelier	14
2.5 Réponse des pieux au chargement initial	16
3 RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX ISSUS DE L'ANALYSE DES DONNÉES DE PILOTAGE DU TUNNELIER	18
3.1 Gradient vertical de pression frontale	18
3.2 Bilan des efforts exercés sur le tunnelier et sur le terrain	19
4 RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX RELATIFS À LA RÉPONSE DU TERRAIN LORS DU CREUSEMENT	22
4.1 Déplacements verticaux en surface	22
4.2 Déplacements verticaux en profondeur	24
4.3 Déplacements horizontaux transversaux	25
4.4 Synthèse de la cinématique	27
4.5 Variations de pressions interstitielles	27
5 RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX RELATIFS À LA RÉPONSE DES PIEUX LORS DU CREUSEMENT	30
5.1 Déplacements verticaux des pieux	30
5.2 Variations des efforts axiaux dans les pieux	31
5.3 Déplacements horizontaux des pieux et moments fléchissants	32
6 APPORTS DE L'EXERCICE DE PRÉVISION DE LA RÉPONSE D'UN PIEU LORS DU CREUSEMENT	34
6.1 Sujet de l'exercice	34
6.2 Hypothèses effectuées par les participants	35
6.3 Synthèse des résultats des participants	37
7 HYPOTHÈSES ET PERFORMANCES DES MODÉLISATIONS NUMÉRIQUES RÉALISÉES PAR LES PARTENAIRES DU PROJET	40
7.1 Hypothèses communes aux approches menées à l'Université Gustave Eiffel et à l'ENTPE / CETU	40
7.2 Hypothèses spécifiques des modélisations de l'Université Gustave Eiffel	41
7.3 Performances du modèle de l'Université Gustave Eiffel	42
7.4 Hypothèses spécifiques des modélisations de l'ENTPE / CETU	44
7.5 Performances du modèle de l'ENTPE / CETU	45

8 IDENTIFICATION DES PARAMÈTRES CLÉS DE MODÉLISATION	49
8.1 Démarche et présentation synthétique des résultats	49
8.2 Influence du modèle de comportement du terrain et de l'état initial de contraintes	51
8.3 Procédé de modélisation du creusement au tunnelier	52
8.4 Modélisation du pieu et de son interface avec le terrain	55
9 CONCLUSION ET PERSPECTIVES	57
10 RÉFÉRENCES	58
10.1 Produits du projet de recherche TULIP	58
10.2 Autres références	59

GLOSSAIRE

Modèle géotechnique

c' : cohésion effective

C_c : indice de compression

C_s : indice de gonflement

E_{50-ref} : module sécant à 50 % du déviateur ultime

$E_{M-a,g,h}$: moyenne arithmétique / géométrique / harmonique des modules pressiométriques, à mi-profondeur de couche

E_{ur-ref} : module de déchargement / rechargement

ΔE_{M-z} : évolution de la moyenne arithmétique des modules pressiométriques avec la profondeur

φ' : angle de frottement

γ : poids volumique humide (naturel)

K_0 : coefficient de pression des terres au repos

k_v, k_h : perméabilités verticales et horizontales moyennes

k_n, k_s : rigidités normales et tangentielles de l'interface terrain / pieu

ν : coefficient de Poisson

Ψ' : angle de dilataance

p_{l-a} : moyenne arithmétique des pressions limites pressiométriques, à mi-profondeur de couche

q_s : frottement latéral unitaire

$\sigma_{h0-axe} (\sigma_{h0-clé})$: contrainte géostatique horizontale totale dans l'axe (contrainte géostatique verticale totale en clé)

σ'_p : contrainte de préconsolidation

R_f : rapport de rupture (critère de Mohr-Coulomb par rapport à l'asymptote du critère parabolique)

Mesures sur le tunnelier

CWF (*cutting wheel force*) : force de contact exercée par la roue de coupe sur le terrain

CWT (*cutting wheel torque*) : couple exercé sur la roue de coupe

P_{ch-axe} : pression dans la chambre d'abattage, dans l'axe

P'_f : pression frontale (valeur en clé) imposée dans le modèle numérique ($P_{ch-axe} + CWF/S$)

$\Delta P/\Delta z$: gradient vertical de pression dans la chambre d'abattage

P'_s : pression le long du bouclier (valeur en clé)

P'_m : pression d'injection de mortier à l'arrière de la jupe (valeur en clé)

S : surface du front de taille

SF (*shield friction*) : frottement entre le bouclier et le sol

TAT (*total advancement thrust*) : poussée totale d'avancement

TEST (*traction effort of the shield tail*) : force de traction de la jupe

TESUT (*traction effort of the supply train*) : force de traction du train suiveur

Déplacements du terrain

α_x : distance longitudinale au front de taille correspondant à 50 % du tassement final, adimensionnée par le diamètre du tunnel

α_y : distance transversale du centre de la fonction gaussienne à l'axe du tunnel, divisée par le diamètre du tunnelier

I_x : paramètre de longueur caractérisant le profil longitudinal de tassement, adimensionné par le diamètre du tunnel

I_y : distance horizontale adimensionnée du point d'inflexion par rapport à l'axe du tunnel

u_x : déplacement du terrain dans la direction longitudinale à l'axe du tunnel

u_y : déplacement du terrain dans la direction transversale horizontale à l'axe du tunnel

u_z : déplacement du terrain dans la direction verticale

X_{st} : distance longitudinale entre la roue de coupe et le point de mesure considéré, adimensionnée par le diamètre du tunnel

X_{pt} : distance longitudinale entre la roue de coupe et le pieu considéré, adimensionnée par le diamètre du tunnel

ZIG : zone d'influence géotechnique

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 200 km de nouvelles lignes de métro automatique et la construction de 68 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, notamment 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. À 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 Balance 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 géométrie exacte des pieux et à la définition de l'interface terrain/pieu, fonction de leurs procédés constructifs.

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 dans différentes zones de tassements différentiels terrain/pieu au sein de la ZIG occasionnée par le 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 mis en évidence l'importance du rapport « effort de pointe / frottement latéral » sur la réponse des pieux.

Quelques compléments sont toutefois souhaitables car : (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 vraie grandeur, avec en particulier très peu d'instrumentation dans les pieux et le 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. Avec des hypothèses très simplificatrices, une solution analytique peut être trouvée au problème (voir par exemple Chen et al. (1999), Basile (2014), Franza et al. (2017), Zhang et al. (2018), le pieu étant alors assimilé à une poutre élastique soumise à un champ de déplacement fixé du terrain. Les autres approches théoriques sont numériques.

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 ; Aristaghes & Autuori, 1997 ; 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 peu nombreux dans la littérature scientifique n'ont pas été 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, des approches simplifiées 2D sont encore souvent utilisées, où le processus de creusement au tunnelier est souvent réduit à un taux de déconfinement équivalent et les pieux à des plaques de raideur équivalente.

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'Études des Tunnels (CETU), l'École Nationale des Travaux Publics (ENTPE) et l'Université Gustave Eiffel (Univ. Eiffel), avec les deux 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 capable de reproduire plus fidèlement la phénoménologie observée (effets 3D, interfaces, etc.),

Le cœur de ce projet de recherche est constitué par 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) et des pieux (cordes vibrantes, fibre optique, vérins) 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). Le post-doctorat d'Ali Abdallah dirigé par l'ENTPE et le CETU en 2024 s'inscrit également dans ce projet de recherche.

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 d'évaluation des effets du creusement au tunnelier sur des pieux. 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 du projet de recherche TULIP, conduit entre 2018 et 2024, et incluant une expérimentation en vraie grandeur, un exercice de prévision, les thèses d'Agathe Michalski et Wassim Mohamad et le post-doctorat d'Ali Abdallah.

Il a été délibérément fait le choix que ce document conserve un volume limité pour mettre en valeur les conclusions des travaux réalisés. Le lecteur peut trouver des **éléments d'informations complémentaires** quant aux développements détaillés dans les mémoires de thèse et les publications scientifiques listées en référence.

De nouveaux questionnements sont apparus à la fin du projet TULIP, donnant lieu à des développements complémentaires (projet ANR E-Pilot, thèse d'Hadia Zaiter, etc.). Ces travaux ne sont pas intégrés ici. **Ce rapport doit être vu comme un état des lieux des connaissances au début de l'année 2026.**

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 : gradient vertical de pression dans la chambre d'abattage et bilan des efforts exercés sur le tunnelier. 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 aux résultats issus des modélisations numériques. En premier lieu, les conclusions obtenues lors de l'exercice de prévision sont présentées. Ensuite, le chapitre 7 décrit les démarches de modélisation retenues par les partenaires du projet TULIP et les principales conclusions issues des modèles. Enfin, le chapitre 8 de ce rapport identifie, à partir d'études paramétriques, les hypothèses que les partenaires du projet considèrent comme essentielles pour estimer correctement les déplacements induits par le creusement au tunnelier et leurs impacts sur des constructions avoisinantes, en particulier fondées sur pieux.

Chacun des chapitres se conclut par un encart « points essentiels et de vigilance » synthétisant les enseignements principaux du projet TULIP, afin d'en faciliter la transposition dans le cadre des projets à venir.

POINTS ESSENTIELS

- La prévision de l'influence du creusement pressurisé des tunnels sur des pieux est un problème géotechnique assez délicat, pour lequel des approches simplifiées sont encore souvent utilisées dans la pratique.
- 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.
- Le projet TULIP (2018-2024) a permis d'améliorer la compréhension des phénomènes d'interaction tunnelier / terrain / pieux à partir d'observations expérimentales, et de développer un procédé de modélisation capable de reproduire plus fidèlement la phénoménologie observée (effets 3D, interfaces, etc.).
- Ce rapport s'adresse principalement aux maîtres d'œuvres et entreprises, en dressant la synthèse des principaux enseignements de ce projet de recherche.
- Les procédés de modélisation numérique développés à partir des mesures exhaustives de l'expérimentation en vraie grandeur sont désormais davantage consolidés, même s'ils ne doivent pas être extrapolés sans précaution à des situations différentes.

PRÉSENTATION DE L'EXPÉRIMENTATION EN VRAIE GRANDEUR

2.1 LOCALISATION DU SITE EXPÉRIMENTAL ET CONTEXTE GÉOTECHNIQUE

L'expérimentation s'est déroulée sur 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, 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 assimilable à celui d'un sol malgré leur caractère induré. 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.

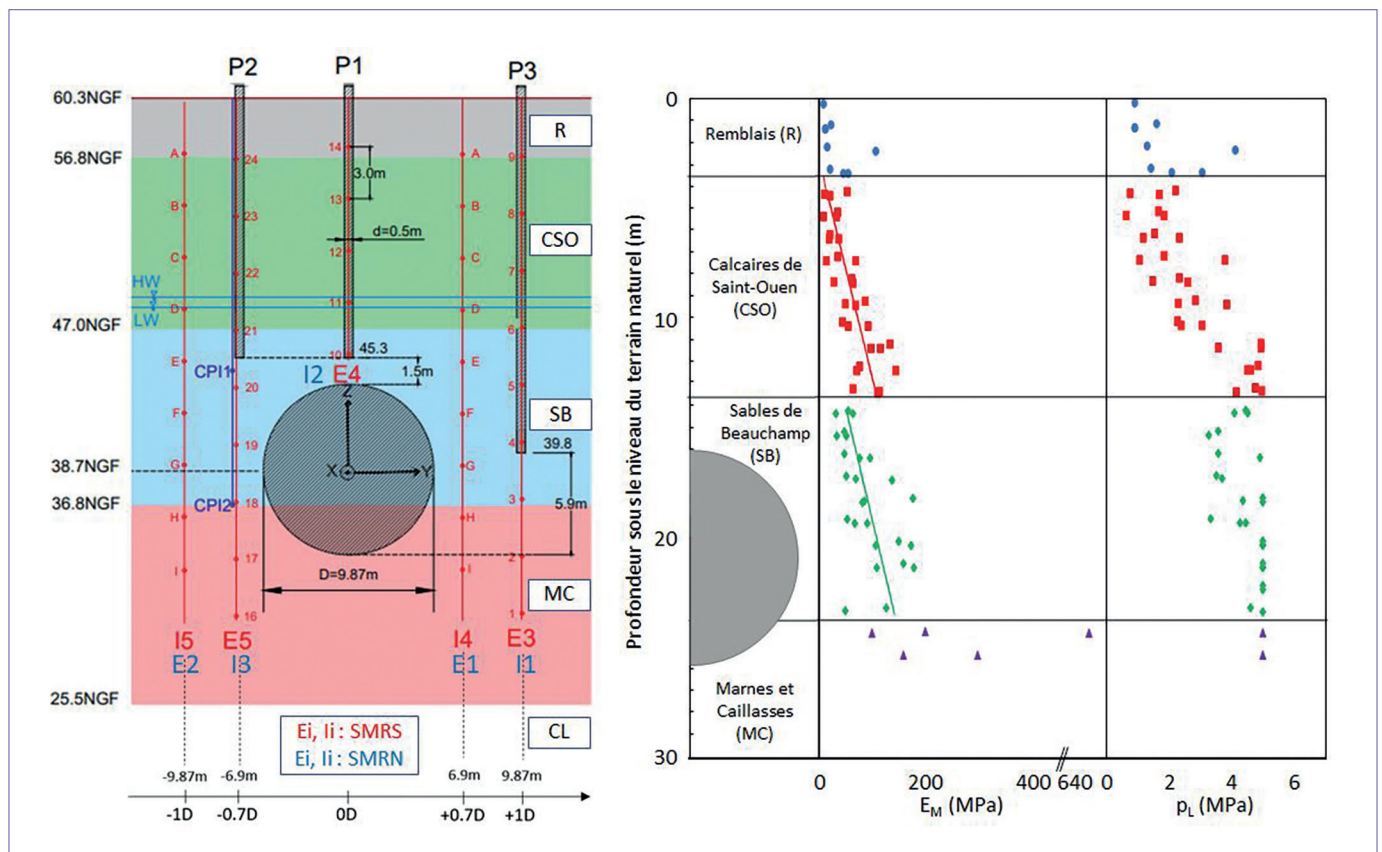


Figure 1 : Coupe transversale du site expérimental, synthèse de l'ensemble des caractéristiques mécaniques pressiométriques mesurées sur le site

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 nettes 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').

		Remblais (R)	Calcaire Saint-Ouen (CSO)	Sables Beauchamp (SB)	Marnes et Caillasses (MC)
Géologie	Cote toit formation	60,3	56,8	47,0	36,8
Hydro-géologie	Cote NGF toit nappe	48,2 à 48,8			
	k_v (m/s)				
	k_h (m/s)				
Poids volumique	γ (kN/m ³)	19	18	21	20
Essais 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	-
	Δp_{l-z} (MPa/m)	-	0,41	-	-
Essais œdométriques	C_s (-)	0,010	0,036	0,009	0,0195
	C_c (-)	0,138	0,291	0,069	0,1585
	σ'_p (kPa)	90	530 à 550	200 à 510	48 à 580
Essais 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	Pas d'information	Pas d'information	$E_{oed} = 43 (\sigma_{zz})^{0,605}$ à $61 (\sigma_{zz})^{0,414}$	Pas d'information
	ν (-)	0,3	0,3	0,37	0,3
	$[c' \text{ (kPa)} ; \varphi' \text{ (°)}]$	[0 ; 28]	[10 ; 33] à [31 ; 42]	[10 ; 33] à [0 ; 41]	[186 ; 27] à [15 ; 38]
	Ψ (°)	-	-	3	-

Tableau 1 : Synthèse des principales caractéristiques mécaniques mesurées

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 :

$$L_{t-transv} = \sqrt[4]{4 \cdot E_{pieu} \cdot I_{pieu} / K_{sol}}$$

(voir par exemple 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 :

$$L_{t-axiale} = \sqrt{E_{pieu} \cdot A_{pieu} / E_{sol}}$$

(voir par exemple 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 pour les déplacements horizontaux millimétriques imposés.

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, 0,7.D pour le pieu P2, et 1,0.D 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 1,0.D (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 l'axe 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 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 mesures de pression 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 ($\approx 1.D$) 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 ($\approx 2.D$), 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 $\pm 0,2 \text{ mm}$. 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** (notés E1 à E5 sur la 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 pieu P2, à savoir 0,7.D). 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 (Michalski et al., 2024). Tous les extensomètres (à l'exception de E4) étaient également suffisamment profonds (30 m) pour être

ancrés fermement dans les Marnes et Caillasses (MC). Les mesures 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 (MC).

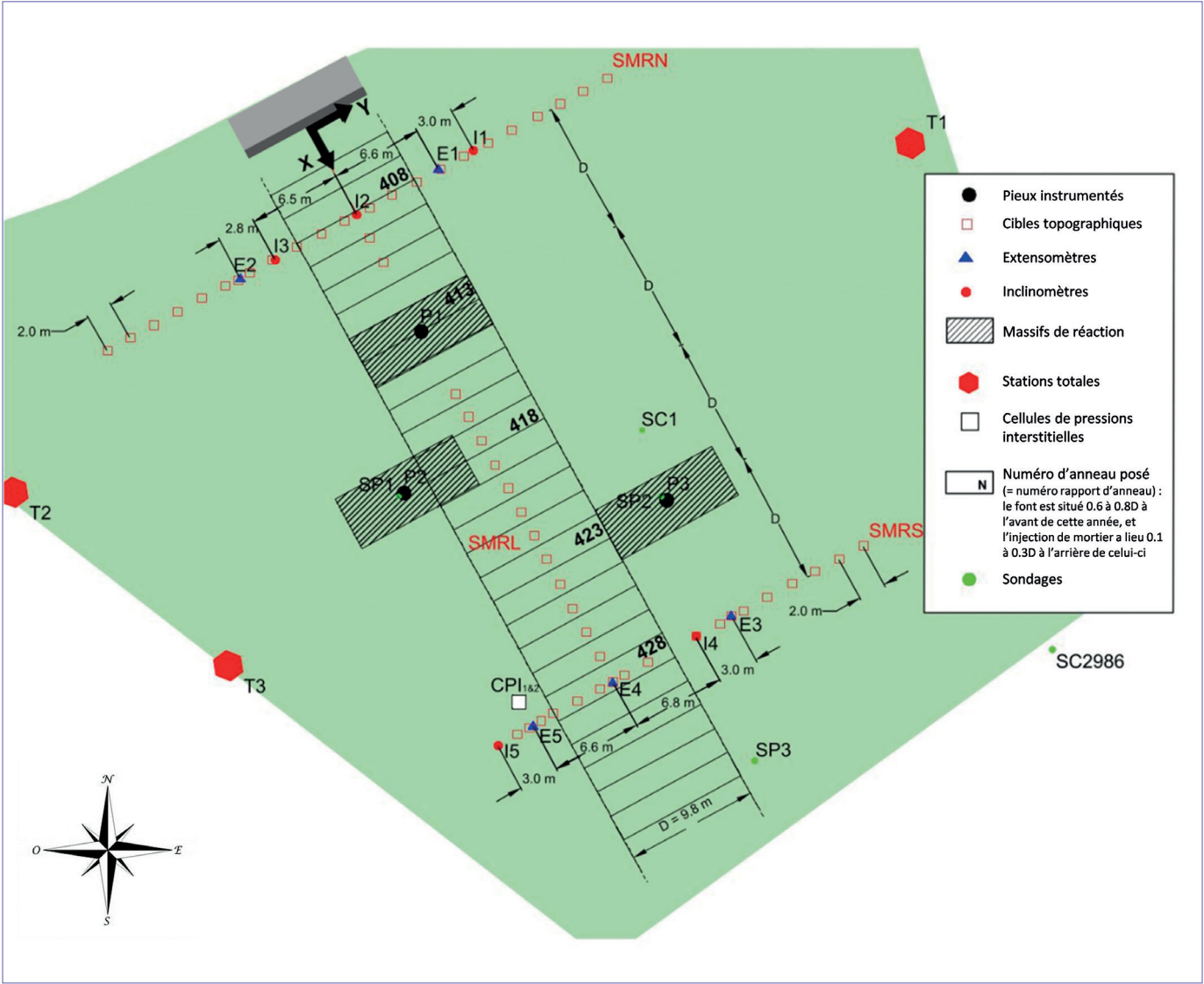


Figure 2 : Vue en plan de l'instrumentation du terrain

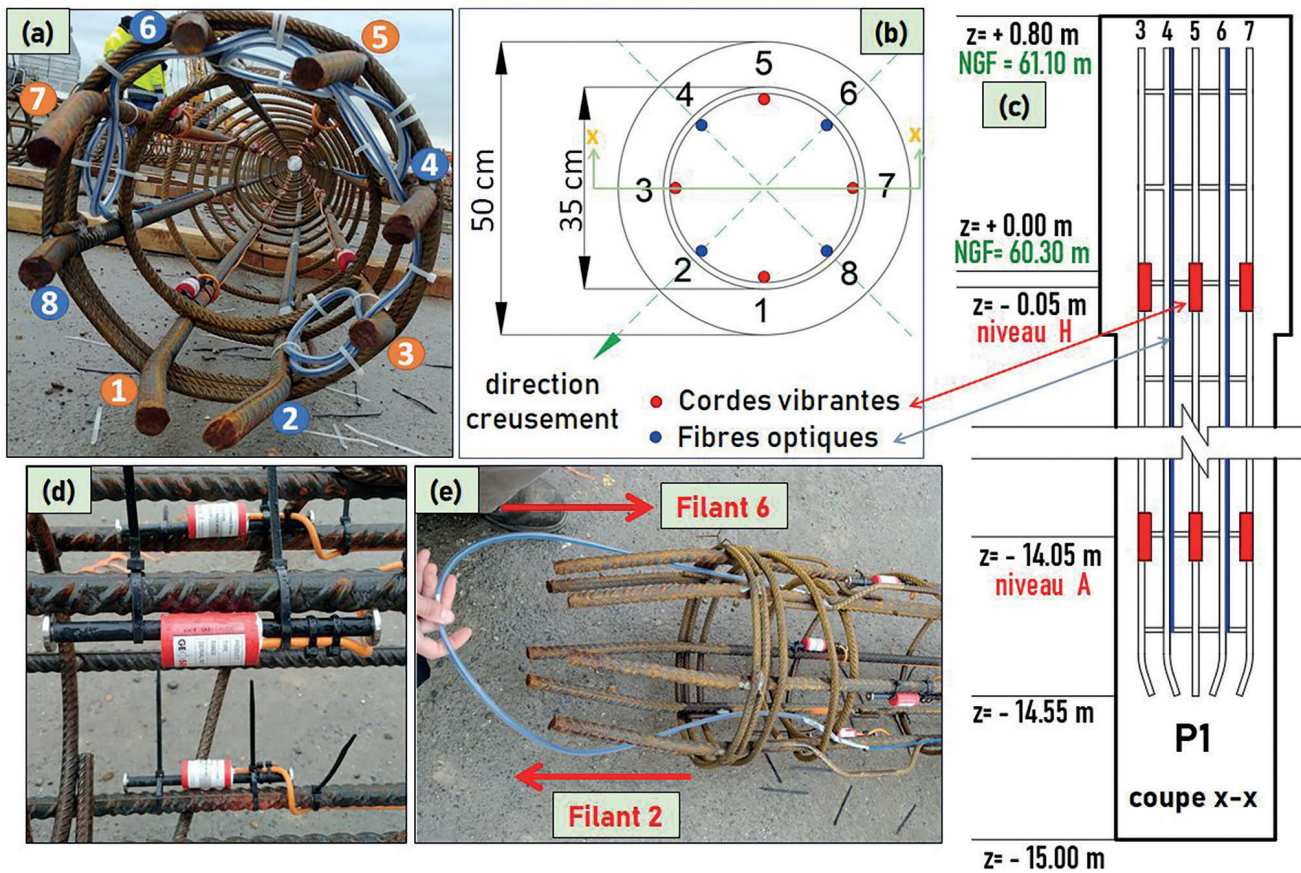


Figure 3 : Instrumentation des pieux

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 26 molettes à double disque de 18 pouces et de 200 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 $\pm 30^\circ$ et $\pm 50^\circ$ 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'avoisinants 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 12 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 ». À 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.

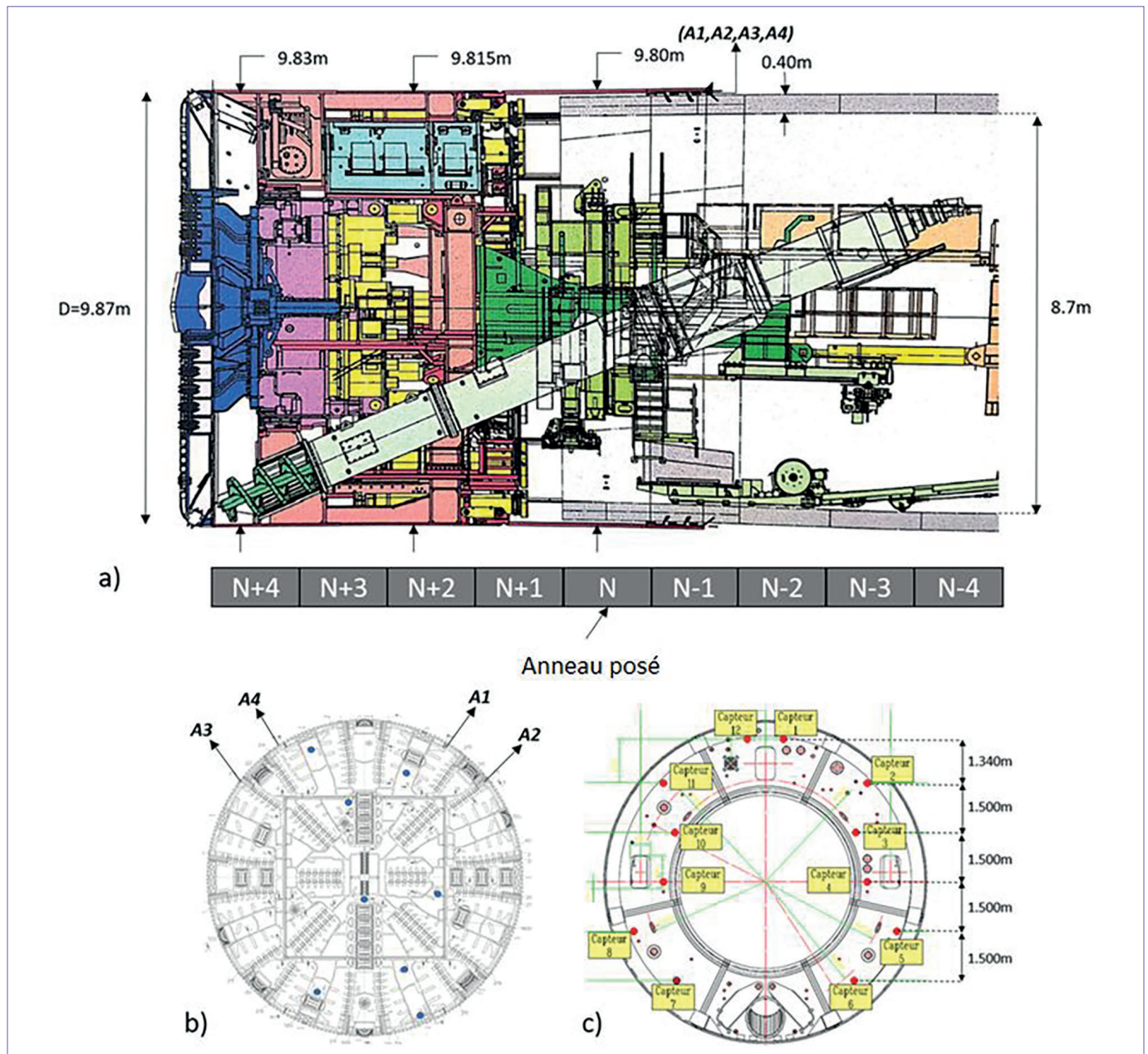


Figure 4 : (a) Géométrie générale du tunnelier, (b) géométrie de la roue de coupe, (c) position des capteurs de pression dans la chambre d'abattage (© Herrenknecht)

2.5 RÉPONSE DES PIEUX AU CHARGEMENT INITIAL

Les pieux ont été chargés jusqu'à 2 100 kN, par incréments de 400 kN en février 2020 grâce aux trois vérins hydrauliques (capacité maximale 2 500 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.

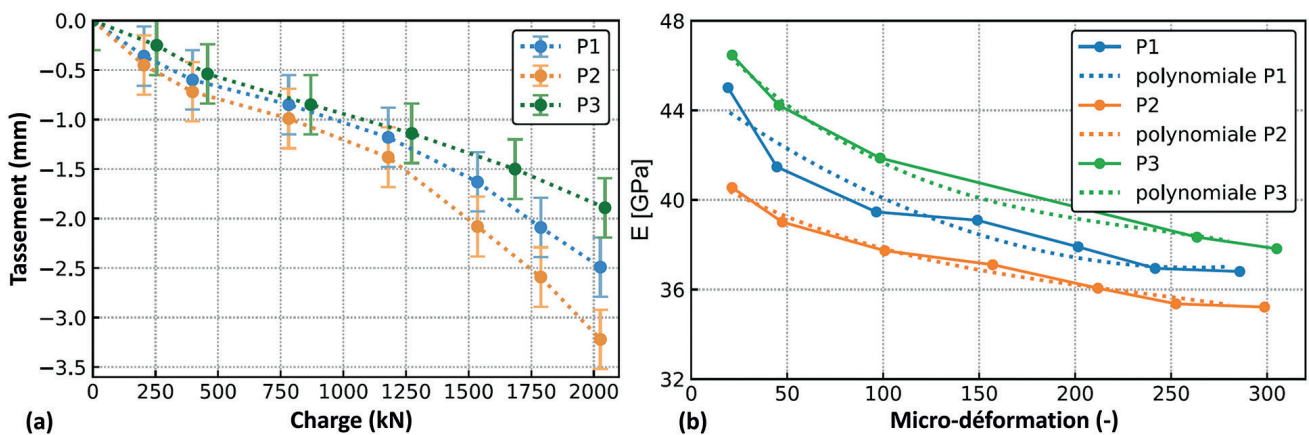


Figure 5 : Réponse des pieux au chargement : (a) Tassement de la tête du pieu, (b) Module sécant en têtes

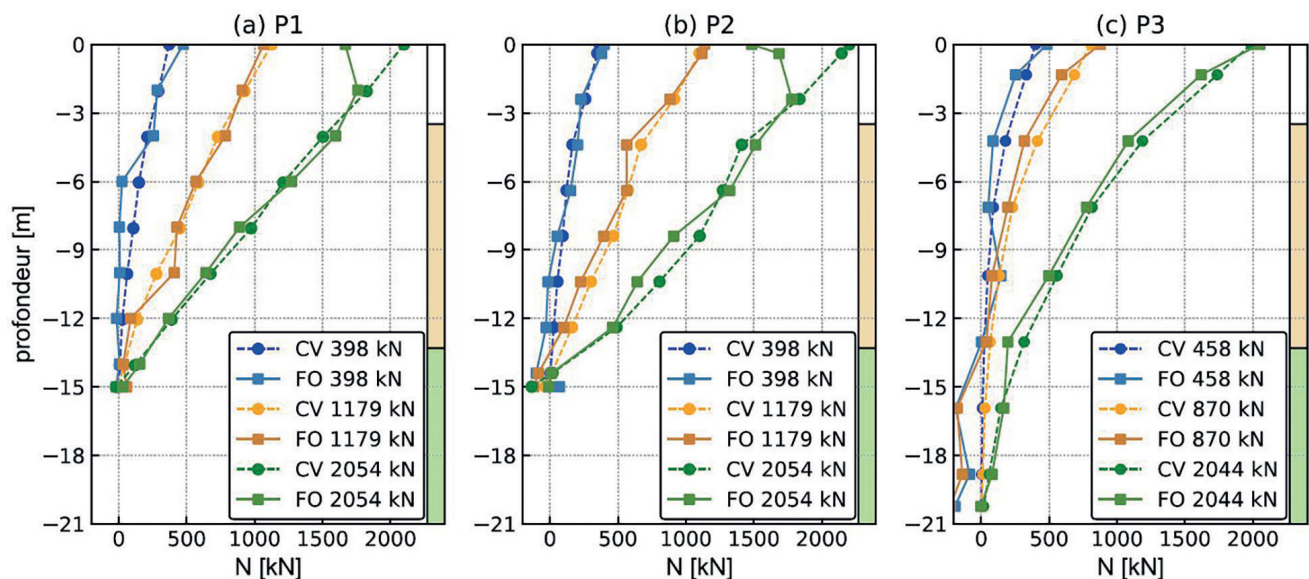


Figure 6 : Distribution des efforts axiaux dans les pieux déduite des cordes vibrantes (CV) et des fibres optiques (FO)

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. 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.

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** comme le montre l'intégration des déformations axiales sur toute la hauteur du pieu. 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), de l'aire de chaque section du pieu 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). À 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 2 100 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

- Une expérimentation scientifique de grande ampleur, rare à l'échelle internationale, caractéristique des conditions rencontrées sur le Grand Paris Express (terrains sédimentaires sableux et argileux compacts sous nappe), a été menée.
- Cette expérimentation intègre trois pieux de 500 mm de diamètre 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, enregistrement exhaustif des paramètres de pilotage du tunnelier, 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 si ils étaient inclus sous un bâtiment réel), ce qui a conduit à des faibles tassements en tête de pieu et à des tassements nuls en pointe.
- Les efforts en tête sous chargement vertical 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.

RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX ISSUS DE L'ANALYSE DES DONNÉES 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.

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 volumique du sol, et même inférieur à celui 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).

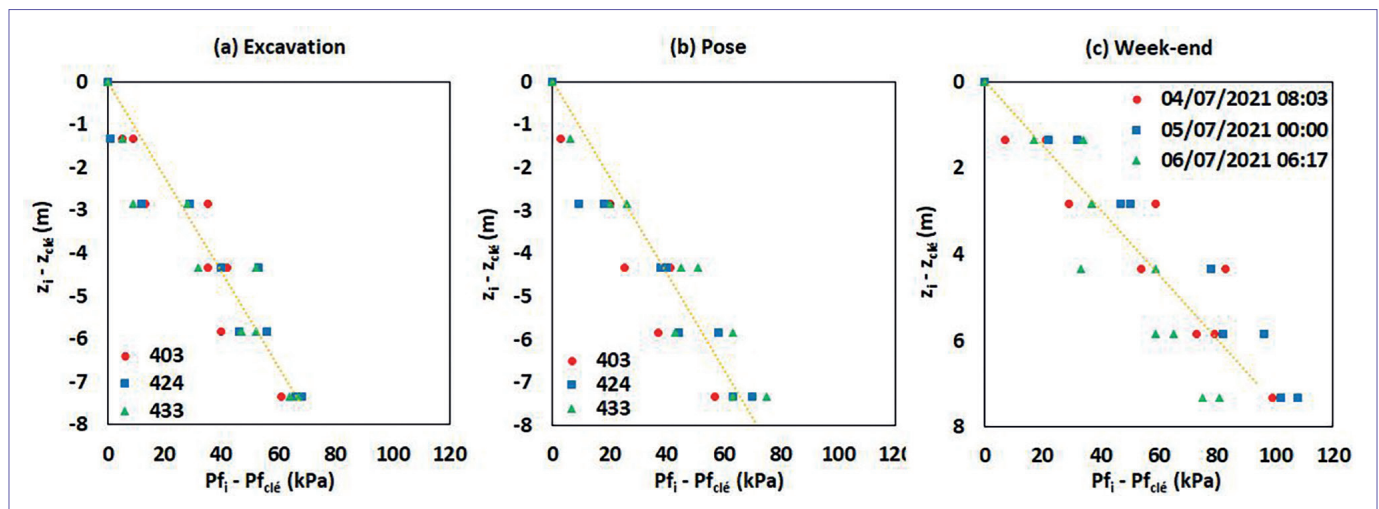


Figure 7 : Exemple d'évolution des pressions dans la chambre d'abattage en fonction de la distance à la clé : (a) phases d'excavation, (b) phases de pose des voussoirs, (c) phase d'arrêt du week-end

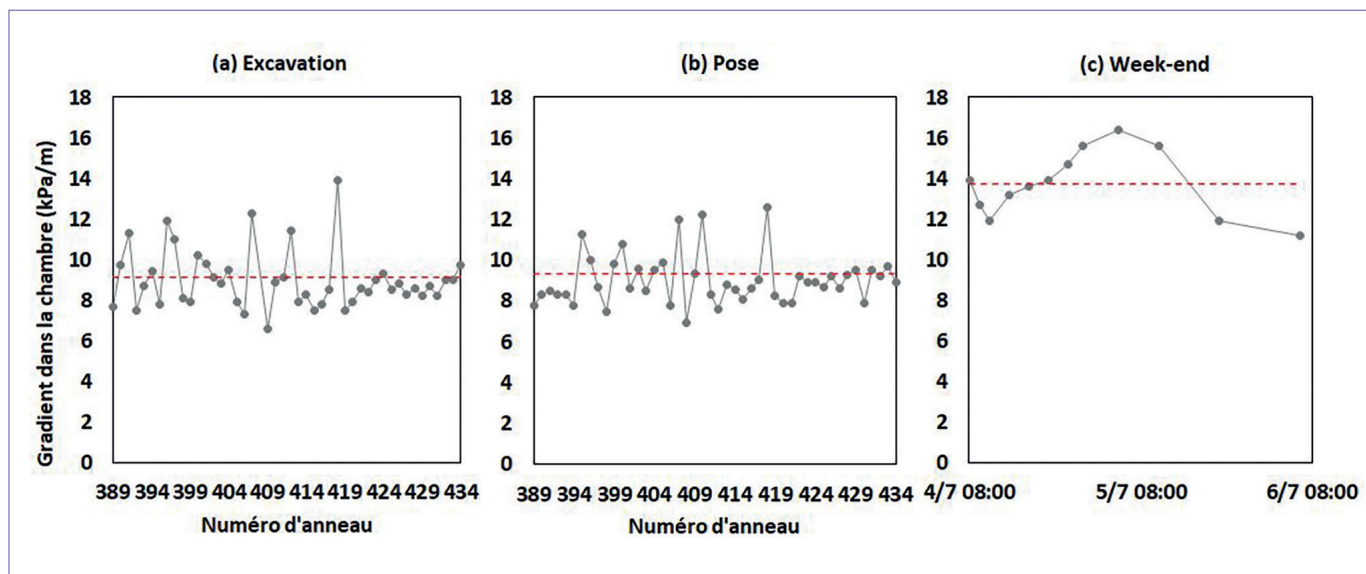


Figure 8 : Évolution du gradient de pression $\Delta P/\Delta z$ pendant le passage sous le site TULIP : (a) phases d'excavation, (b) phases de pose des voussoirs, (c) phase d'arrêt du week-end

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 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 (TULIP, L12 et T6) 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 » CWF) 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 sont très similaires (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).

De plus, la répartition de **la poussée totale d'avancement** (« total advancement thrust » 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 (« traction effort of the shield tail » TEST) et du train suiveur (« traction effort of the supply train » 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 (« shield friction » SF) est très faible dans le secteur étudié.

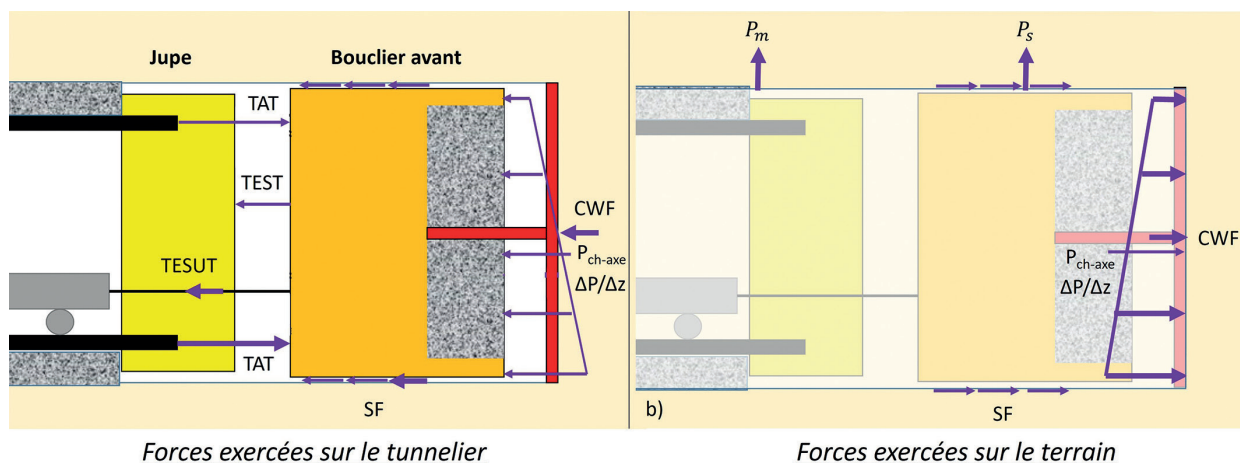


Figure 9 : Représentation schématique des forces exercées

	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 (cf. Tableau 1)	SB, MC	CSO, SB, MC	Marnes supragypseuses	SB, MC
Chargements appliqués au sol				
Pression chambre P_{ch-axe} (kPa)	175 ± 25	150 ± 20	170 ± 25	220 ± 20
Gradient vertical $\Delta P/\Delta z$ (kPa/m)	$8,7 \pm 0,7$	15*	15*	15*
Effort de poussée nette CWF (kN)	$7\,000 \pm 2\,000$	$6\,500 \pm 1\,500$	$8\,000 \pm 2\,000$	$6\,000 \pm 1\,000$
$(P_{ch-axe} + CWF/S) / \sigma_{h0-axe}^{**}$	$110 \% \pm 20 \%$	$140 \% \pm 20 \%$	$130 \% \pm 20 \%$	$160 \% \pm 20 \%$
Pression de bentonite P_s (kPa)	0	0	0	190*
Pression de mortier P_m (kPa)	200 ± 25	180 ± 30	270 ± 30	320 ± 60
$P_m / \sigma_{v0-clé}$	$65 \% \pm 10 \%$	$70 \% \pm 10 \%$	$80 \% \pm 10 \%$	$110 \% \pm 20 \%$
Distribution de l'effort de poussée total				
Effort de poussée total TAT (kN)	$22\,000 \pm 5\,000$	$25\,000 \pm 5\,000$	$22\,000 \pm 2\,000$	$30\,000 \pm 5\,000$
$P_{ch-axe} \cdot S / TAT$	$\approx 60 \%$	$\approx 40 \%$	$\approx 50 \%$	$\approx 50 \%$
CWF / TAT	$\approx 30 \%$	$\approx 25 \%$	$\approx 35 \%$	$\approx 35 \%$
Traction train suiveur et traction jupe [TEST+TESUT] / TAT	$\approx 10 \%$	Non mesuré	Non mesuré	Non mesuré
Frottement contre le terrain SF / TAT	$\approx 0 \%$	--	--	--
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)	$\pm 1,5$	$\pm 1,4$	$\pm 1,4$	$\pm 1,4$
Couple roue de coupe CWT (kN.m)	$4\,000 \pm 3\,000$	$9\,000 \pm 2000$	$9\,000 \pm 3000$	$11\,000 \pm 2\,000$

* 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).

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)

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_m** 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_m plus importantes (110 % de $\sigma_{v0-clé}$) ont été appliquées. Pour cette dernière section, de la bentonite a été injectée le long du bouclier, mais il n'est pas certain que la valeur de pression mesurée P_s 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).

POINTS ESSENTIELS

- 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 du matériau confiné est liée aux ajouts de mousse dans la chambre d'abattage.
- La répartition de la poussée totale d'avancement est principalement équilibrée par la pression dans la chambre d'abattage et l'effort de contact de la roue de coupe sur le terrain à l'avant du front de taille. Sur le projet TULIP comme sur d'autres sites examinés du bassin parisien (L12 et T6), ces efforts représentent respectivement [40 ; 60 %] et [25 ; 35 %], le complément correspondant à la traction du train suiveur et de la jupe, ainsi qu'au frottement entre le tunnelier et le terrain.
- 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, avec 70 à 120 % correspondant à la pression exercée par le matériau contenu dans la chambre d'abattage.
- Sur trois des sections étudiées (dont TULIP), les pressions d'injection du mortier de bourrage (mesurées en sortie de jupe) 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.

RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX RELATIFS À LA RÉPONSE 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 dans les légendes des courbes pointillées de la *Figure 10* pour les capteurs SMRL2-21-31).

Les amplitudes de tassement de surface mesurées à l'**aplomb du front de taille** sont comprises entre 0,5 mm et 0,8 mm pour la zone nord (ce qui représente **moins de 10 % du tassement final**) et proche de zéro pour la zone sud (en raison d'un léger soulèvement préalable). À l'approche du tunnelier, l'effet du creusement du tunnel est **détectable en surface à une distance d'environ deux diamètres** devant le front de taille (2.D).

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 par une fonction gaussienne cumulative (REG sur la *Figure 10*), dont l'expression est la suivante :

$$U_z(X_{st}) = U_{z,max} \cdot \frac{1}{I_x \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot \int e^{-\frac{(x_1 - \mu_x)^2}{2I_x^2}} dX_1 \quad (\text{Eq. 1})$$

Celle-ci est basée sur les travaux d'Attewell & Woodman (1982), puis adaptée par Berthoz et al. (2018) pour les tunneliers EPB. Elle fait intervenir le tassement final loin à l'arrière du front $U_{z,max}$ et deux paramètres de forme : I_x et α_x . 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.

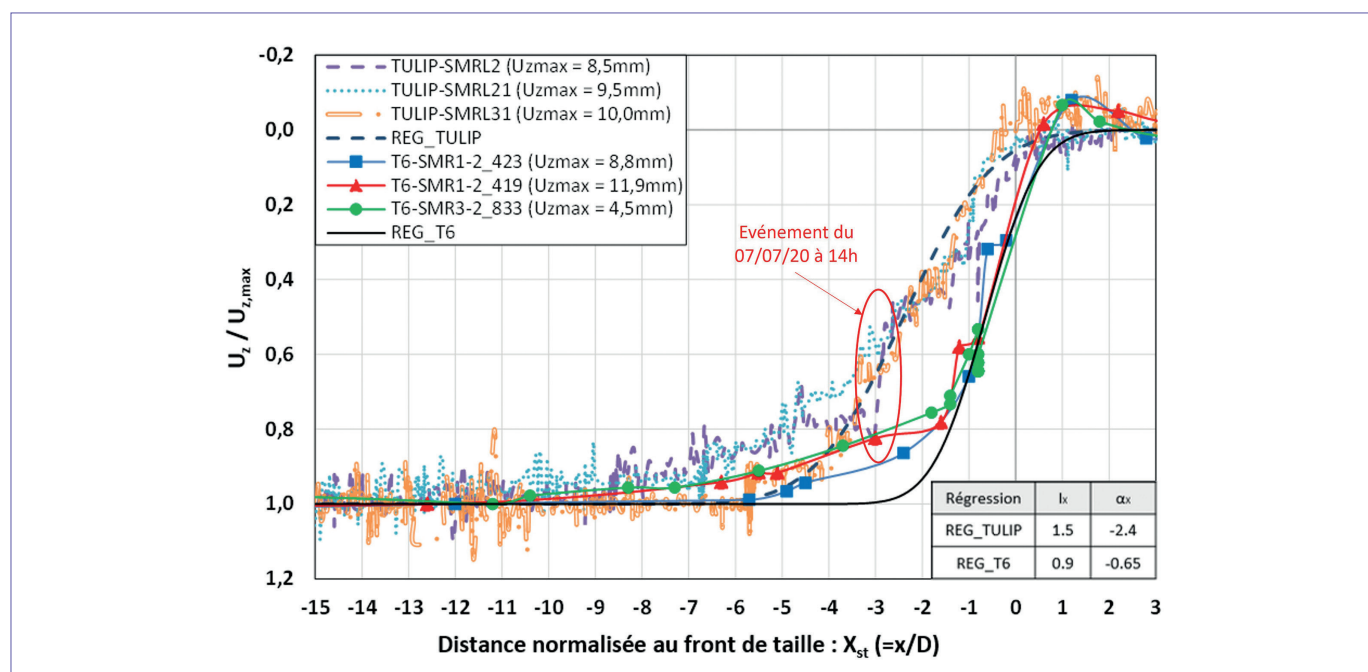


Figure 10 : Profils longitudinaux normalisés des déplacements verticaux en surface induits lors du passage du tunnelier sur le projet TULIP (ligne 16) et sur le tramway T6

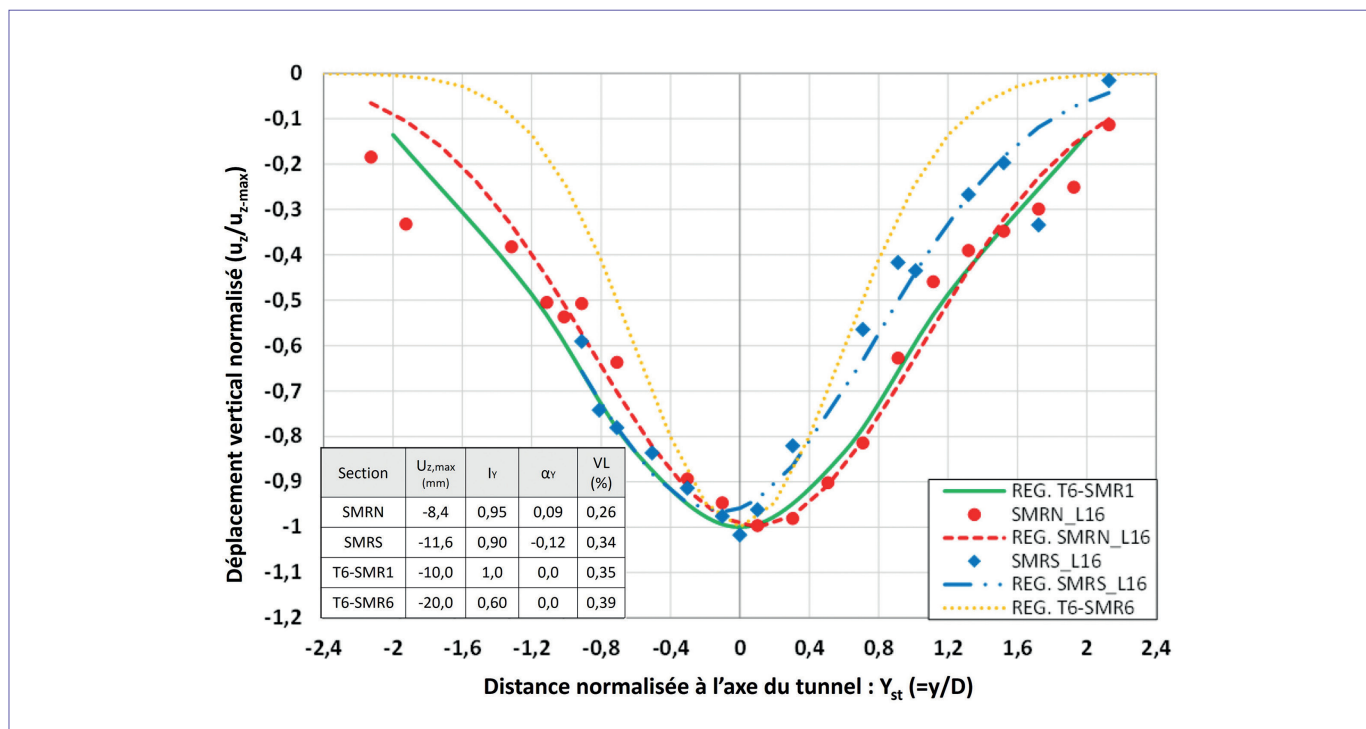


Figure 11 : Cuvettes transversales de tassements finalisés normalisés induites lors du passage du tunnelier sur le projet TULIP (ligne 16) et sur le tramway T6

Le 7 juillet 2020 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 d'abattage 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 d'abattage observée à deux reprises durant le week-end, ainsi que la remise en pression de la chambre d'abattage (via une remise en rotation de la roue et un avancement de quelques centimètres), 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** (Eq. 2) conformément aux observations bien connues depuis Peck (1969) avec le tassement à une distance transversale y de l'axe du tunnel fonction du tassement au-dessus de l'axe (lui-même fonction de la distance longitudinale au front X_{st}) et de deux paramètres de forme : α_Y et I_Y .

$$u_{z,Xst}(y) = u_{z,Xst,max} \cdot e^{\frac{-(y/D - \alpha_Y)^2}{2I_Y^2}} \quad (\text{Eq. 2})$$

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 ($0,7 \leq \alpha_Y \leq 1,4$), et une **extension transversale indépendante de la distance au front de taille**. Cette dernière est caractérisée par une distance i_Y entre l'axe et le point d'inflexion de la cuvette comprise entre 9 et 10 m, soit $I_Y = i_Y / D = 0,9$ à $1,0$. Cette extension transversale est cohérente avec **l'analyse des mesures effectuées sur le tramway T6** construit dans un contexte similaire (Figure 11). Noter également que les valeurs du rapport i_Y / 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)** pour les sols cohérents-frottants.

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 ancrages à 3, 6, 9 et 12 m de profondeur. Les profils longitudinaux de déplacement mesurés sur ces différentes ancrages 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'ancrage 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 semble conditionnée surtout par les valeurs des rapports [pression frontale moyenne / contrainte verticale en clé] et [pression de bourrage moyenne / contrainte verticale en clé], presque indépendamment des caractéristiques mécaniques du terrain. Cette explication est déduite des observations sur le site TULIP, et de la comparaison avec les observations effectuées sur d'autres sites. En effet, 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 (de l'ordre de 60 à 80 %). *A contrario*, 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 où ces ratios avaient des valeurs beaucoup plus faibles (15 à 30 %).

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 (I_y) et de la perte de volume (VL) pour les différents profils sont données dans la figure. Les valeurs du paramètre I_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**.

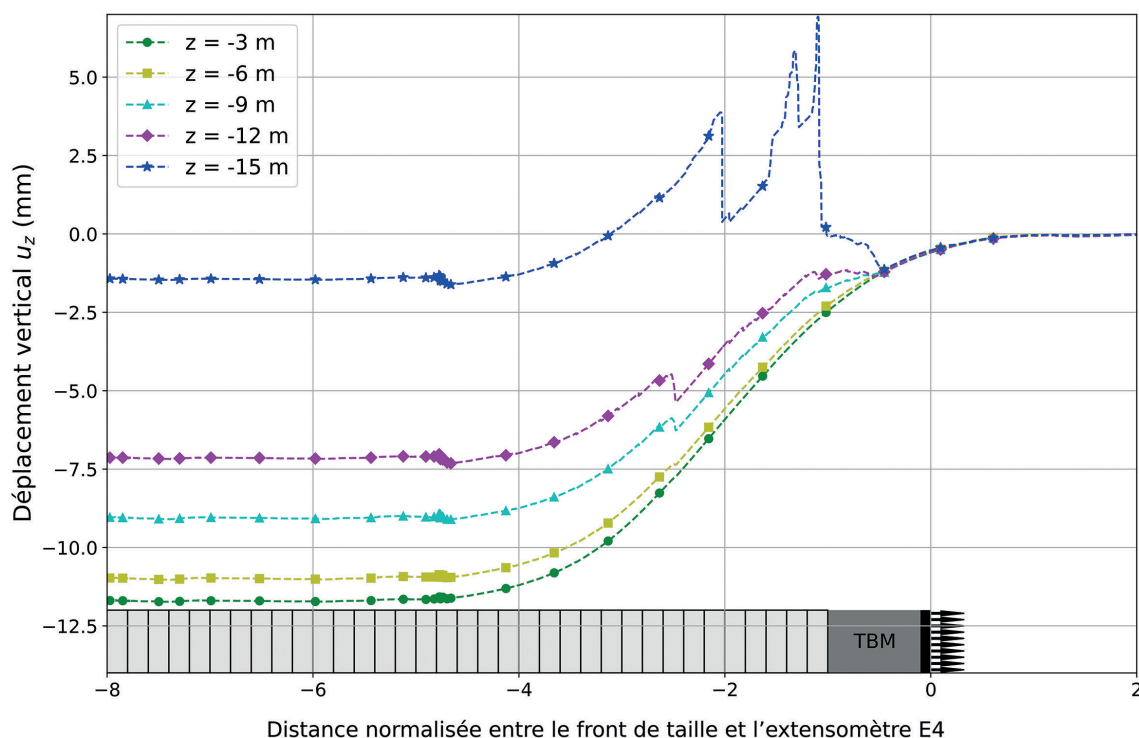


Figure 12 : Déplacements verticaux de l'extensomètre E4 situé au-dessus de l'axe du tunnel en fonction de la distance au front

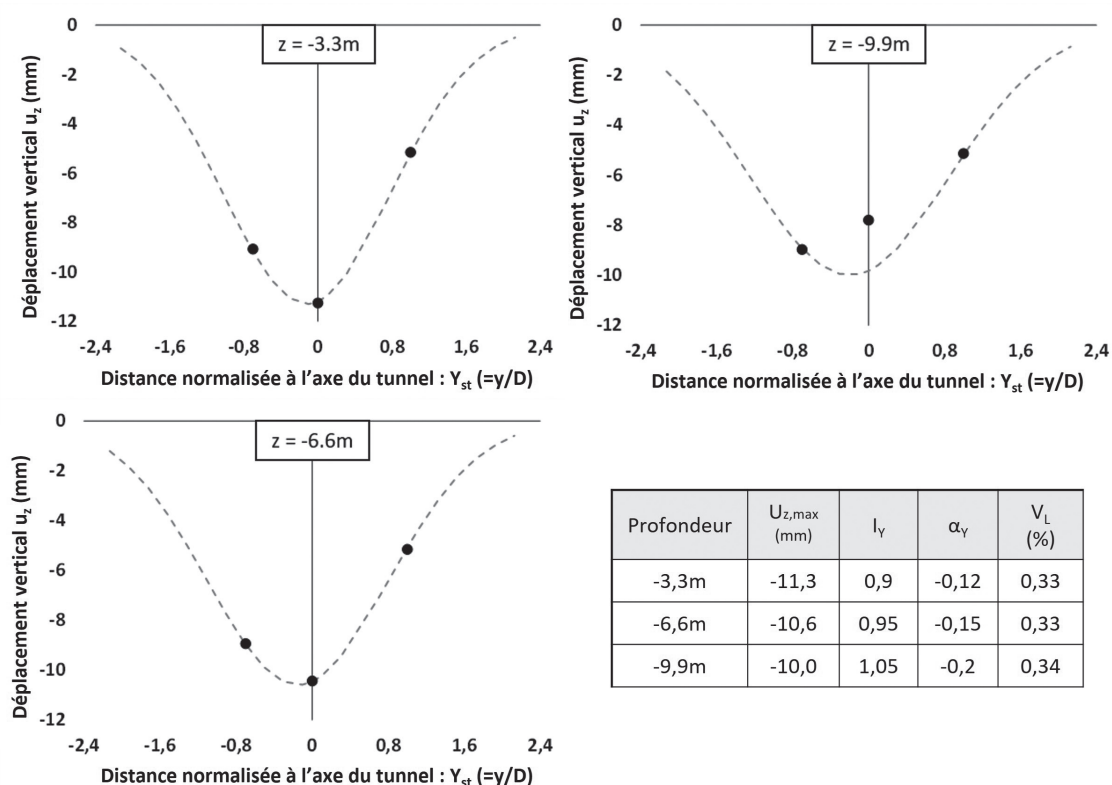


Figure 13 : Cuvettes transversales finales de tassements à différentes profondeurs pour les extensomètres de la section SMRS

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 $Y \approx I_Y$** , qui correspond au point d'inflexion de la cuvette de tassement.

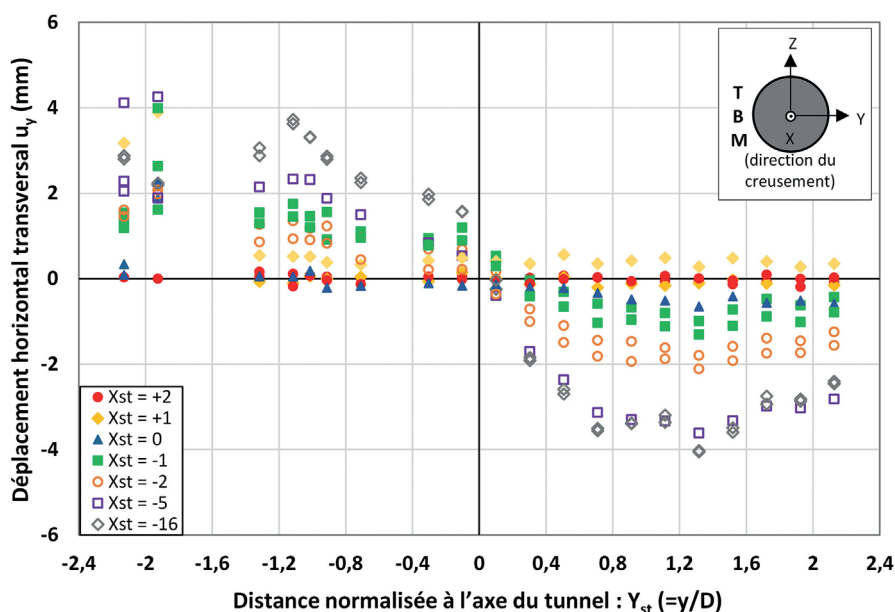


Figure 14 : Déplacements horizontaux transversaux en surface le long de la section SMRN

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 $0,61.I_v/H$, soit ici un rapport d'environ 0,3 (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.

Une convergence vers le plan vertical passant par l'axe du tunnel est observée à partir du passage du front de taille (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 a été effectuée dans la direction longitudinale. Sans présenter les résultats en détail, on peut indiquer que **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.

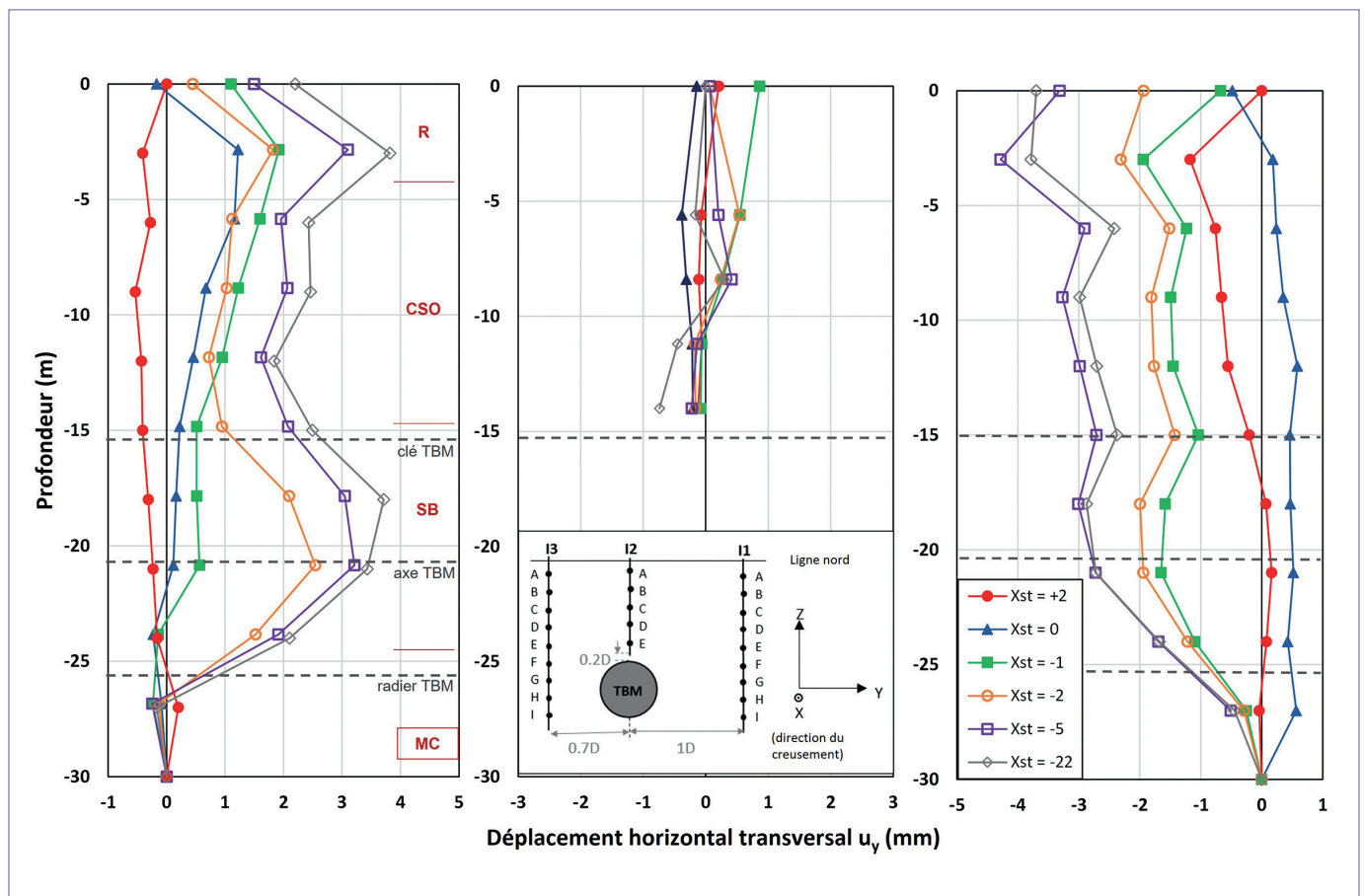


Figure 15 : Déplacements horizontaux transversaux en profondeur, le long des inclinomètres I1 (à droite), I2 (au centre) et I3 (à gauche) (section SMRN)

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, loin à l'arrière du front de taille (-16.D et -22.D respectivement).

Cette figure donne une vision globale de la cinématique du terrain. Tout d'abord, elle 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.

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 0,2.D et 0,8.D 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 0,2.D et 2.D sous ce radier).

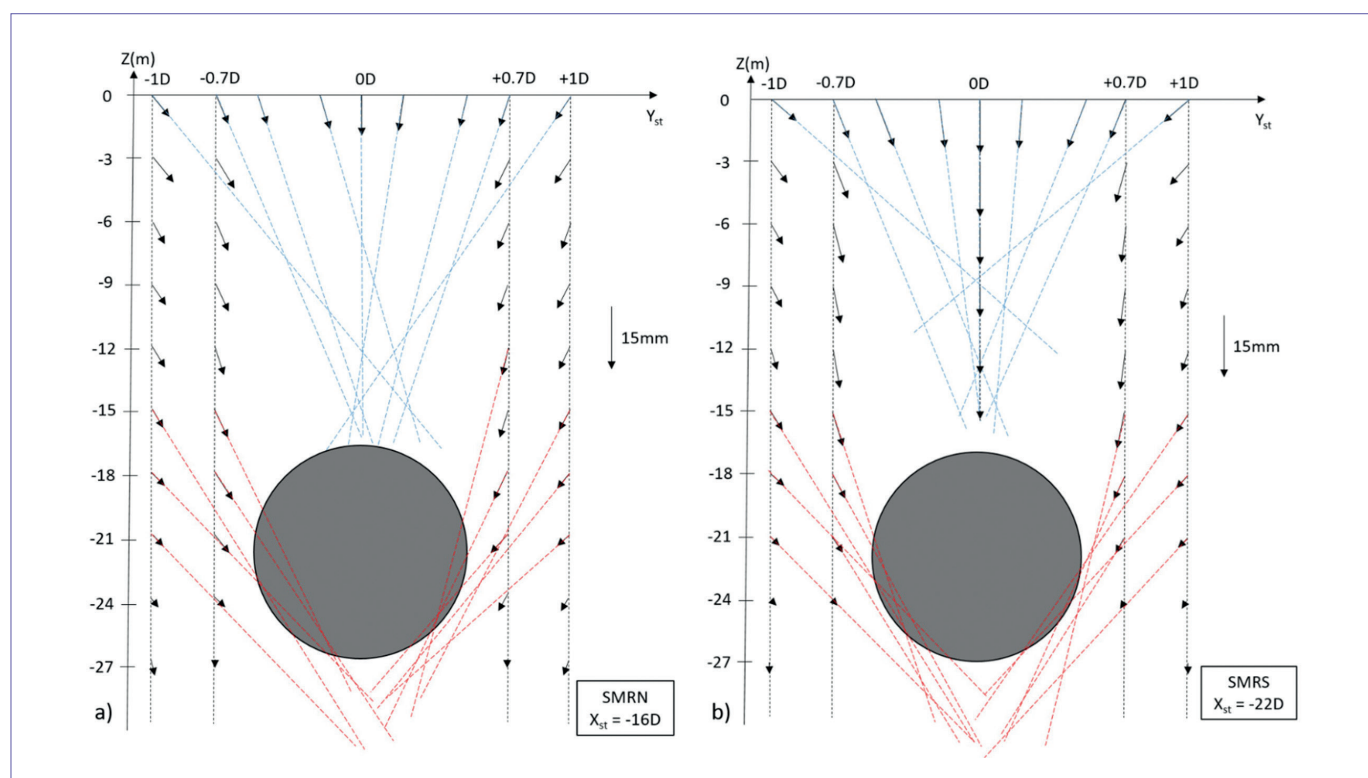


Figure 16 : Coupe synthétique des déplacements finaux du terrain dans les sections SMRN (a) et SMRS (b)

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 (notées CPI1 et CPI2 sur la 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 $[+145 \text{ m} ; -145 \text{ m}]$, **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 d'abattage. 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 franchi la position des cellules de pression interstitielle. 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 cellules de pression interstitielle. 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 (entourées en rouge sur la *Figure 17*), 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, 8h), les pressions d'eau interstitielle varient à nouveau en fonction de la pression dans la chambre d'abattage. Ce phénomène reste à expliquer.

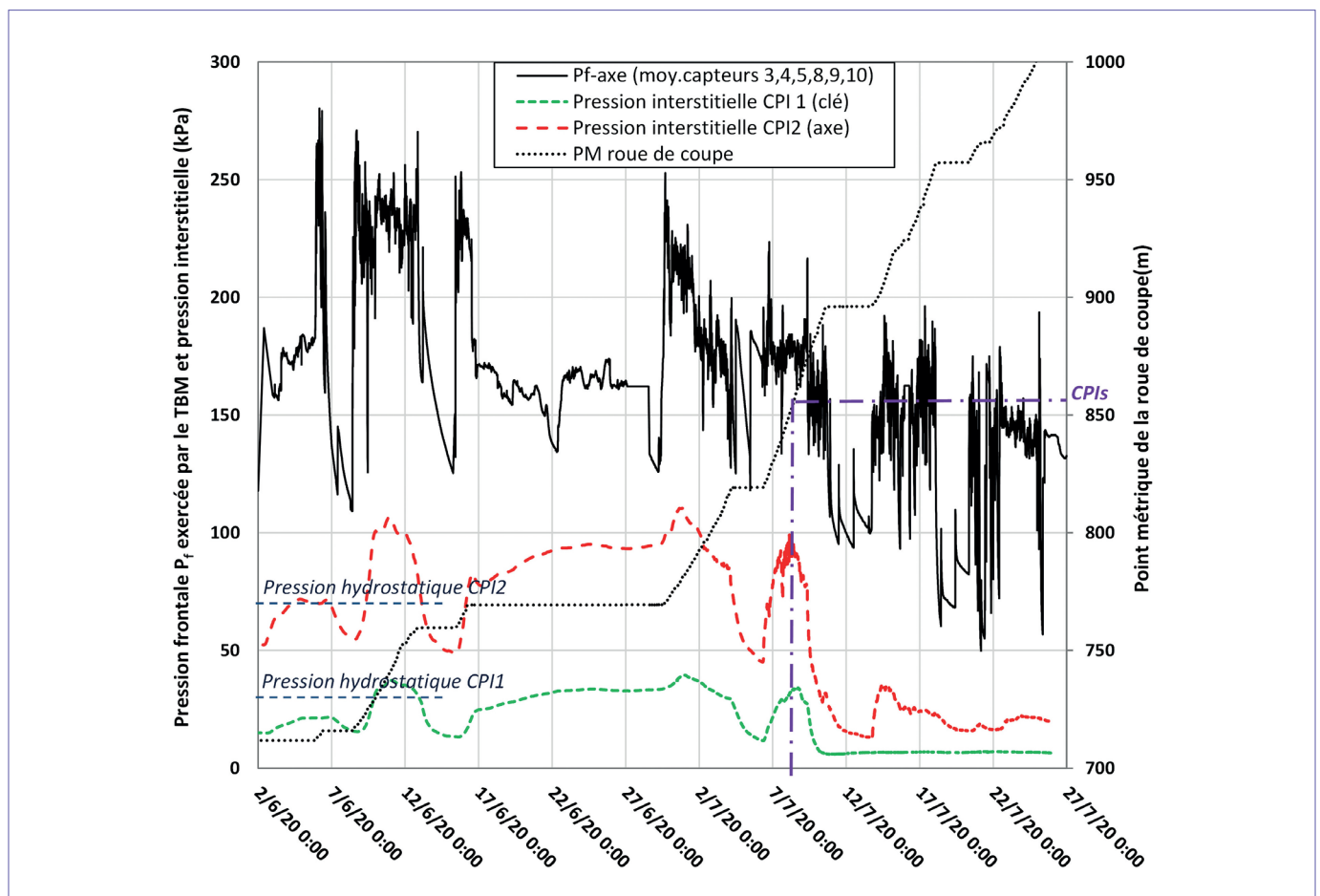


Figure 17 : Évolution des pressions interstitielles mesurées sur les CPI au cours du creusement. La ligne horizontale violette correspond à la position des CPI sur le tracé (PM 854 = anneau 427)

POINTS ESSENTIELS

- 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 en surface apparaissent très faibles au droit 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 leurs valeurs finales, les profils longitudinaux de tassements sont bien approximés par une gaussienne cumulée, mais cela est plus discutable pour les 30 % restants. Noter que ce constat est aussi vrai 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 à 4.D (respectivement 3 mm à 1,1.D) à l'arrière du front de taille. Les données disponibles ne 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 (tunnelier à l'arrêt, diminution progressive de la pression dans la chambre puis reconfinement après intervention de l'opérateur toutes les 12h) 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 I_y compris entre 0,9 et 1,0, indépendant de la distance au front de taille. Les pertes de volume finales 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 ; elle semble conditionnée surtout par les valeurs des rapports pression frontale moyenne / contrainte horizontale à l'axe et pression de bourrage 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 $Y \approx I_y$, 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 à une distance transversale de 1.D de l'axe deviennent significatifs à partir du radier ; ils 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, dans une coupe transversale, 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 à l'avant du front ont été mesurées (jusqu'à +50 kPa) : leurs amplitudes dépendent de la pression frontale et de la distance entre la cellule de pression et le front de taille. Les variations de pression frontale ne se traduisent pas en variation de pression interstitielle en arrière du front ; en avant du front, elles modifient la pression dans le terrain jusqu'à des distances importantes (au moins 150 m).

RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX RELATIFS À LA RÉPONSE 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 pieux 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 une augmentation progressive avec une pente (fonction de la distance tunnelier / pieu) similaire à celle du terrain, et une stabilisation à environ $-5.D$ à $-6.D$ à l'arrière du front, comparable à la distance de stabilisation du terrain.

L'influence de la distance transversale du pieu par rapport à l'axe du tunnel est claire, quant au rapport R entre le tassement final de la tête du pieu S_p et le tassement du terrain à la même position S_g :

- pour le pieu P1 situé au-dessus de l'axe du tunnel, $R = S_p / S_g = 14,0 / 8,8 \approx 1,6$;
- pour le pieu P2, situé à $0,7.D$ de l'axe du tunnel, $R = 9,5 / 7,3 \approx 1,3$;
- pour le pieu P3, situé à $1.D$ de l'axe, $R = 5,4 / 6,0 \approx 0,9$.

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**.

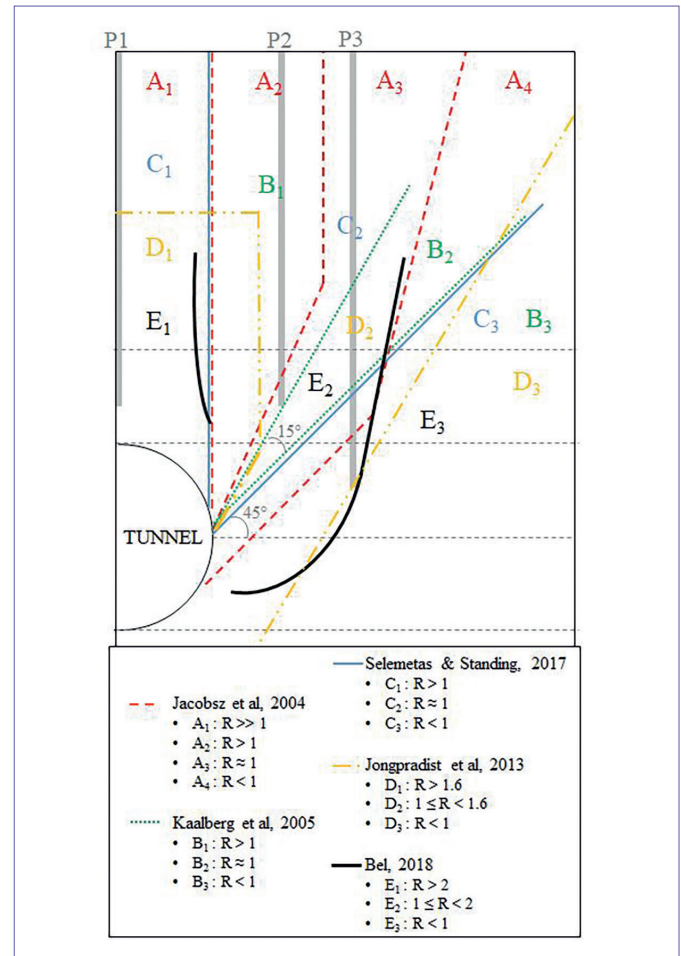


Figure 19 : Synthèse des zones d'influence déduites de la littérature pour des pieux simples. Le rapport R est le quotient du tassement de la tête du pieu par le tassement du terrain à la même distance transversale par rapport au tunnel

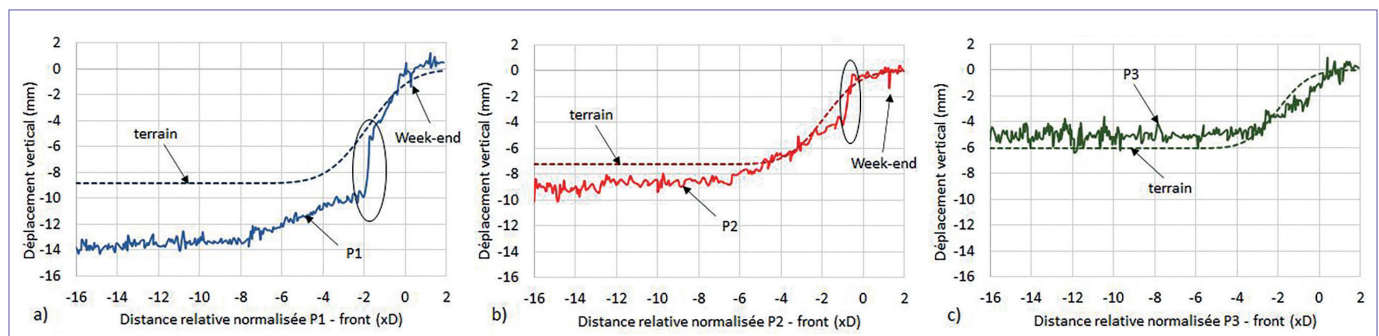


Figure 18 : Profil longitudinal de tassement de la tête des pieux, et comparaison avec le profil de tassement du terrain à la même position (profil gaussien cumulé estimé d'après le § 4.1)

En particulier :

- la base du pieu P1 ($R \approx 1,6$) se trouve à l'intérieur des zones A1 ($R > 1$), 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 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.

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 constatées. 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 $1.D < X_{pt} < 0$ (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.

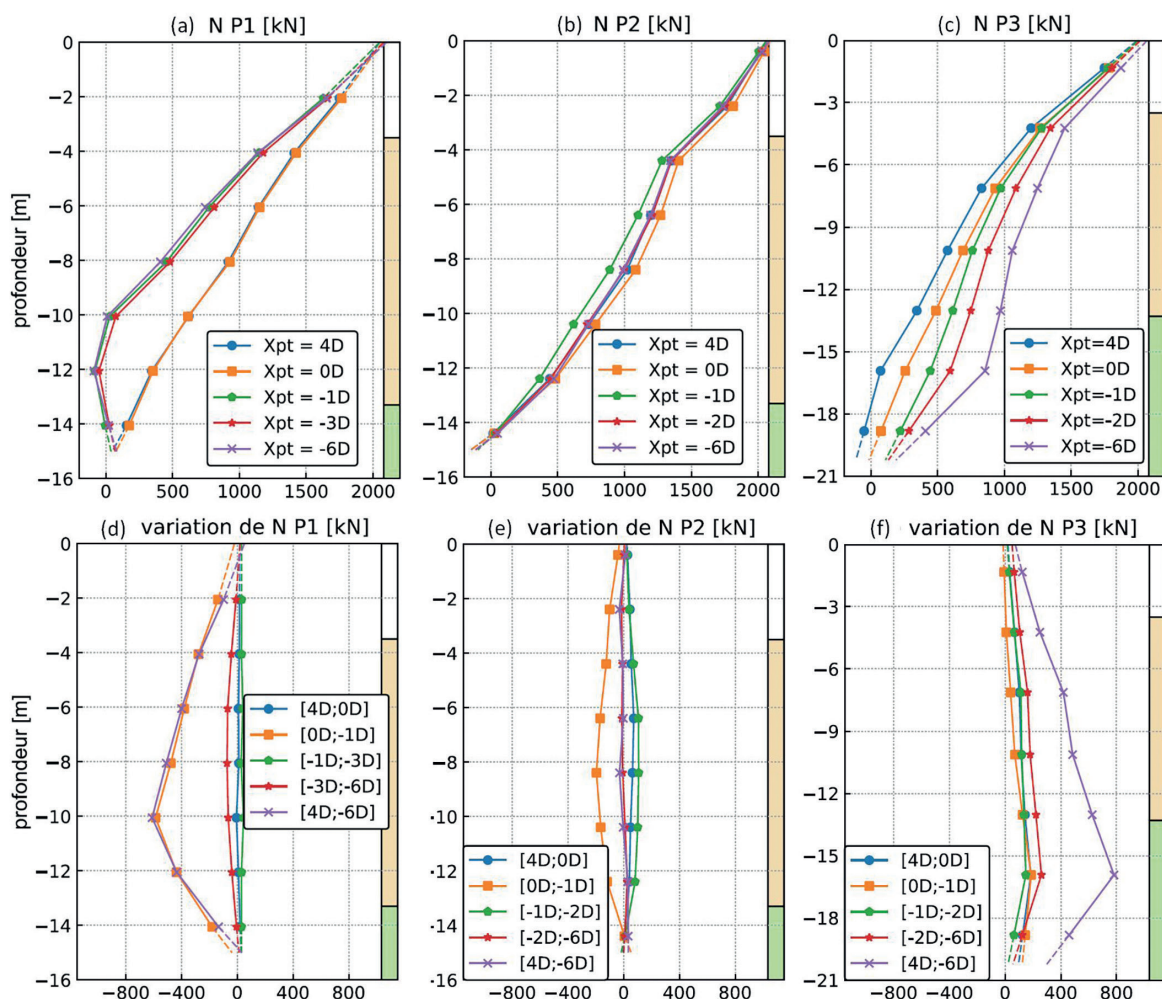


Figure 20 : Distribution des efforts axiaux dans la hauteur des pieux pour les pieux P1 (a), P2 (b) et P3 (c), et incréments d'efforts axiaux entre deux positions du tunnelier pour ces mêmes pieux (d-e-f)

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 plus tassé que le terrain (qui ne se tasse 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).

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.

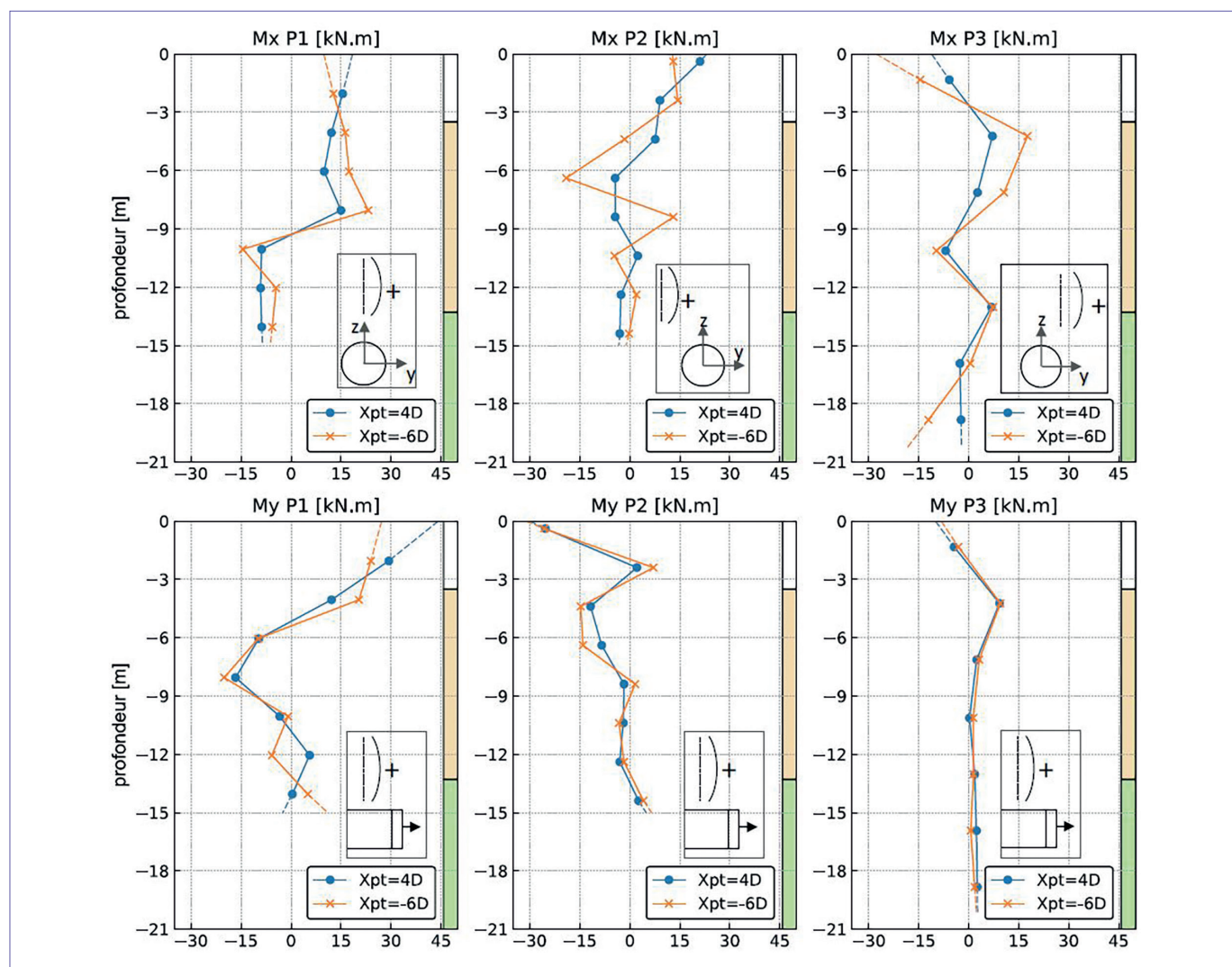


Figure 21 : Distribution des moments de flexion transversaux (figures du haut) et longitudinaux (figures du bas) pour les trois pieux, avant et après passage du tunnelier

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 » : $X_{pt} = 4.D$; état « final » : $X_{pt} = -6.D$).

Une illustration au-dessus de la légende de chaque figure décrit la direction de la courbure du moment positif. On observe des **incrément 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 ($7 < L/L_c < 20$).

POINTS ESSENTIELS

- Les profils longitudinaux de tassement de la tête des pieux lors de l'avancement du tunnelier sont similaires à ceux du terrain : tassement très faible jusqu'au passage du front, augmentation progressive et stabilisation à environ 6.D à 10.D 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 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 $-1.D < X_{pt} < 0$ (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 plus rigide que le terrain, 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 kN.m).

APPORTS DE L'EXERCICE DE PRÉVISION DE LA RÉPONSE 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.

Cet exercice a été mené en deux temps.

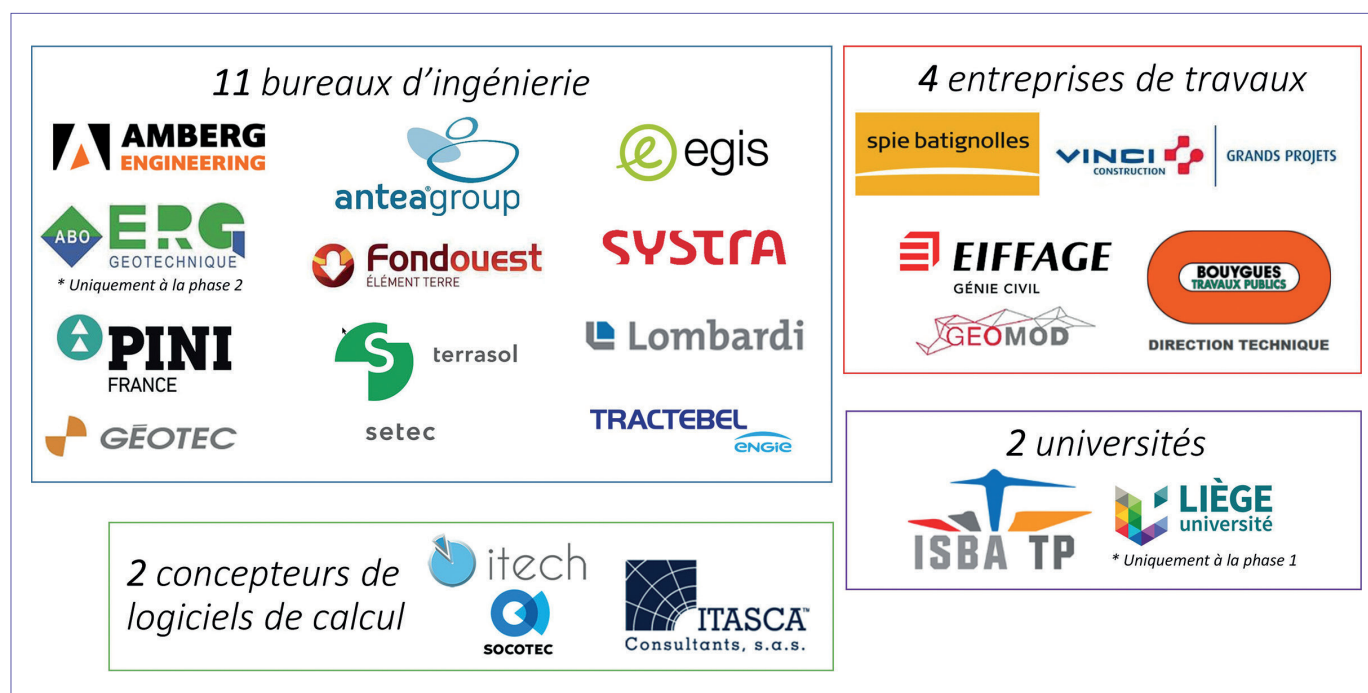


Figure 22 : Synthèse des participants à l'exercice de prévision

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 des 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-chargeement était nul, et d'autre part que, pour la cuvette de tassement du terrain « en champ libre », on avait mesuré les paramètres suivants : $u_{zmax-terrain} = -10,0 \text{ mm}$, $Y_{60\%-uzmax} = 8,0 \text{ m}$, et $Y_{30\%-uzmax} = 12,5 \text{ m}$;
- 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) ait 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 13 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_m 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 dans le terrain à proximité 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 $\tan \varphi'$) qui, lorsqu'ils sont documentés, sont de l'ordre de 80 % de ceux du terrain avoisinant.

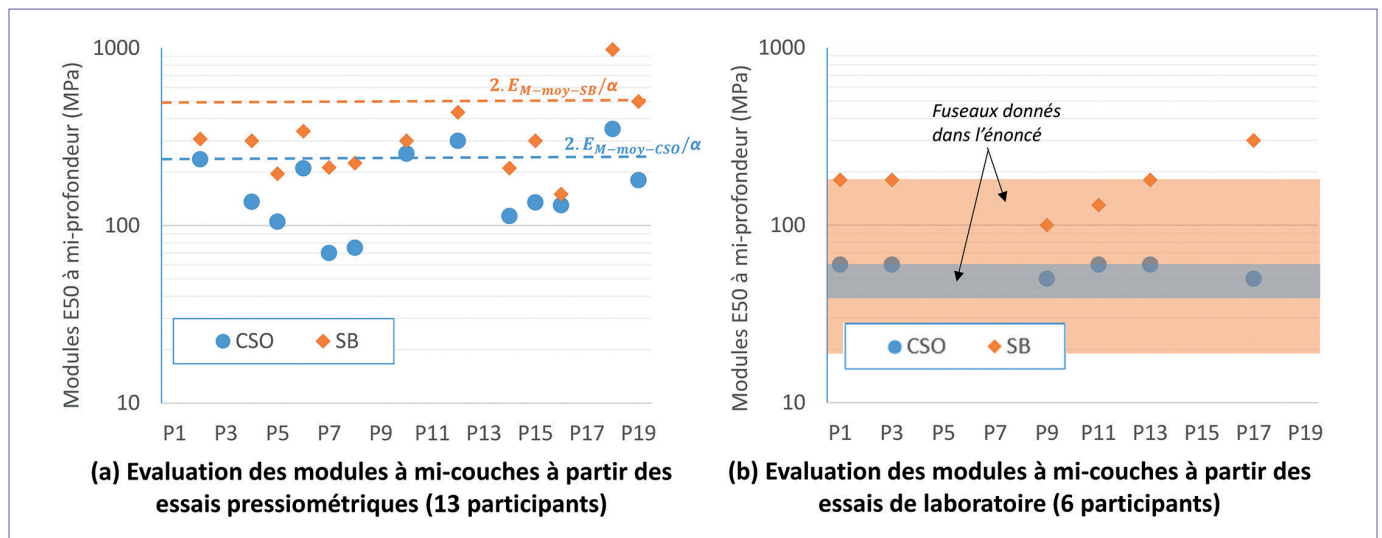


Figure 23 : Synthèse des hypothèses effectuées en termes de déformabilité des terrains

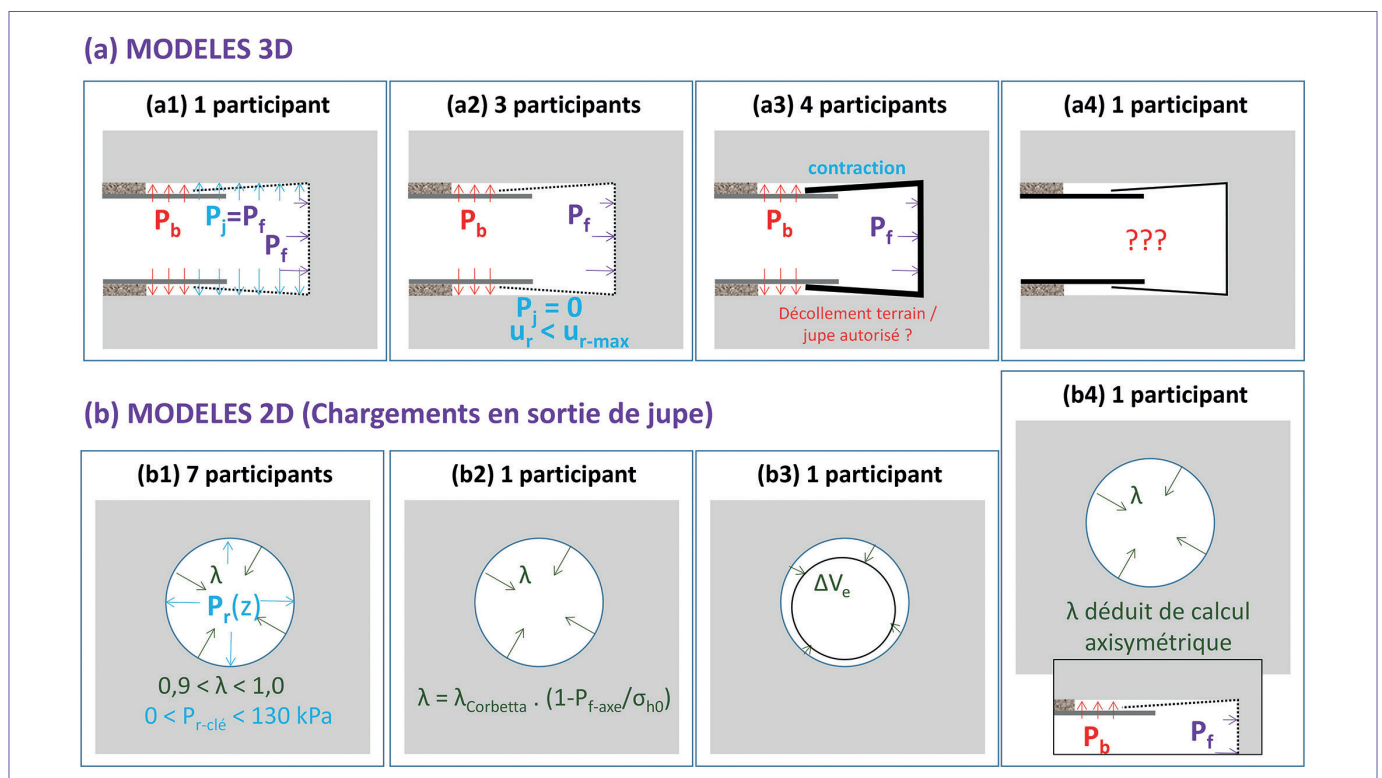


Figure 24 : Synthèse des procédés utilisés pour modéliser le processus de creusement au tunnelier

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 surestimer 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 recalage ne permet d'améliorer cet aspect du résultat sans modifier le modèle de comportement. Le modèle isotrope 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.

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.

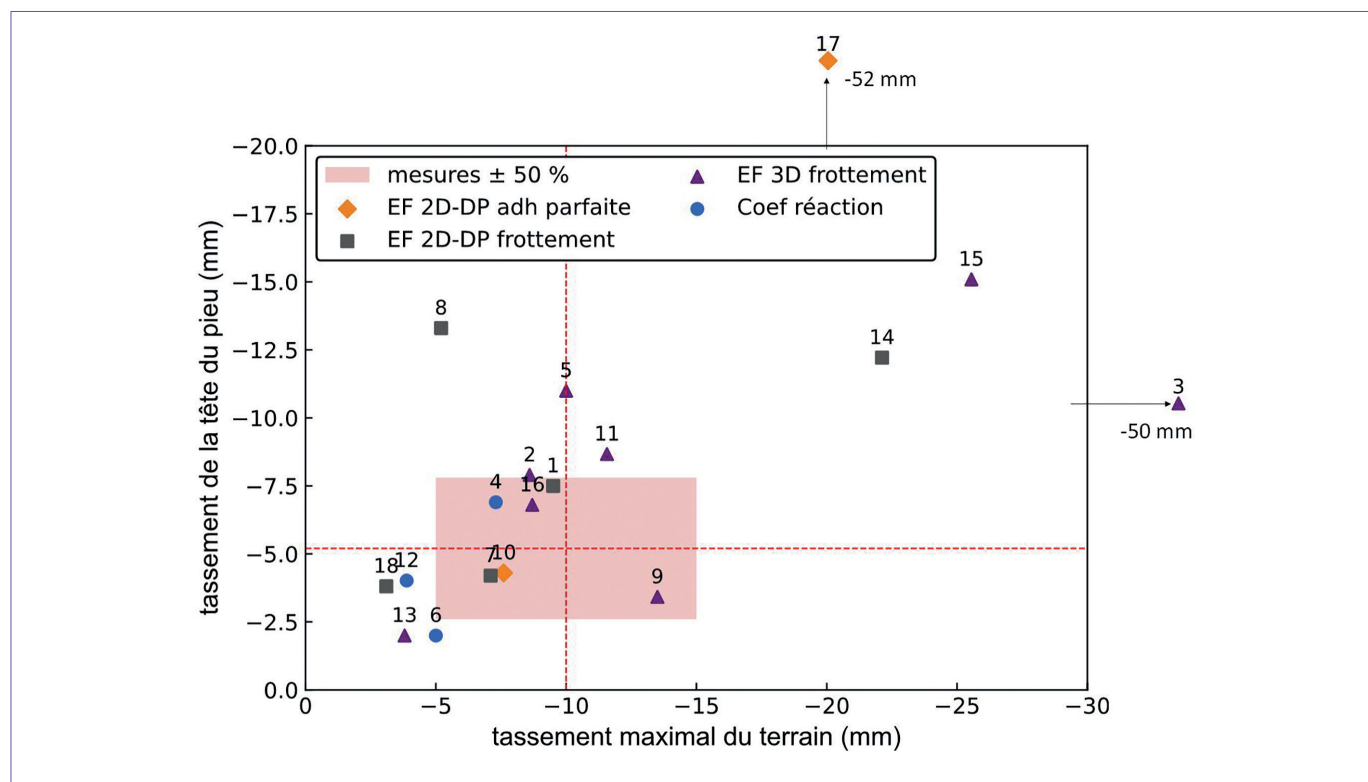


Figure 25 : Tassements de la tête du pieu en fonction du tassement maximal en surface du terrain (phase n°1)

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.

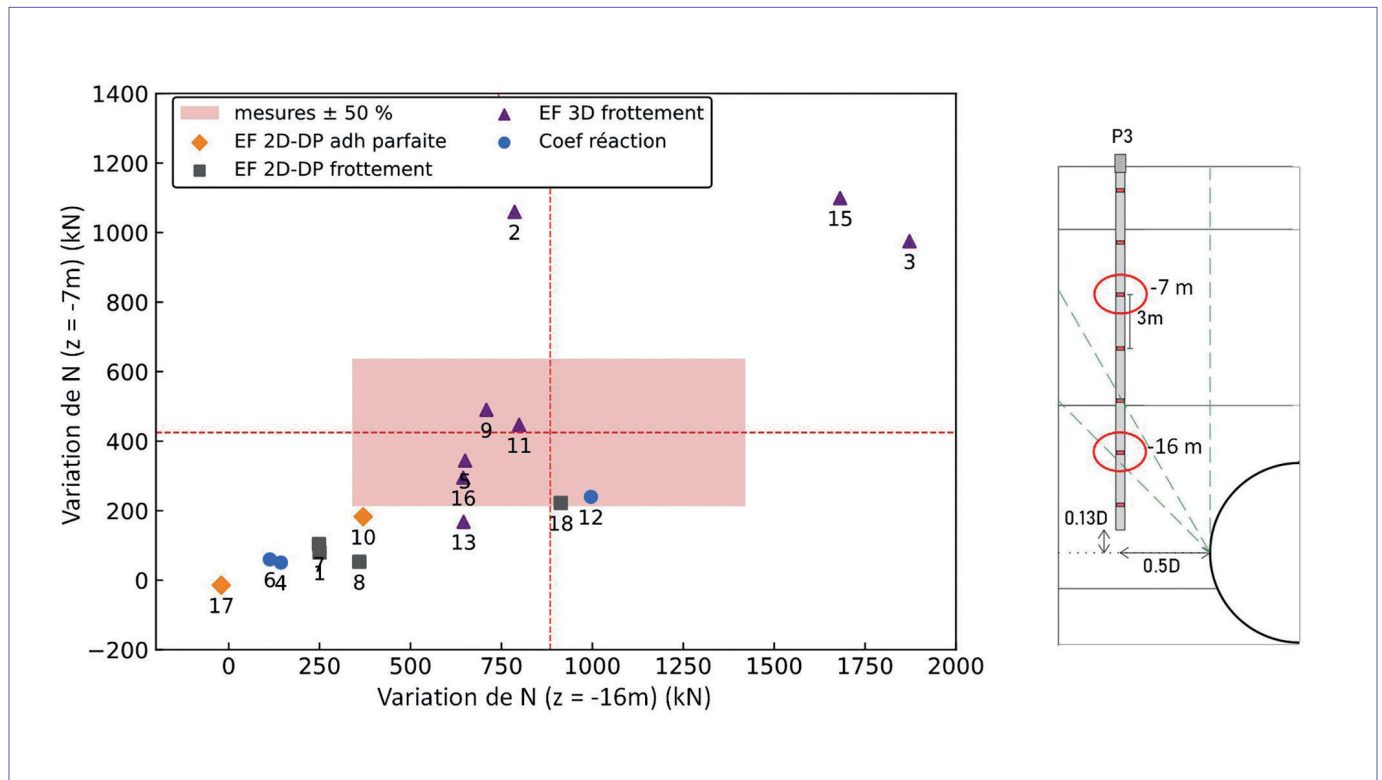


Figure 26 : Variations finales des efforts normaux dans le pieu, après passage du tunnelier (phase n°1)

POINTS ESSENTIELS

→ 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 (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 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 (comportant un 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 HYPOTHÈSES ET PERFORMANCES DES MODÉLISATIONS NUMÉRIQUES RÉALISÉES PAR LES PARTENAIRES DU PROJET

Les partenaires du projet TULIP ont conduit des modélisations numériques en parallèle dans le cadre, d'une part, des travaux de Wassim Mohamad à l'Université Gustave Eiffel (décrits dans Mohamad (2022) et Bourgeois et al. (2024)), et d'autre part des travaux d'Agathe Michalski et Ali Abdallah à l'ENTPE / CETU (décrits dans Michalski (2023) et Abdallah et al. (2026a, 2026b)).

Ces modèles ont un objectif similaire : ils essaient de reproduire au mieux les résultats de l'expérimentation en vraie grandeur (déplacements induits dans le terrain et réponse des pieux en

déplacement et en effort) via différentes hypothèses de modélisation afin de comprendre leurs importances respectives. Les prochains paragraphes décrivent d'abord les hypothèses communes aux deux modèles, puis leurs hypothèses spécifiques. En particulier ces modèles diffèrent dans la manière de modéliser le processus de creusement au tunnelier. Les capacités de ces modèles à reproduire tout ou partie des résultats expérimentaux sont discutées après la présentation de chaque modèle. Ce document ne rappelle pas les grands principes de modélisation numérique en géotechnique, détaillés dans CFMS (2023).

7.1 HYPOTHÈSES COMMUNES AUX APPROCHES MENÉES À L'UNIVERSITÉ GUSTAVE EIFFEL ET À L'ENTPE / CETU

Les deux approches de modélisation numérique intègrent **simultanément le terrain, le tunnel et un des pieux de l'expérimentation TULIP** avec les caractéristiques géométriques données au § 2.

Ces deux modèles sont **tridimensionnels** afin de tenir compte de la géométrie intrinsèquement 3D du problème, liée d'une part aux différents champs de contraintes et de déformations régnant autour du tunnelier, et d'autre part à la présence d'un pieu (cylindrique) au voisinage du tunnel. Ils ont des dimensions similaires (150 m de longueur, 100 m de largeur et 50 m de hauteur).

De manière classique pour les ouvrages géotechniques construits dans les sols, les matériaux du problème (terrain, revêtement, pieux) sont décrits de manière macroscopique sous la forme de **matériaux homogènes équivalents** dont le comportement est décrit par la mécanique des milieux continus.

Une résolution reposant sur la méthode des **éléments finis** (CESAR) est utilisée pour le modèle Univ. Eiffel avec des éléments à interpolation quadratique et une résolution explicite par **volumes finis** (FLAC3D) est utilisée pour le modèle ENTPE / CETU. Le modèle CESAR (Figure 27a) contient 170 000 nœuds alors que le modèle FLAC3D (Figure 27b) en contient 1 433 000. Les précisions de ces modèles, déduites d'études de maillage conduites sur chacun, sont néanmoins similaires : l'écart important en termes de nombre de nœuds étant lié à la méthode de résolution.

Expérimentalement, des variations de pression interstitielle ont été observées au cours du passage du tunnelier. Toutefois, à l'échelle de la durée du creusement d'un anneau de voussoirs (2h), ces variations sont restées faibles (cf. § 4.5). En conséquence, dans l'optique de ne pas complexifier

excessivement ces premières modélisations, les deux modèles numériques font l'hypothèse d'un comportement drainé des terrains sans variation de pression interstitielle lors du passage du tunnelier. Les calculs sont donc conduits en **contraintes effectives, sans couplage hydromécanique**.

Un modèle de comportement de type « **Hardening Soil Model** » est considéré pour les différents faciès de terrain. Ce modèle est élastoplastique avec écrouissage : sa fonction de charge évolue au fur et à mesure des déformations plastiques. Il présente notamment l'avantage de considérer des modules de déformation dépendant de la contrainte principale mineure, et différents en déchargement/rechargement et en premier chargement, aspects importants du comportement de la plupart des terrains du bassin parisien.

Le choix des paramètres de résistance au cisaillement (c' , φ') et de déformabilité (E_{50} , E_{ur}) est effectué à partir des données disponibles (Tableau 1). Les **incertitudes** régnant sur certains paramètres (notamment E_{50} et c') font qu'ils sont utilisés comme **variables de calage** des résultats des modèles. Le § 8.1 donne les valeurs de référence retenues dans le modèle ENTPE / CETU, puis illustre les influences respectives de certains paramètres sur les résultats des calculs.

Le pieu est modélisé sous la forme d'éléments volumiques, de comportement élastique linéaire isotrope, avec un module d'Young croissant (de 35 à 45 GPa) avec la profondeur, conformément aux mesures réalisées sur le site TULIP (Mohamad, 2022) et décrites au § 2.5. L'interface terrain/pieu est considérée de comportement élastique parfaitement plastique régi par un critère de Tresca, dont les valeurs de q_s sont déduites des pressions limites pressiométriques mesurées dans chaque formation, conformément à la norme d'application de l'Eurocode 7 relative aux fondations profondes (AFNOR NFP94-262, 2012).

Les paramètres élastiques de l'interface (k_n , k_s) sont déduits d'études paramétriques préliminaires (Michalski, 2023). Les valeurs de référence des paramètres retenus sont données au § 8.1. Noter qu'une cohésion significative a dû être retenue dans les remblais (80 kPa) pour reproduire numériquement le frottement latéral mesuré le long des pieux lors du chargement : cette hypothèse peut correspondre physiquement à une amélioration locale des terrains par pénétration du béton lors du coulage des pieux. Compte tenu des incertitudes régnant sur ces paramètres, des études de sensibilité sont effectuées, dont les résultats sont présentés en § 8.

Le processus de creusement au tunnelier est modélisé classiquement via une **approche lagrangienne**, avec une succession de phases de calcul correspondant à l'initialisation

des contraintes géostatiques, à la réalisation du pieu et à son chargement, puis à l'avancée progressive du front de taille du tunnel, par pas de 2,0 m correspondant à la largeur des anneaux de voussoirs. En particulier, ne sont pas retenues ici des approches eulériennes dans lesquelles le terrain « s'écoule » autour du tunnelier (Losacco et al., 2015), ou de reconstruction d'un champ de déplacement à partir d'un incrément de déplacement au cours d'un avancement réduit (Janin, 2017) car la présence d'un pieu constitue une singularité géométrique au cours de l'avancement du tunnelier.

Avec ces hypothèses, les temps de calcul pour réaliser l'ensemble des phases de calcul sont de l'ordre de 12 à 24 h sur des ordinateurs possédant 32 à 64 GB de RAM et des processeurs de 2 à 3 GHz.

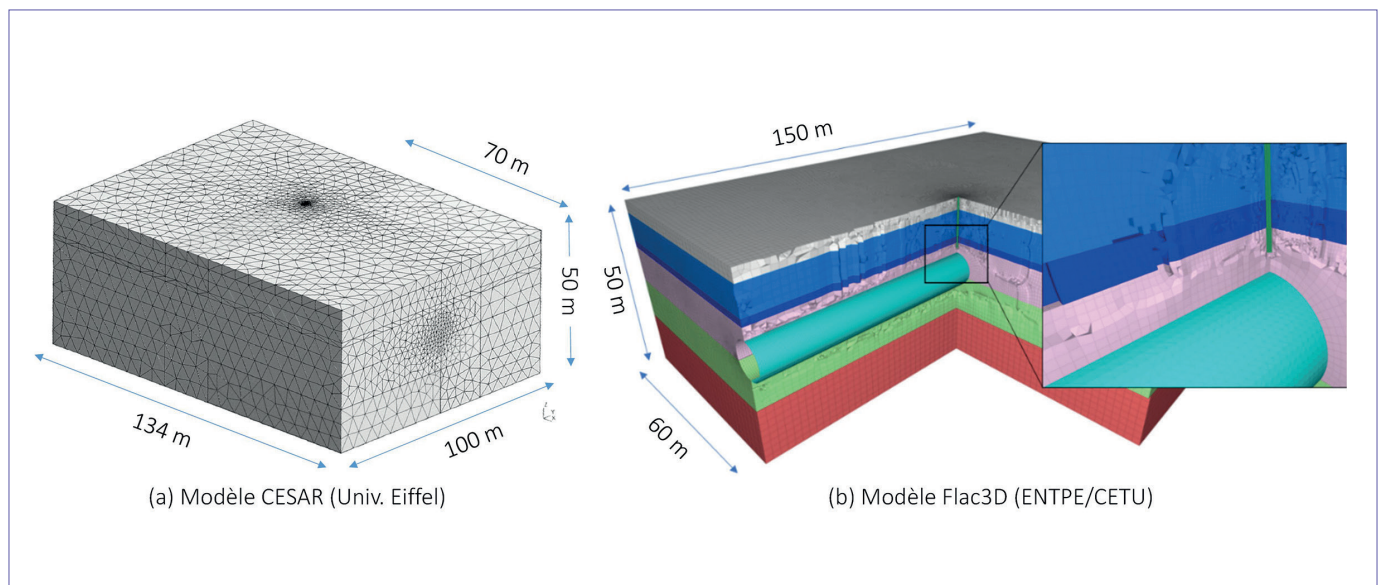


Figure 27 : Vue générale des modèles numériques

7.2 HYPOTHÈSES SPÉCIFIQUES DES MODÉLISATIONS DE L'UNIVERSITÉ GUSTAVE EIFFEL

Les modélisations numériques conduites à l'Université Gustave Eiffel visent à **comparer entre elles trois méthodes de modélisation du creusement au tunnelier**, ainsi qu'à les confronter aux résultats expérimentaux en régime permanent (tassements de surface, tassement et distribution de l'effort axial dans un pieu).

Ces trois méthodes de modélisation du creusement au tunnelier sont les suivantes :

1. Une approche « en contraintes » (Figure 28a) dans laquelle un déconfinement total est appliqué sur la périphérie du tunnel, avec l'application simultanée des pressions effectives suivantes (les pressions hydrostatiques étant retranchées aux contraintes totales mesurées) :

- une pression au front P_f' valant 130 kPa en clé et 220 kPa en radier, ce qui correspond à la somme de la pression régnant dans la chambre d'abattage et de l'effort mécanique exercé par la roue de coupe sur le front d'après les mesures. Le gradient vertical retenu dans le modèle (9 kPa/m) est trop important : d'après les mesures, le gradient mesuré, déduit des pressions hydrostatiques, est proche de zéro ;
- une pression radiale P_s' le long du bouclier (sur 10 m de longueur) valant 7 kPa en clé et 97 kPa en radier, à laquelle est ajoutée une pression de 100 kPa sur 130° d'ouverture autour du point bas modélisant le poids du tunnelier ;
- une pression d'injection du mortier de bourrage P_m' valant 0 en clé et 230 kPa en radier, appliquée sur les 10 m suivants.

Dans cette approche, les valeurs de P'_s et P'_m ne sont pas directement déduites des résultats expérimentaux. Elles sont utilisées comme variables de calage du modèle sur les résultats expérimentaux.

2. Une approche « en déformations isotropes » dans laquelle une déformation volumique ε_v isotrope ($\varepsilon_{xx} = \varepsilon_{yy} = \varepsilon_{zz} = \varepsilon_v / 3$) est appliquée au volume de sol correspondant à l'anneau en cours de creusement (en vert sur la Figure 28b). Tous les anneaux suivants (en gris) sont ensuite considérés rigides par rapport au sol. Ainsi, les déplacements dans le terrain sont exclusivement pilotés par la valeur de ε_v qui est prise comme paramètre de calage du modèle sur les résultats expérimentaux.

3. Une approche « en déformations anisotropes » similaire à la précédente, mais avec une déformation différente dans la direction verticale que dans les directions horizontales : $\varepsilon_{xx} = \varepsilon_{yy} = \alpha \varepsilon_{zz} = \alpha \varepsilon_v / (2\alpha + 1)$. Cette variante permet de lever une limitation importante de l'approche en « déformations isotropes », qui suppose que le contour de la zone excavée peut se déformer mais sans ovalisation. Or la littérature indique que l'ovalisation éventuelle du tunnel peut avoir une influence non négligeable sur les déplacements induits dans le massif environnant (Muir Wood, 1975 ; Verruijt et Booker, 1996). L'approche proposée vise à permettre d'étudier cette influence, même si la détermination des valeurs de ε_v et α est difficile.

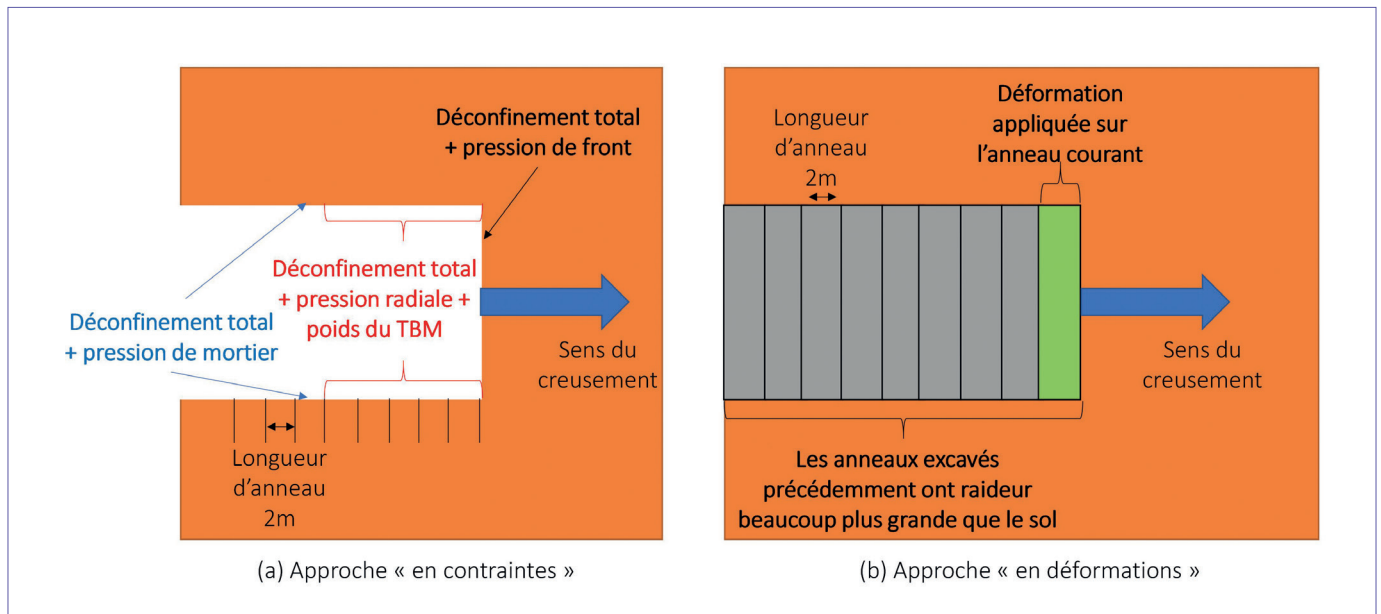


Figure 28 : Procédés de modélisation du processus de creusement au tunnelier étudiés par Univ. Eiffel

7.3

PERFORMANCES DU MODÈLE DE L'UNIVERSITÉ GUSTAVE EIFFEL

L'analyse comparative des performances des trois procédés de modélisation décrits au paragraphe précédent est donnée dans Bourgeois et al. (2024). Seuls les résultats principaux sont présentés ici.

Cette analyse montre que pour tous les aspects de la réponse des pieux et du sol, l'approche « en déformations anisotropes » donne des résultats aussi satisfaisants que l'approche dite « en contraintes » (avec pression frontale, pression radiale le long du bouclier et pression de bourrage).

Dans les deux cas, sont en effet correctement reproduites l'évolution des déplacements verticaux dans la couverture (Figure 29), l'amplitude des tassements finaux des trois pieux (Figure 30) et la tendance d'évolution des efforts dans les pieux P1 et P3 (Figure 31).

Et dans les deux cas sont mal reproduits les variations d'efforts dans le pieu P2 (Figure 31) et le profil longitudinal de tassement du terrain et des pieux (Figure 30).

L'extension transversale de la cuvette de tassement est correctement reproduite par l'approche « en contraintes » ainsi qu'avec l'approche « en déformations anisotropes », alors qu'avec l'approche « en déformations isotropes », la cuvette obtenue est trop large (Mohamad, 2022). Il serait intéressant d'étudier en détail l'incidence du paramètre d'anisotropie sur l'extension transversale de celle-ci.

Il convient de souligner que cette approche « en déformations anisotropes » réduit la complexité du processus de creusement au tunnelier à deux paramètres : l'amplitude de la déformation volumique du tunnel (ε_v) et un coefficient d'anisotropie (α) au lieu de considérer des pressions de confinement par zone avec leurs gradients respectifs. C'est à la fois une force du procédé, qui est suffisamment simple pour être mis en œuvre facilement lors des études de conception, mais également une limite. **Un grand soin doit être porté au choix de ces deux paramètres pour qu'ils soient représentatifs des conditions de creusement au tunnelier.**

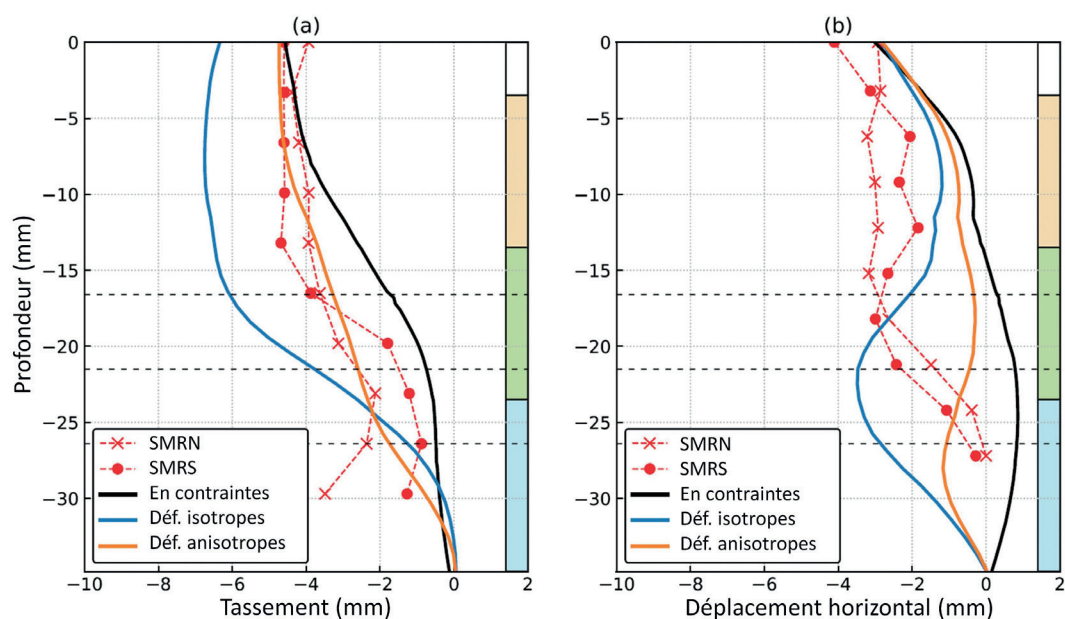


Figure 29 : Déplacements verticaux (a) et horizontaux (b) dans le terrain après le passage du tunnelier à 10 m de l'axe du tunnel

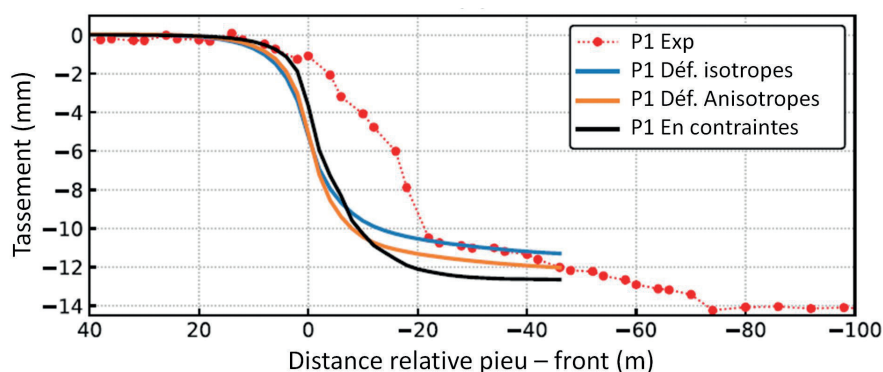


Figure 30 : Profil longitudinal de tassement du pieu P1

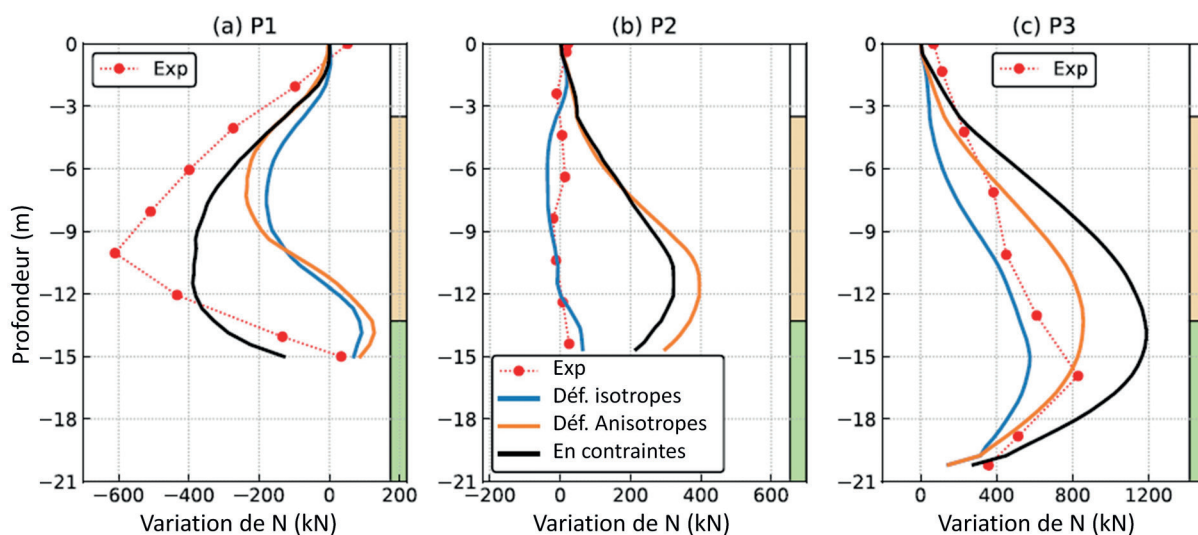


Figure 31 : Variations d'effort axial dans les trois pieux, induites par le passage du tunnelier

7.4 HYPOTHÈSES SPÉCIFIQUES DES MODÉLISATIONS DE L'ENTPE / CETU

Comme l'a illustré l'exercice de prévision décrit au chapitre précédent, de nombreux jeux de paramètres, associant caractéristiques mécaniques des terrains et procédé de modélisation du tunnelier, peuvent permettre de reproduire l'amplitude du tassement maximal en surface. Beaucoup moins de jeux de paramètres permettent de reproduire l'ensemble des champs de déplacements (en surface et au sein du massif de sol) induits pour un creusement en régime permanent, et encore moins les déplacements induits lors de régimes transitoires (chutes temporaires de la pression de confinement par exemple).

L'ENTPE et le CETU ont ainsi souhaité limiter les variables de calage du modèle en s'appuyant au maximum sur une analyse phénoménologique rigoureuse des réponses observées du sol et des pieux lors de l'expérimentation TULIP, incluant les tassements de surface, les déplacements en profondeur et le comportement des pieux (déplacement, efforts).

L'originalité de ces modélisations repose par conséquent principalement sur la manière dont les conditions aux limites censées reproduire l'action du tunnelier sur le terrain ont été définies et validées à partir des observations expérimentales en vraie grandeur.

Dans un premier temps, cette procédure de modélisation a été définie à partir d'observations et mesures obtenues en **régime de creusement quasi-stationnaire**. Dans un second temps, le modèle a fait l'objet d'une validation complémentaire par confrontation aux mesures acquises lors **d'évènements accidentels transitoires** tels qu'une soudaine baisse de la pression dans la chambre d'abattage (d'environ 35 % pendant 5 minutes qui a conduit à une accélération des tassements en surface) ou une augmentation de la pression de bourrage (de 125 % qui a conduit à un refoulement au voisinage de la clé du tunnel).

In fine, le modèle retenu, détaillé dans Abdallah et al. (2026a, 2026b) et illustré en Figure 32 intègre :

- une pression frontale P'_f constante égale à 165 kPa : cette valeur est la somme de la pression mesurée dans la chambre d'abattage et de l'effort mécanique de la roue de coupe sur le front de taille mesuré à l'aide des vérins axiaux, à laquelle est retranchée la pression hydrostatique compte-tenu du fait que le calcul est mené en contraintes effectives. P'_f est constante car le gradient vertical de pression mesuré dans la chambre d'abattage est similaire au gradient de la pression hydrostatique (10 kPa/m). Noter que pour des études de conception, ne pas tenir compte de l'effort mécanique de la roue de coupe pourrait avoir du sens, de manière conservatrice, compte-tenu du fait que le contact roue / terrain ne puisse être garanti à tout instant au cours du creusement ;
- une pression radiale P'_s le long du bouclier (sur 10 m de longueur) égale à 125 kPa, constante avec la profondeur pour la même raison que précédemment. Cette valeur n'a pas pu être mesurée sur le site TULIP, sur lequel il n'y a pas eu d'injection de bentonite le long du bouclier. La nécessité de considérer une pression non nulle le long du bouclier (contrairement aux premières modélisations conduites par Michalski (2024)) s'est imposée lorsque les régimes transitoires ont été ajoutés à l'analyse, en particulier l'accélération des tassements lors d'une baisse de pression frontale. La valeur de P'_s retenue en clé est intermédiaire entre la pression effective à l'intérieur de la chambre d'abattage ($P_{ch}' = 80$ kPa) et la pression effective de bourrage du vide annulaire ($P_m' = 150$ kPa). Le poids du bouclier, correspondant à une pression en partie basse du tunnel de l'ordre de 20 kPa après déjaugage, est négligé ;

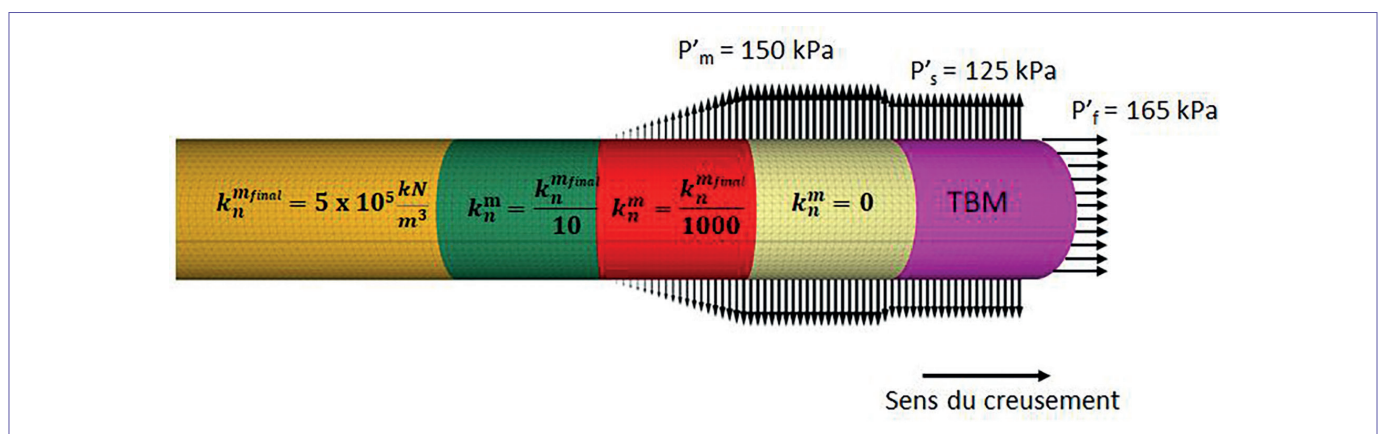


Figure 32 : Procédé de modélisation du processus de creusement au tunnelier retenu par l'ENTPE et le CETU

- un contrôle de l'amplitude de convergence du terrain le long du bouclier afin qu'elle n'excède pas l'espace annulaire autorisé par la surcoupe et la conicité du bouclier (35 mm sur le rayon). Ce contrôle est effectué en modélisant la structure du bouclier par des éléments de coque de rigidité nulle tant que le déplacement radial reste inférieur à 35 mm, puis de rigidité élevée lorsque les 35 mm sont atteints, ce qui bloque le terrain. Le contrôle est bien effectué sur un critère fixé à 35 mm sur le rayon, *i.e.* le centre du tunnel est supposé rester fixe grâce à la présence des vérins de poussée longitudinal s'appuyant sur un revêtement scellé au terrain, avec des connecteurs longitudinaux empêchant les désaffleurements ;
- une pression de mortier effective P'_m valant 150 kPa en clé et 270 kPa en radier (gradient vertical déjaugé de 12 kPa/m), correspondant aux mesures réalisées sur le tunnelier lors de l'expérimentation TULIP. La longueur d'application de ce chargement (10 m) correspond à la durée approximative de creusement au cours de laquelle le mortier de bourrage (semi-actif) reste relativement fluide. La pertinence de ce chargement a notamment été consolidée grâce au fait que les coups de pompe

d'injection du mortier sont ressentis jusqu'à 2D à l'arrière du bouclier, justifiant l'état semi-fluide du mortier jusqu'à cette distance (cf. § 8.3) ;

- un passage progressif du mortier de bourrage de l'état fluide à l'état solide à l'arrière du revêtement (voussoirs de 40 cm d'épaisseur). Pour cela, le revêtement est modélisé sous la forme d'une coque et la rigidification progressive du mortier de bourrage est prise en compte en modifiant la rigidité normale k_n^m de l'interface coque / terrain. De 20 à 30 m à l'arrière du front, la pression de bourrage décroît progressivement jusqu'à s'annuler et l'interface modélisant le mortier a une rigidité k_n^m égale au millième de sa valeur finale. De 30 à 40 m, cette rigidité vaut le dixième de la valeur finale, égale à 5.10^5 kN.m^{-3} . Les valeurs de k_n^m et le profil de décroissance de la pression de bourrage avec la distance au front ont été déduits a priori de l'évolution des caractéristiques mécaniques des mortiers de bourrage en fonction du temps (par exemple Youn & Breitenbücher, 2014), puis mis en relation avec la vitesse d'avancement du tunnelier, et calés à partir des déplacements mesurés sur l'expérimentation TULIP, notamment le profil longitudinal de tassements en surface (Abdallah et al., 2026).

7.5 PERFORMANCES DU MODÈLE DE L'ENTPE / CETU

La Figure 33 montre les profils longitudinaux (SMRL 2, cf. Figure 2) et transversaux (SMRN) de tassements mesurés à l'entrée du site expérimental TULIP en conditions de creusement quasi-stationnaire, avant tout événement transitoire accidentel.

Les profils simulés par le modèle numérique de référence reproduisent très correctement les mesures expérimentales, quelle que soit la distance (X_{st}, D) au front de taille. En particulier, l'extension transversale de la cuvette de tassements est bien reproduite par cette approche.

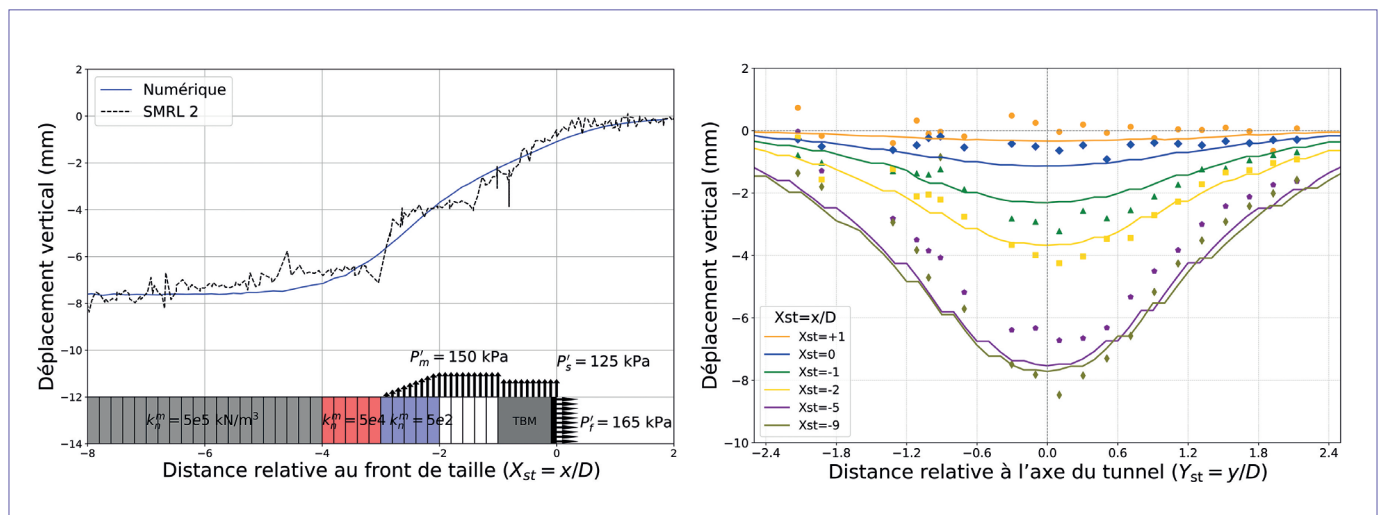


Figure 33 : Profils longitudinaux et transversaux de tassements mesurés (symboles et traits pointillés) et calculés (traits continus) en champ libre (régime de creusement quasi-stationnaire)

La Figure 34 illustre les profils de déplacements verticaux et transversaux relevés le long de la section SMRN, obtenus à partir des mesures des extensomètres E1 et E2, implantés respectivement à 0,7.D et 1.D de l'axe du tunnel, ainsi que de l'inclinomètre I3, situé à 0,7.D de cet axe (Cf. Figure 2). Il apparaît, là encore, que le modèle numérique ENTPE / CETU est en mesure de reproduire fidèlement la cinématique du sol autour du tunnel sur toute la hauteur du massif, quelle que soit la distance (X_{st}, D) au front de taille.

Les trois pieux instrumentés ont été affectés par un événement transitoire de perte de pression. Au moment de cet événement, les pieux P1 et P2 se trouvaient respectivement à environ 1,8.D et 0,8.D en arrière du front de taille, tandis que le pieu P3 était situé 0,2.D en avant du front.

Pour chaque pieu, le creusement en régime quasi-stationnaire est simulé jusqu'à atteindre la même position relative du front de taille que celle observée expérimentalement avant la phase transitoire. Une perte de pression est ensuite appliquée pendant l'excavation d'un anneau, avec une réduction des pressions effectives à 85 kPa au front, 50 kPa au niveau du bouclier et 100 kPa pour le mortier de bourrage, avant leur rétablissement aux valeurs initiales lors de la phase d'excavation suivante.

L'amplitude de la baisse de pression frontale correspond aux valeurs mesurées : la pression dans la chambre a été ponctuellement très faible, ce qui conduit ici à ne considérer que l'effet de soutènement mécanique de la roue de coupe. Les baisses de pressions d'injection du mortier de bourrage et le long du bouclier n'ont pas été mesurées : leurs amplitudes sont supposées équivalentes à la baisse de pression frontale. Des simulations complémentaires en régime quasi-stationnaire, sans perte de pression, ont également été réalisées afin d'isoler l'effet spécifique de cet événement sur la réponse des pieux (Abdallah et al., 2026).

La Figure 35 montre que le modèle reproduit correctement les profils de tassement des trois pieux lors du passage du tunnelier. La forme générale du profil de tassement en fonction de la distance au front de taille est retrouvée, et l'amplitude finale des tassements est estimée de manière satisfaisante pour l'ensemble des pieux à partir d'un jeu unique de conditions aux limites en paroi du tunnel. Par ailleurs, la prise en compte de l'événement transitoire de perte de pression entraîne une augmentation brutale des tassements, d'amplitude comparable aux observations expérimentales, résultat qui n'est obtenu qu'en simulant une diminution conjointe des pressions frontale, de bouclier et, dans une moindre mesure, de bourrage.

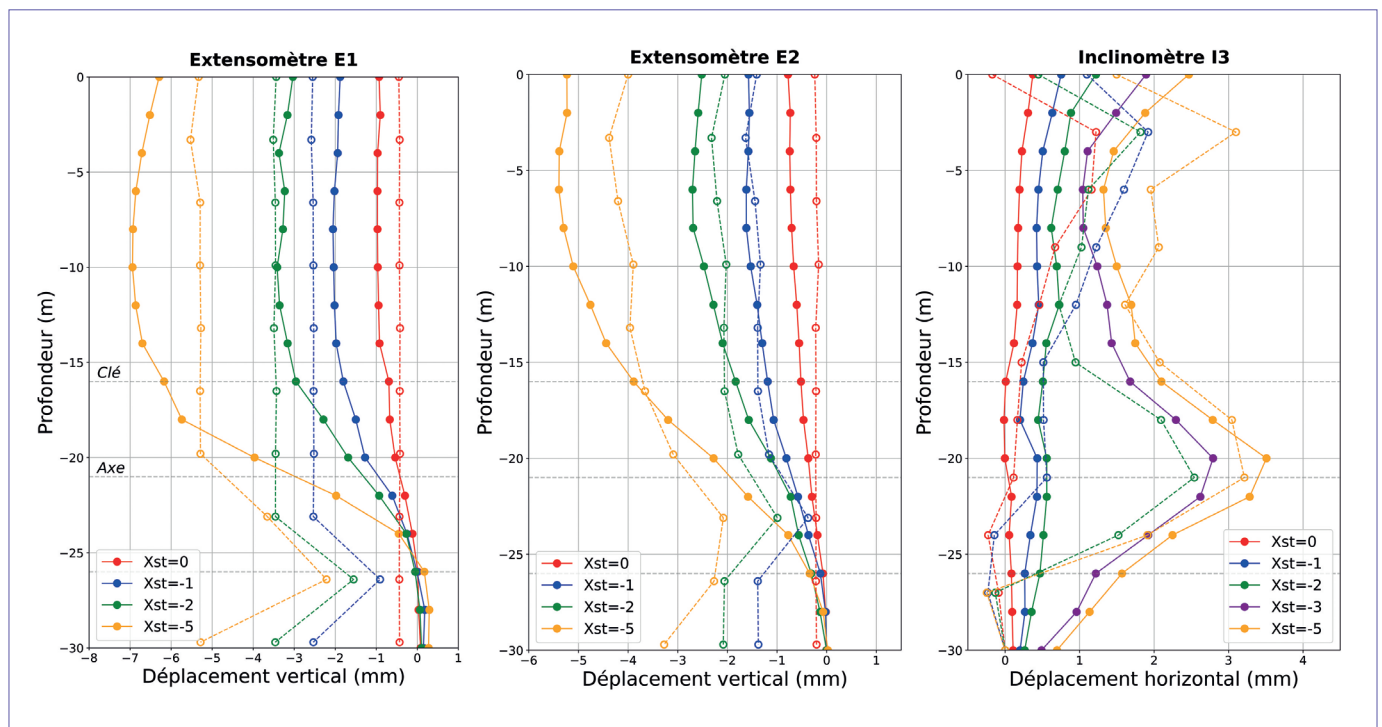


Figure 34 : Déplacement verticaux et déplacements horizontaux transversaux mesurés (traits pointillés) et calculés (traits continus) dans le terrain en régime de creusement quasi-stationnaire

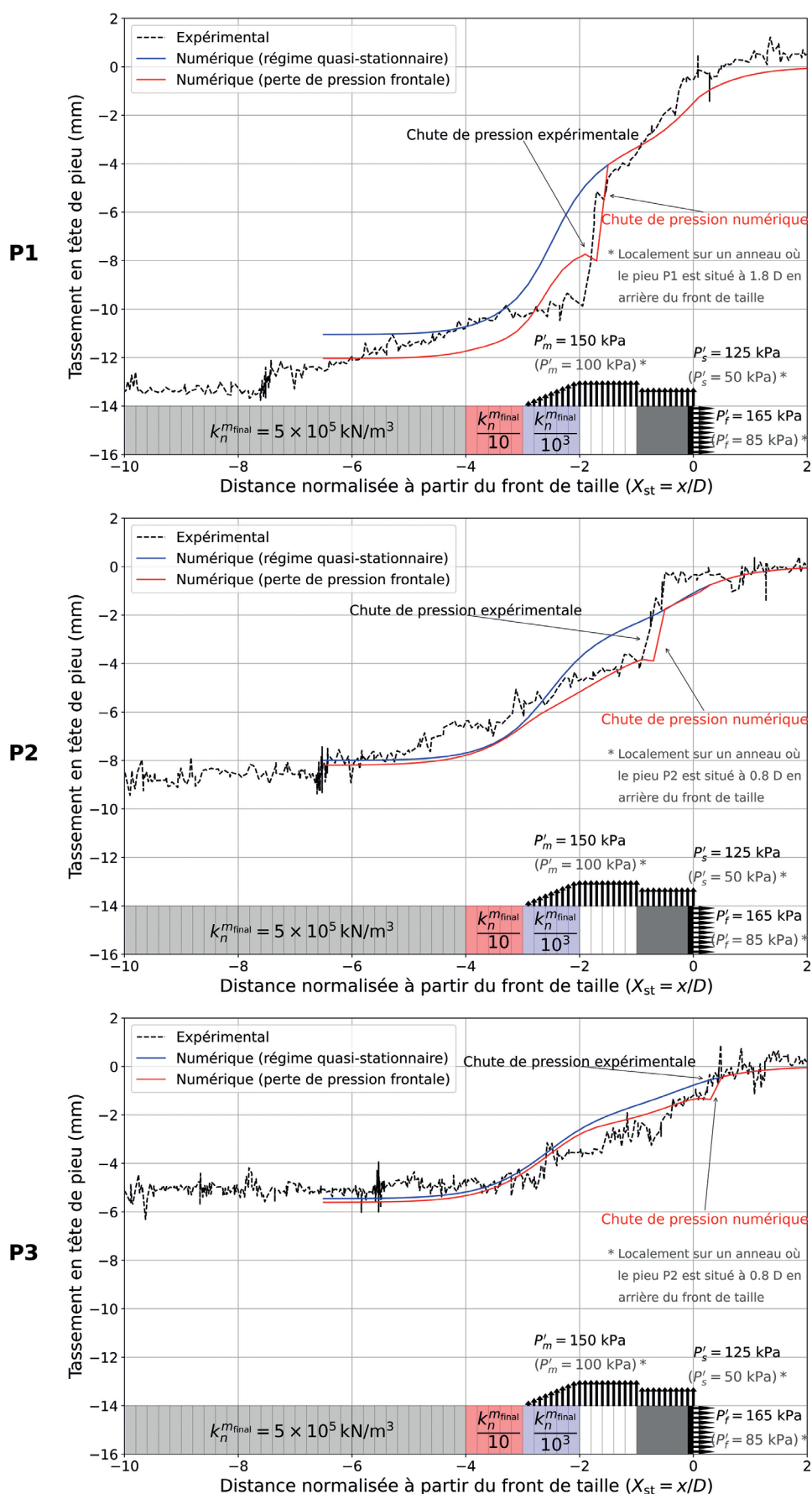


Figure 35 : Tassements mesurés et calculés en tête de pieux

La Figure 36 présente, pour chaque pieu, une comparaison entre les variations des efforts axiaux avant et après le passage du tunnelier d'une part, et les distributions des contraintes de frottement mesurées expérimentalement (déduites des déformations axiales des pieux, cf. § 5.2) et celles obtenues numériquement d'autre part. Hormis quelques zones localisées, notamment aux extrémités du pieu P2, le modèle reproduit

de manière satisfaisante la forme et l'amplitude des profils de frottement le long des pieux ainsi que les variations des efforts axiaux induites par le passage du tunnelier. Ce résultat confirme d'une part la pertinence du modèle d'interface sol / pieu utilisé, et d'autre part la capacité du modèle à représenter correctement les déplacements relatifs sol-pieu sur toute la hauteur des pieux.

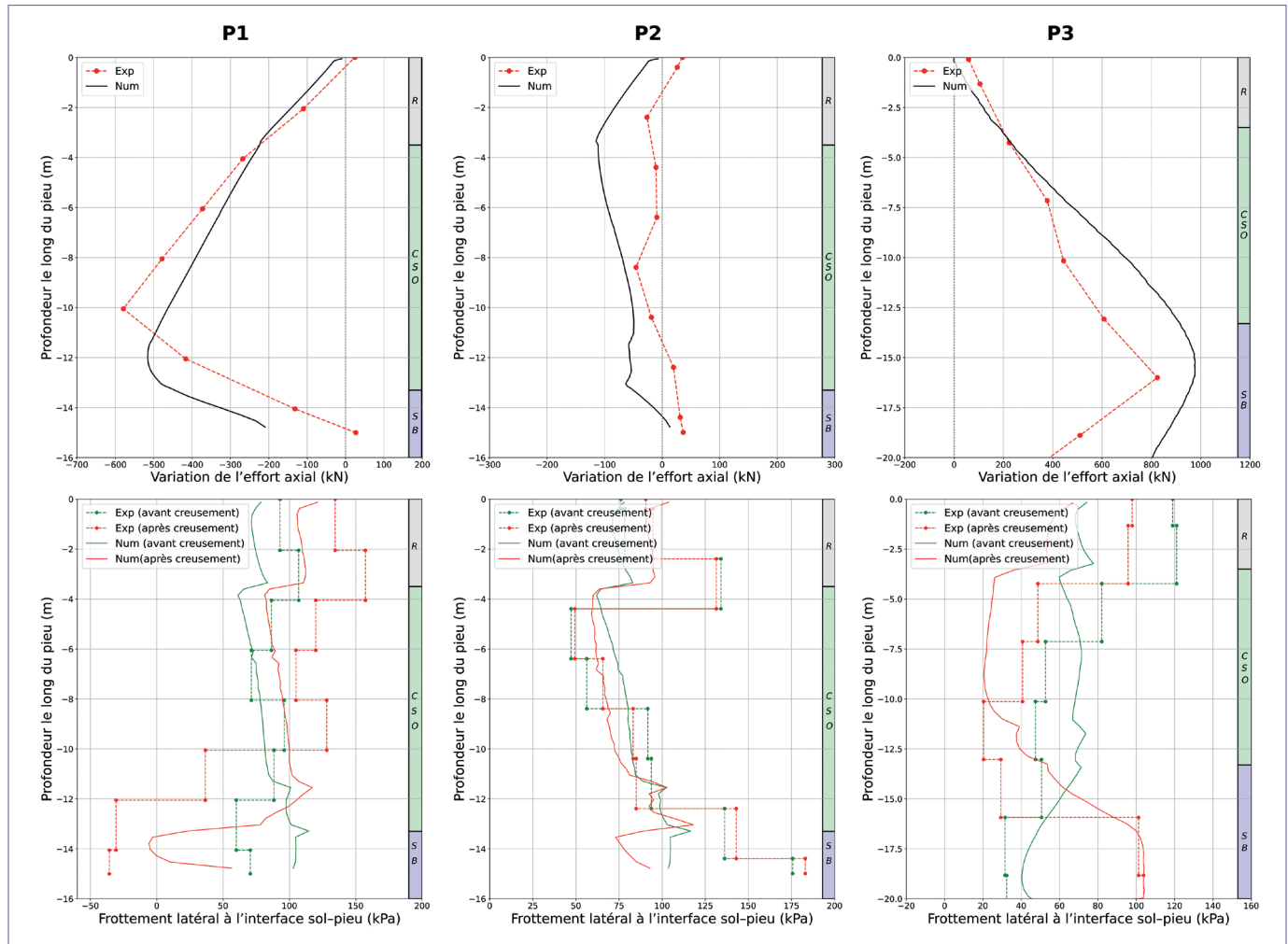


Figure 36 : Variations de l'effort axial dans les trois pieux (avant-après creusement) et frottement latéral à l'interface sol-pieu mesurées et calculées

POINTS ESSENTIELS

- Deux procédés différents de modélisation du processus de creusement au tunnelier ont été proposés et confrontés aux résultats de l'expérimentation TULIP.
- Le procédé « Univ. Eiffel » assimile le creusement à une perte de volume anisotrope en paroi. Les deux paramètres (la perte de volume et le coefficient d'anisotropie) sont à caler sur la réponse du terrain en champ libre dans un contexte similaire (en termes de contexte géotechnique et de conditions de pilotage du tunnelier). Sous réserve de ce bon calage des paramètres, ce modèle permet d'estimer correctement l'amplitude des tassements finaux des pieux et la tendance d'évolution de leurs efforts internes. Les valeurs absolues des variations d'efforts et les profils longitudinaux des tassements conservent par contre une variabilité importante.
- Le procédé « ENTPE / CETU » fait intervenir un plus grand nombre de paramètres physiques liés au tunnelier. Élaboré de manière itérative à partir des données expérimentales (cf. § 8), tout en s'appuyant sur des approches de modélisation existantes, il permet de reproduire de façon satisfaisante les déplacements du sol et les mécanismes d'interaction sol / pieu observés sur le site expérimental TULIP, tant en régime quasi-stationnaire que transitoire.

IDENTIFICATION DES PARAMÈTRES CLÉS DE MODÉLISATION

8.1 DÉMARCHE ET PRÉSENTATION SYNTHÉTIQUE DES RÉSULTATS

L'évaluation de la réponse du terrain et des pieux au passage d'un tunnelier fait appel à de nombreuses hypothèses concernant : (i) l'état initial de contraintes et le modèle de comportement du terrain, (ii) la manière de modéliser le processus de creusement au tunnelier, (iii) la manière de modéliser le pieu et son interface avec le terrain.

Dans les projets, des incertitudes sont toujours attachées à certains de ces paramètres. Afin de guider l'ingénieur dans l'identification des paramètres prépondérants du modèle (pour définir si nécessaire des programmes de reconnaissances complémentaires adaptés), de larges études de sensibilité ont été conduites sur le modèle ENTPE / CETU décrit précédemment. Noter que des enseignements similaires auraient été obtenus avec le modèle Univ. Eiffel (sauf sur le volet « procédé de modélisation du creusement au tunnelier » qui est différent entre les deux approches).

Pour cela, chaque paramètre du modèle ENTPE / CETU (relatif au terrain, au processus de creusement et au pieu) a été modifié en conservant les autres paramètres constants. La gamme de variation étudiée de chaque paramètre a été fixée de manière

à être représentative des incertitudes classiquement observées dans les projets. L'ensemble des calculs a été conduit pour le pieu situé au-dessus de l'axe du tunnelier (P1), situation la plus critique vis-à-vis des déplacements du pieu.

Il convient de rappeler que ces modèles ont été développés et validés dans les conditions géotechniques de l'expérimentation TULIP (creusement au tunnelier à pression de terre dans des terrains sédimentaires cohérents frottants, avec les paramètres de référence donnés au *Tableau 3*). **Les résultats de ces études de sensibilité ne doivent pas être extrapolés sans discernement à des conditions significativement différentes.**

Les résultats sont principalement analysés à travers les grandeurs caractéristiques suivantes : le tassement maximal en champ libre du terrain (T_f), la distance au point d'inflexion de la cuvette de tassement normalisée par le diamètre du tunnelier (i/D), le tassement final de la tête du pieu (T_p) et la variation maximale d'effort axial le long du pieu sur toute sa profondeur observée au cours du passage du tunnelier (ΔN_{max}).

	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	P_{ref} (kPa)	E_{so}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	c' (kPa)	φ' (°)	ψ (°)	ν	OCR	K_0	R_f	m	q_s
R	19	-	17	51	153	10	28	0	0,3	-	0,5	0,95	0,5	142
CSO	18	-	99	90	270	20	33	3	0,3	2	0,7	0,95	0,5	153
CSO_{sat}	-	8	155	164	491	20	33	3	0,3	2	0,7	0,95	0,5	153
SB_{sat}	-	11	199	254	761	20	33	3	0,3	2	0,7	0,95	0,5	105
MC_{sat}	-	10	277	395	1185	30	38	8	0,3	2	0,7	0,95	0,5	-

Tableau 3 : Valeurs de référence des paramètres du modèle numérique liés au terrain

Le **Tableau 4** synthétise les résultats de ces analyses avec un code couleur traduisant qualitativement l'influence de chaque paramètre sur la réponse du terrain et la réponse du pieu (faible **en vert**, moyenne **en jaune** et élevée **en rouge**).

Cette analyse fait ressortir les influences majeures du coefficient de pression des terres au repos K_0 , du module de déformation

du terrain E_{50} et de la résistance au cisaillement des terrains (c' , ϕ') situés au voisinage de la clé du tunnel, de la pression régnant le long du bouclier (P_s') et sa distribution, du comportement du mortier de bourrage (P_m' , k_n) et de l'interface terrain / pieu (q_s).

Ces résultats sont détaillés et interprétés dans les prochains paragraphes.

Paramètres	Valeur référence	Influence	Valeurs testées	T_f (mm)	i/D	T_p (mm)	$\Delta N_{\max}$ (kN)
État initial de contraintes et modèle de comportement du terrain							
Modèle constitutif	Plastic Hardening	Faible	Mohr–Coulomb vs Plastic Hardening	[7,3 ; 7,6]	[1,15 ; 1,27]	[10,8 ; 11,0]	[657 ; 322]
Coefficient de pression des terres au repos K_0 (-)	Cf. Tableau 3	Moyenne	$K_0 = [0,4 ; 1]$	[8,1 ; 5,7]	[1,21 ; 1,43]	[11,0 ; 10,7]	[293 ; 474]
Coefficient surconsolidation OCR (-)	Cf. Tableau 3	Moyenne	OCR = [1 ; 4]	[9,8 ; 7,6]	[1,35 ; 1,27]	[13,1 ; 11,0]	[239 ; 328]
Rigidité sécante E_{50}	Cf. Tableau 3	Elevée	$E_{50} / E_{50}^* = [2/3 ; 2]$	[10,6 ; 4,4]	[1,28 ; 1,25]	[15,23 ; 6,3]	[320 ; 311]
Rigidité déchargt-rechargt E_{ur}	Cf. Tableau 3	Faible	$E_{ur} / E_{50} = [3 ; 4]$	[7,6 ; 7,1]	[1,27 ; 1,28]	[11,0 ; 10,5]	[321 ; 260]
Exposant m (-)	Cf. Tableau 3	Faible	$m = [0,5 ; 0,99]$	[7,6 ; 8,6]	$\approx 1,27$	[11,0 ; 12,6]	[321 ; 319]
Coefficient de Poisson ν (-)	Cf. Tableau 3	Faible	$\nu = [0,25 ; 0,35]$	[7,5 ; 7,9]	$\approx 1,27$	$\approx 11,0$	[307 ; 330]
Cohésion c' (kPa)	Cf. Tableau 3	Moyenne	$c' = [0 ; 30 \text{ kPa}]$	[10,4 ; 7]	[1,24 ; 1,29]	[15,1 ; 9,9]	[169 ; 367]
Angle de frottement interne ϕ' (°)	Cf. Tableau 3	Elevée	$\phi' = [15 ; 45^\circ]$	[19,2 ; 5,7]	[1,16 ; 1,31]	$\approx 11,0$	[320 ; 330]
Angle de dilatance ψ (°)	Cf. Tableau 3	Faible	$\psi = [0 ; 6^\circ]$	$\approx 7,6$	$\approx 1,27$	[33,0 ; 8,0]	[33 ; 457]
Procédé de modélisation du creusement au tunnelier							
Pression au front P_f'	165 kPa	Faible	$P_f' = [80 ; 300 \text{ kPa}]$	$\approx 7,6$	$\approx 1,27$	$\approx 11,0$	[316 ; 329]
Pression le long du bouclier P_s'	125 kPa	Moyenne	$P_s' = [0 ; 125 \text{ kPa}]$	[11,9 ; 7,6]	[1,18 ; 1,27]	[20,0 ; 11,0]	[548 ; 321]
Pression d'injection du mortier P_m'	150 kPa	Moyenne	$P_m' = [100 ; 200 \text{ kPa}]$	[9,5 ; 6,5]	[1,24 ; 1,30]	[14,0 ; 9,3]	[388 ; 293]
Distribution de la pression d'injection	-	Elevée	5–10 anneaux (uniforme → graduée)	[14,8 ; 3,8]	[1,16 ; 1,37]	[23,5 ; 5,4]	[161 ; 341]
k_n initial du mortier	$5 \times 10^2 \text{ kN/m}^3$	Moyenne	$k_{n\text{-ini}} = [0 ; 5 \times 10^4 \text{ kN/m}^3]$	[7,8 ; 3,6]	[1,26 ; 1,36]	[11,4 ; 5,1]	[312 ; 375]
k_n du mortier après 24h	$5 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$	Moyenne	$k_{n\text{-24h}} = [5 \times 10^2 ; 5 \times 10^5 \text{ kN/m}^3]$	[16,3 ; 5,8]	[1,14 ; 1,27]	[25,6 ; 8,4]	[208 ; 321]
k_n final du mortier	$5 \times 10^5 \text{ kN/m}^3$	Faible	$k_{n\text{-final}} = [5 \times 10^4 ; 5 \times 10^6 \text{ kN/m}^3]$	$\approx 7,6$	$\approx 1,27$	$\approx 11,0$	[339 ; 317]
Modélisation du pieu et de son interface avec le terrain							
Frottement latéral unitaire limite q_s	Cf. Tableau 3	Elevée	$q_s / q_s^* = [0,5 ; 1,0]$	sans objet	sans objet	[200 ; 11,0]	[-130 ; 321]
Module de Young du pieu E_p	38 à 45 GPa	Faible	$E_p / E_p^* = [0,7 ; 1,0]$	sans objet	sans objet	[10,9 ; 11,0]	[312 ; 321]
Rigidité normale k_n et tangentielle k_s de l'interface	$2 \times 10^7 \text{ kPa/m}$	Faible	$k_n / k_n^* = k_s / k_s^* = [1 ; 100]$	sans objet	sans objet	$\approx 11,0$	≈ 321

Nota : la notion de "*" (E_{50}^* , q_s^* , etc.) correspond à la valeur du paramètre retenu dans le modèle initial (deuxième colonne de ce tableau).

Tableau 4 : Synthèse des résultats des études de sensibilité

INFLUENCE DU MODÈLE DE COMPORTEMENT DU TERRAIN ET DE L'ÉTAT INITIAL DE CONTRAINTES

Les calculs réalisés au § 7 considèrent que les terrains sont régis par le Hardening Soil Model (appelé « Plastic Hardening » dans le logiciel Flac3D). Une comparaison entre ce modèle (noté P-H dans la suite) et un modèle élastique parfaitement plastique régi par un critère de Mohr-Coulomb (M-C) a été réalisée. Pour cela, le module d'Young E du modèle de Mohr-Coulomb a été pris égal au module sécant à mi-profondeur de chaque couche E_{50-ref} , la résistance au cisaillement des terrains a été maintenue constante et le coefficient de pression des terres au repos K_0 a été maintenu identique.

Les résultats obtenus en surface du terrain (profil longitudinal et transversal de tassement donnés en Figure 37) montrent des résultats très similaires. En particulier, il est important de constater que la **bonne représentativité de l'extension transversale de**

la cuvette de tassement (cf. Figure 33) n'est pas liée au fait d'avoir utilisé un modèle de comportement plus avancé pour le terrain qu'un simple modèle élastique parfaitement plastique dans le cas du procédé ENTPE / CETU. En revanche, même avec un modèle de comportement avancé, dans le cas d'un pilotage « en déformations », le modèle Univ. Eiffel montre qu'il est nécessaire de tenir compte d'une anisotropie pour reproduire la bonne largeur.

Trois points sont à noter concernant la réponse du pieu lors du passage du tunnelier avec le modèle M-C par rapport au modèle P-H : (i) le tassement du pieu induit lorsque celui-ci est situé au-dessus du bouclier est plus important dans le cas M-C, (ii) le tassement final du pieu est par contre similaire pour les deux modèles, (iii) l'effort axial final est plus faible le long du pieu à une profondeur donnée (Figure 38).

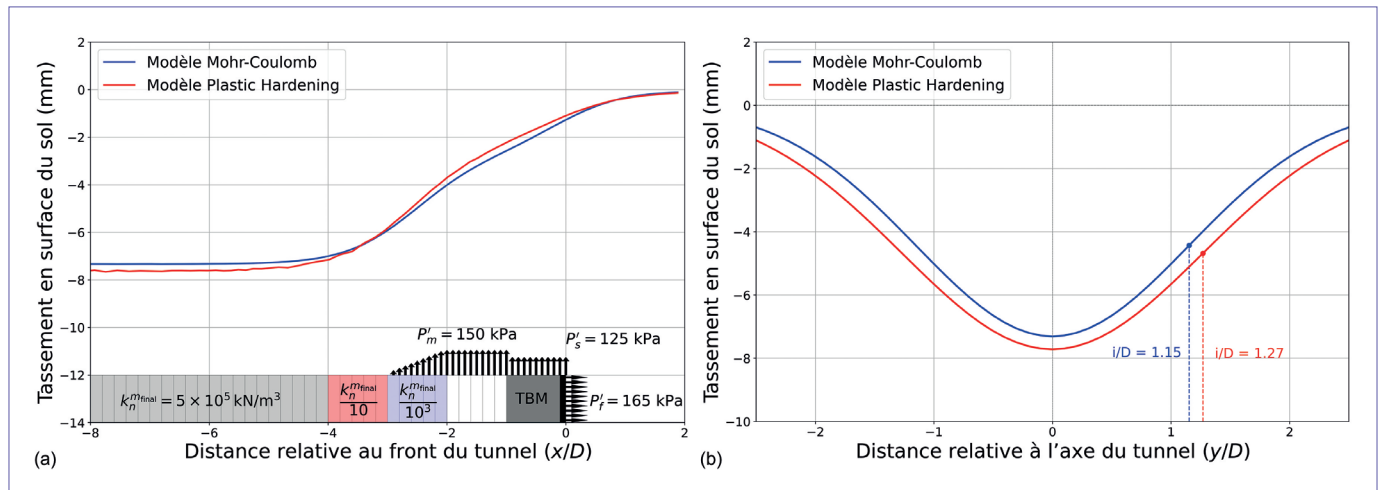


Figure 37 : Profils de tassement de sol en surface obtenus avec les deux modèles constitutifs : (a) profil longitudinal en fonction de la distance normalisée par rapport au front de taille ($X_{st} = x/D$) ; (b) profil transversal en fonction de la distance transversale normalisée par rapport à l'axe du tunnel ($Y_{st} = y/D$)

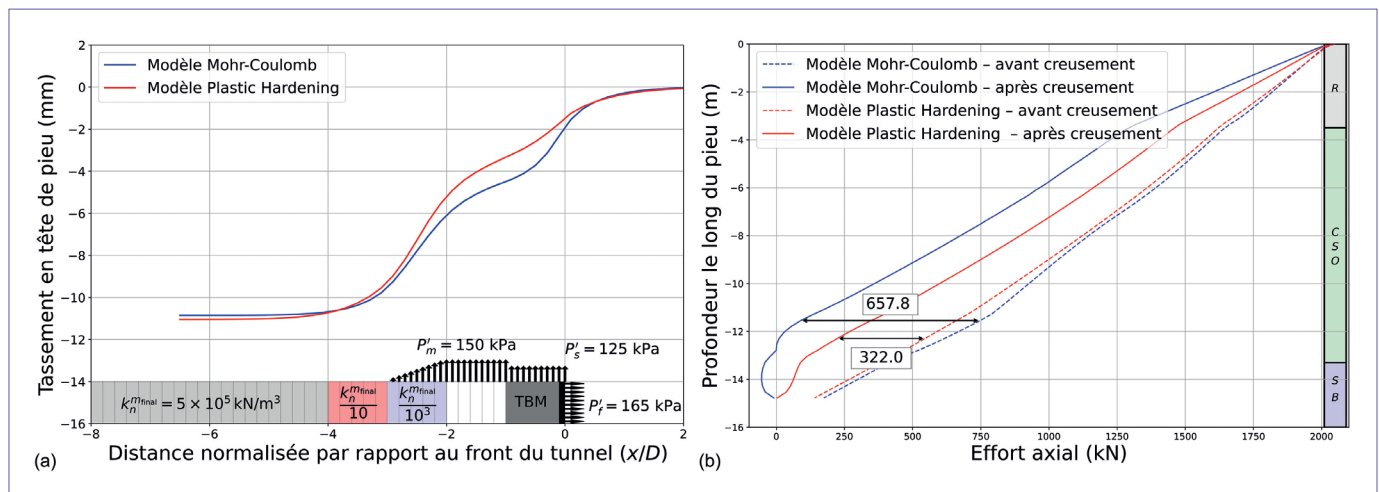


Figure 38 : Réponse du pieu P1 pour les deux modèles constitutifs : (a) évolution du tassement de la tête du pieu en fonction de la distance normalisée par rapport au front de taille ($X_{st} = x/D$) ; (b) distribution de l'effort axial le long du pieu avant et après l'excavation

Par rapport au modèle P-H, le modèle M-C présente les simplifications suivantes : (1) une non-dépendance des modules de déformation avec les contraintes : le module retenu est identique dans toute l'épaisseur de chaque couche et tout au long du calcul, (2) des modules de déchargement-rechargement identiques aux modules de premier-chargement et (3) l'absence d'écrouissage plastique puisque la fonction de charge est fixée alors qu'elle évolue dans le modèle P-H avec pour limite le critère de Mohr Coulomb.

Dans le cas présent, le fait que ces trois simplifications fortes du modèle de comportement des terrains aient peu d'effet sur les réponses du terrain et du pieu s'explique par le faible niveau de sollicitation des terrains par rapport à leur résistance au cisaillement. En effet, aucune zone en paroi ne présente un état de contraintes ayant atteint le critère de rupture de la loi de comportement, que ce soit sous sollicitations déviatoriques ou volumiques. Plus largement, le déviateur moyen des contraintes dans le terrain pourrait ici être de l'ordre de 50 % du déviateur à la rupture, conduisant ainsi à des déformations moyennes bien estimées via un module constant E_{50} , mais cette hypothèse n'a pas été vérifiée.

Dans un niveau plus fin d'analyse, le tassement accru du pieu lors du passage du bouclier traduit un module « apparent » du terrain le long du bouclier plus élevé avec le modèle P-H qu'avec le modèle M-C. Cela pourrait résulter de la mobilisation

du module de déchargement / rechargement mais cette hypothèse est peu vraisemblable car (i) le déchargement des terrains est monotone jusqu'à la sortie du bouclier ($P'_s < \sigma'_{v0}$), (ii) modifier le module E_{ur} a peu d'effet sur les résultats du modèle (Tableau 4). L'écart observé pourrait davantage être lié à l'effet prépondérant du module de la partie inférieure des Calcaires de Saint-Ouen, dont le module initial est supérieur dans le modèle P-H par rapport au modèle M-C grâce à son augmentation avec la contrainte principale mineure, mais sans que cette hypothèse soit rigoureusement justifiée.

Il convient également de rappeler que, quel que soit le modèle de comportement retenu (P-H ou M-C), les valeurs de module de premier chargement (E_{50}) conditionnent directement l'amplitude des déplacements induits dans le terrain par le creusement. Une variation d'un facteur deux sur les modules retenus se traduit par une incertitude du même ordre sur les tassements du terrain et des pieux (Figure 39). La résistance au cisaillement des terrains au voisinage du tunnel conditionne aussi l'amplitude des déplacements induits dans le terrain, ainsi que le coefficient de surconsolidation, en augmentant les déformations plastiques si le critère de plastification volumique est atteint, comme ici en passant de $OCR = 2$ à $OCR = 1$. Enfin, la valeur du coefficient de pression des terres au repos K_0 modifie l'extension transversale et l'amplitude de la cuvette de tassement, et donc la distribution des efforts dans le pieu (Tableau 4).

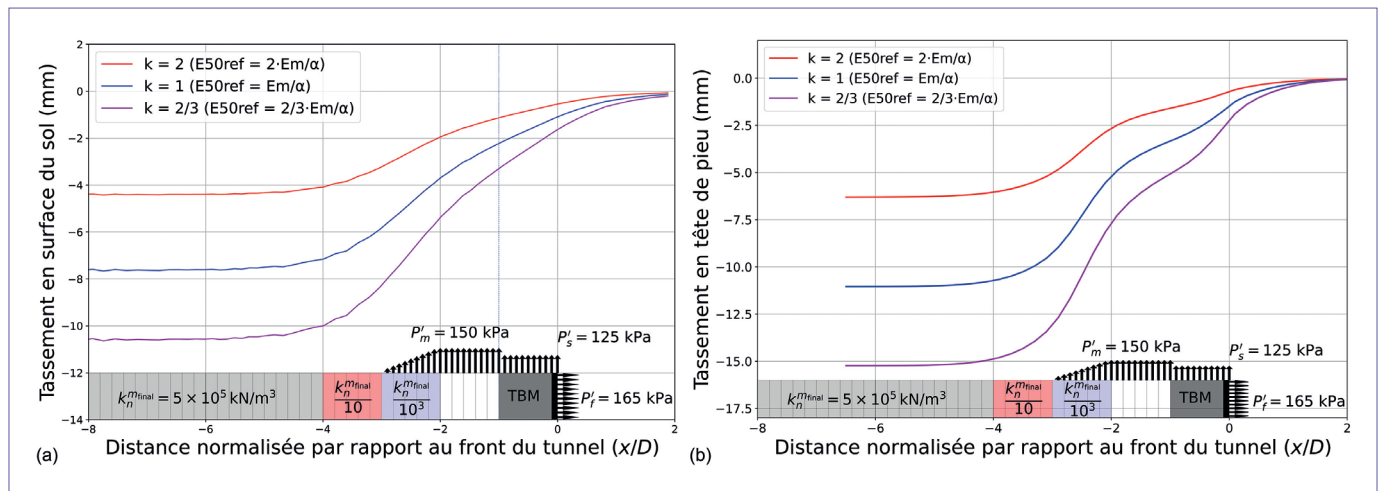


Figure 39 : Influence du paramètre de rigidité E_{50-ref} sur la réponse du modèle : (a) profil de tassement du sol en surface ; (b) tassement en tête de pieu en fonction de la distance normalisée par rapport au front du tunnel (x/D)

8.3 PROCÉDÉ DE MODÉLISATION DU CREUSEMENT AU TUNNELIER

Le procédé de modélisation du creusement au tunnelier peut être décomposé spatialement en trois composantes : la pression appliquée au front de taille, celle exercée le long du bouclier et enfin la modélisation de l'injection du mortier de bourrage dans le vide annulaire ainsi que de son évolution (prise) au cours du temps.

Les études paramétriques conduites montrent que **la modification de la seule pression frontale a très peu d'effet sur les déplacements induits** dans le terrain et sur la réponse

du pieu (Tableau 4 et Figure 40). Cela peut s'expliquer par le fait que l'extrusion et la pré-convergence sont de faible amplitude par rapport aux convergences générées le long du bouclier dans le contexte géologique du projet TULIP. La pression régnant le long du bouclier n'est cependant, en pratique, pas indépendante de la pression frontale. Par conséquent, une diminution de la seule pression frontale dans le modèle numérique ne suffit pas à reproduire les effets observés sur le terrain lors d'une baisse de pression, que ce soit en termes de déplacements du sol ou de comportement du pieu.

Le long du bouclier d'un tunnelier à pression de terre, des injections de bentonite peuvent avoir lieu, mais de façon non systématique. Lors du franchissement de l'expérimentation TULIP, cette fonctionnalité n'a pas été utilisée. Dans ce contexte, quelle pression règne dans l'espace annulaire le long du bouclier ? Celle-ci n'est pour l'instant pas mesurée sur les tunneliers alors qu'elle conditionne l'amplitude des déplacements induits dans le terrain et la réponse des pieux (Figure 41).

En effet, l'absence de pression le long du bouclier conduit à une surestimation importante des déplacements de surface. Cela pourrait être contrebalancé, de manière non physique, par la modification d'autres paramètres du modèle (par exemple la résistance au cisaillement des Sables de Beauchamps), mais dans ce cas, le modèle échouerait à reproduire correctement l'effet d'une chute transitoire de pression (cf. Abdallah et al., 2026).

En conséquence, compte tenu des conditions d'excavation sous nappe et de la perméabilité des sols du site expérimental TULIP, il semble légitime de considérer que l'espace annulaire autour du bouclier EPB est rempli d'un fluide constitué d'eau et de sol, éventuellement chargé en coulis, confiné entre la pression de la chambre au front et la pression d'injection du mortier à l'arrière.

Cette hypothèse s'appuie sur les analyses de Bezuijen (2007). Cette configuration implique la présence d'un champ de pression le long du bouclier, générant **une action radiale sur le massif assimilable à une pression de bouclier (P'_s), intermédiaire entre les pressions frontale (P'_f) et de bourrage (P'_m)**.

Un « espace » annulaire d'environ 20 cm d'épaisseur existe entre l'extrados des voussoirs et le terrain. Celui-ci est rempli d'un mortier (actif, semi-actif ou inerte) injecté sous pression en sortie de jupe et faisant prise progressivement au cours du temps. Dans le modèle, les anneaux de voussoirs sont modélisés sous la forme d'une coque monolithique de comportement élastique linéaire isotrope avec, à l'extrados de ces éléments structuraux, des éléments d'interface dont la rigidité varie au cours du temps, modélisant ainsi la prise du mortier de bourrage (valeurs de k_n^m données en § 7.4). Les mesures réalisées dans le terrain au cours de l'expérience TULIP (extensomètre situé à la verticale de l'axe du tunnel), où un mortier semi-actif a été utilisé, ont montré que les déplacements du sol étaient sensibles aux « coups » de pompe d'injection du mortier jusqu'à environ 10 anneaux (équivalent à 2D) à l'arrière du bouclier. Cette observation tend à prouver le caractère semi-fluide du mortier à cette distance.

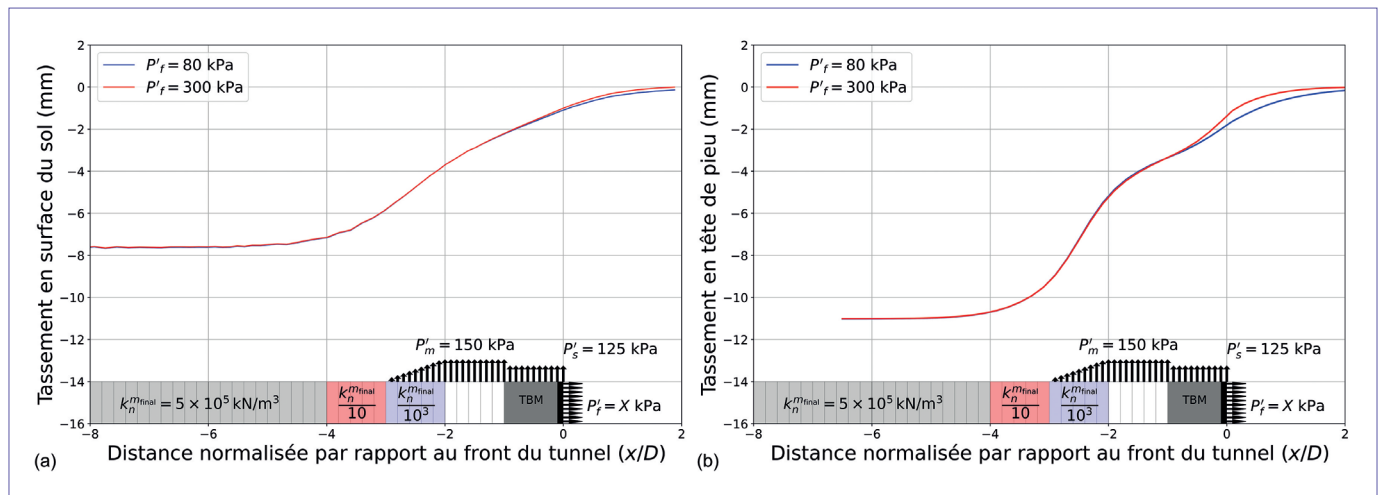


Figure 40 : Influence de la pression au front sur la réponse du modèle : (a) profil de tassement en surface ; (b) tassement en tête de pieu en fonction de la distance normalisée par rapport au front du tunnel (x/D)

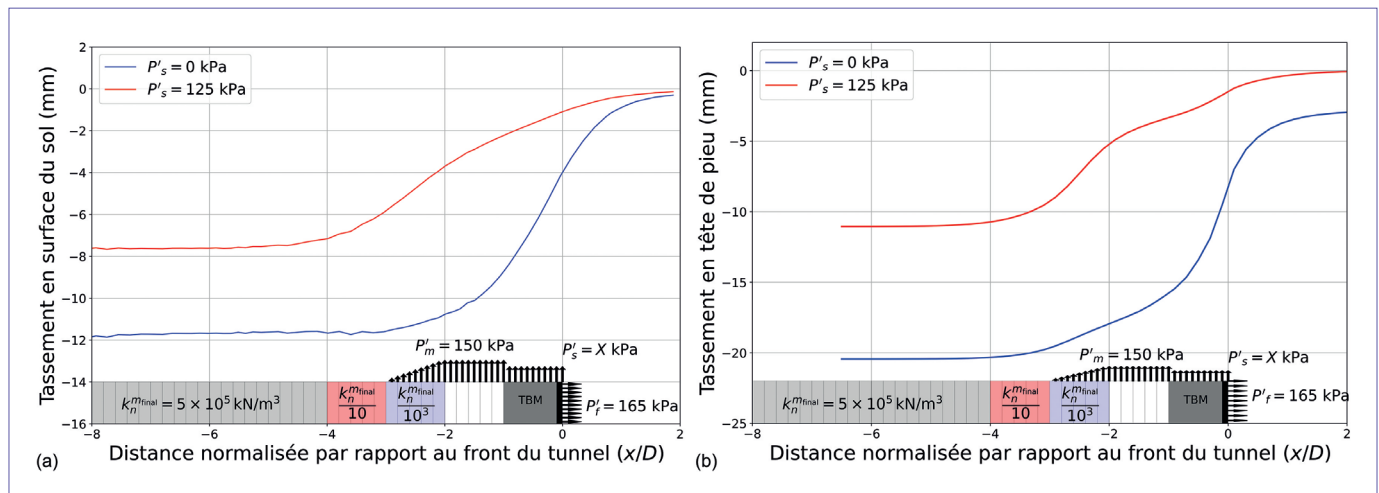


Figure 41 : Influence de la pression appliquée le long du bouclier sur la réponse du modèle : (a) profil de tassement en surface ; (b) tassement en tête de pieu en fonction de la distance normalisée par rapport au front du tunnel (x/D)

Ainsi il est rappelé que (cf. § 7.4), dans le modèle, la pression de mortier est représentée par une pression effective (P'_m) de 150 kPa (valeur déduite des mesures en sortie de pompes) appliquée sur les cinq anneaux situés immédiatement en arrière du bouclier, puis par une décroissance progressive sur les cinq anneaux suivants jusqu'à annulation. En parallèle, le durcissement progressif du mortier avec le temps (passage de l'état fluide à l'état solide) au sein du vide annulaire est pris en compte au travers d'une évolution de la raideur normale de l'interface terrain / anneau (k_n) en fonction de la distance au front.

Le raidissement progressif du mortier est un processus rhéologique continu, dépendant de la formulation spécifique utilisée sur le site : une évolution discrétisée simplifiée est ici adoptée, cohérente avec les plages de valeurs rapportées dans la littérature (Youn et al., 2014 ; Zhang et al., 2022). Les valeurs retenues dans cette étude paraissent réalistes au regard de la vitesse d'avancement des tunneliers.

Différentes études paramétriques ont été conduites indépendamment, à partir du cas de référence, pour quantifier

les influences des différents paramètres de modélisation du remplissage du vide annulaire, via :

- une modification de la pression d'injection de mortier P'_m de 100 à 200 kPa exercée entre -1.D et -2.D par rapport au front (zone où le mortier est considéré totalement fluide) (Tableau 4) ;
- une modification de la pression de mortier entre -2.D et -3.D (zone où le mortier est considéré de module d'Young 0,1 MPa, soit $k_n = 500$ kN/m³ dans le modèle), avec une pression valant 150 kPa, 0 kPa, ou décroissant linéairement entre ces deux valeurs (Figure 42) ;
- une modification de la rigidité du mortier entre -2.D et -3.D, avec des rigidités correspondant à des modules d'Young compris entre 0 et 10 MPa (Figure 43a) ;
- une modification de la rigidité du mortier entre -3.D et -4.D, avec des rigidités correspondant à des modules d'Young compris entre 0,1 et 100 MPa (Figure 43b) ;
- une modification de la rigidité du mortier au-delà de -4.D, avec des rigidités correspondant à des modules d'Young compris entre 10 et 1000 MPa (Tableau 4).

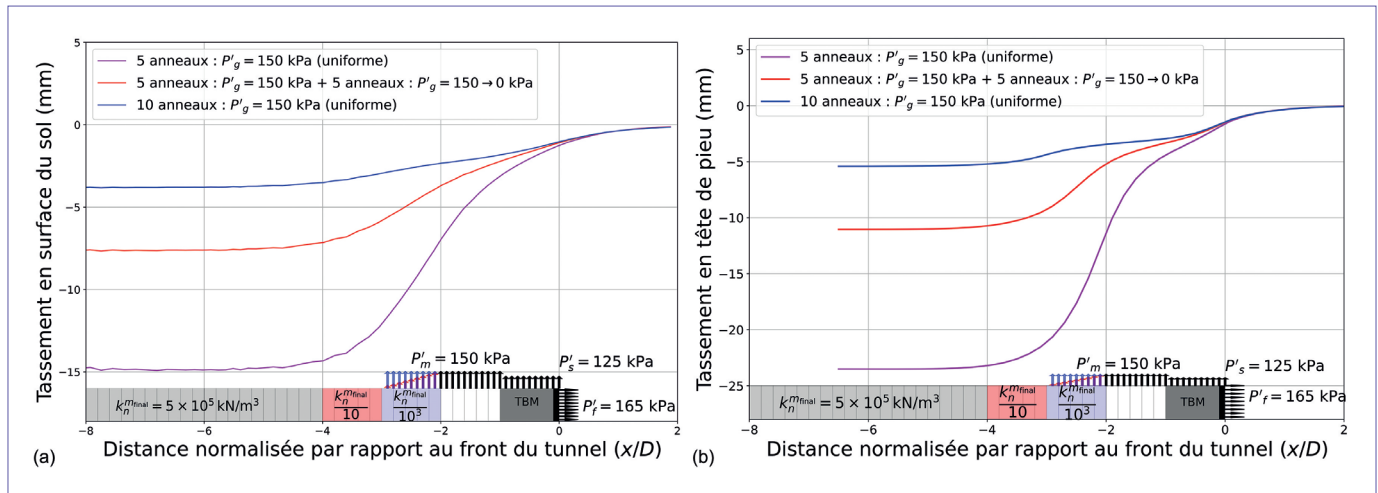


Figure 42 : Influence de la distribution de la pression du mortier derrière les anneaux du revêtement sur la réponse du modèle : (a) profil de tassement en surface ; (b) tassement en tête de pieu en fonction de la distance normalisée par rapport au front du tunnel (x/D)

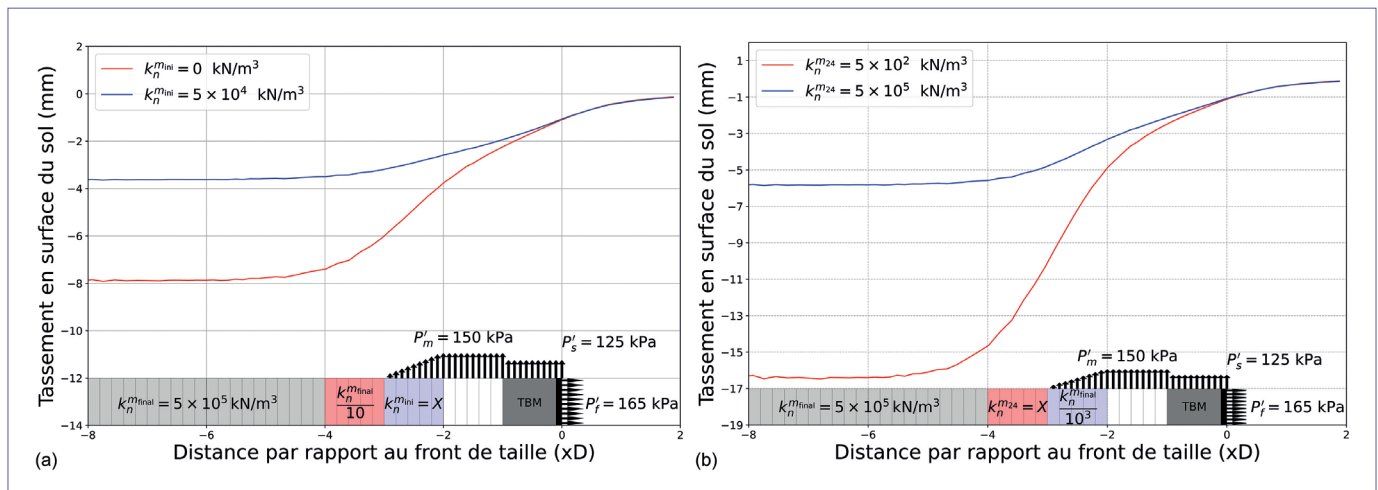


Figure 43 : Influence de la rigidité du mortier sur le tassement en surface en fonction de la distance transversale normalisée par rapport au front de taille (x/D) : (a) influence de la rigidité initiale du mortier ; (b) influence de la rigidité du mortier après 24h

L'ensemble de ces calculs montre une influence importante de la pression d'injection du mortier et de sa rigidité pendant les 24 premières heures post-injection (ce qui correspond à une distance creusée comprise entre 1 et 2.D) sur la réponse du terrain et donc la réponse du pieu. Le comportement du mortier à plus long terme a moins d'effet car celui-ci devient peu déformable.

Il convient de noter que les conditions de pression appliquées par le tunnelier ne peuvent pas être considérées comme strictement constantes en pratique. Bien que les modèles numériques supposent généralement des valeurs stationnaires pour la pression au front et la pression du mortier, le processus d'excavation fonctionne en réalité dans un régime

quasi stationnaire où ces pressions fluctuent autour de leurs valeurs moyennes. Par ailleurs, des événements transitoires peuvent survenir en raison de facteurs opérationnels tels que des arrêts de la machine, des opérations de maintenance ou des variations des conditions du sol. Ces événements peuvent entraîner des écarts temporaires mais significatifs des pressions appliquées. Abdallah et al. (2026) ont montré que de telles variations transitoires de pression peuvent impacter de manière significative les déplacements du terrain et des pieux. Bien que ces événements soient difficiles à prévoir au stade de la conception, **les ingénieurs doivent rester conscients de leur possible occurrence lors de l'interprétation des résultats de modélisation et de la définition de marges de sécurité appropriées.**

8.4

MODÉLISATION DU PIEU ET DE SON INTERFACE AVEC LE TERRAIN

La modélisation des pieux concerne deux volets : d'une part, les caractéristiques structurales du pieu, et d'autre part, son interaction avec le sol, essentiellement traduite par le frottement latéral.

Les études paramétriques réalisées montrent que la réduction du module d'Young du pieu de 30 % n'a quasiment pas d'effet sur le tassement du pieu et sur la distribution d'effort axial le long du pieu (*Tableau 4*). En pratique, l'incertitude régnant sur la rigidité des pieux n'est vraisemblablement jamais supérieure à 30 %, ce qui montre qu'il n'est sans doute pas nécessaire de prévoir des reconnaissances en ce sens.

De même, les études paramétriques réalisées montrent que les rigidités normales k_n et tangentielles k_s de l'interface pieu / terrain n'ont quasiment pas d'effet sur la réponse du pieu (*Tableau 4*), mais modifient significativement les temps de calcul : ceux-ci sont fortement augmentés lorsque l'interface est plus rigide (Michalski, 2023). Cette faible influence de la déformabilité de l'interface sur la distribution des efforts dans le pieu est sans doute liée au fort contraste de rigidité entre le béton et le terrain puisque dans le cas présent la rigidité de l'interface est voisine de celle du pieu (Michalski, 2023).

La réponse du pieu est en revanche directement gouvernée par la rigidité du terrain.

Une attention particulière doit également être portée à la résistance au cisaillement de l'interface pieu-terrain, celle-ci conditionnant le transfert des efforts entre le sol et le pieu lors des mouvements du terrain. Un critère de Tresca avec pour valeur limite le frottement axial (q_s) déduit des pressions limites pressiométriques (p_r^*) a été retenu, selon l'approche décrite dans la norme de dimensionnement des fondations profondes (NF P94-262). Dans le cas présent, ce calcul conduit à $q_s = 150$ kPa dans les Calcaires de Saint-Ouen et 105 kPa dans les Sables de Beauchamps. Dans l'étude paramétrique décrite en *Tableau 4*, réduire de 30 % ces valeurs de frottement latéral a très peu d'effet sur la réponse du pieu car les déformations plastiques de l'interface restent limitées, mais les réduire de 50 % conduit à augmenter très significativement le tassement du pieu (10 mm → 200 mm) en raison d'une atteinte du critère sur une surface importante du pieu. En effet, pour les valeurs de frottement latéral « de référence », le q_s n'est atteint que sur une faible longueur du pieu, alors qu'avec une division par deux des valeurs de références, le critère est atteint sur la totalité de sa hauteur.

POINTS ESSENTIELS

- Il convient de rappeler tout d'abord l'importance d'une définition rigoureuse des paramètres géotechniques (E , c' , φ' , OCR , K_0 , etc.). Cela passe notamment par des reconnaissances en nombre suffisant, correctement réalisées et interprétées rigoureusement. Retenir des essais pressiométriques non valables ou dégrader la cohésion des terrains de manière trop sécuritaire peut, par exemple, conduire à surestimer fortement les déplacements induits dans le terrain. Cela passe aussi par le choix d'un modèle de comportement adapté à la nature des terrains, avec des paramètres dérivés correctement déduits des paramètres mesurés (E_{50}/E_M , E_{ur}/E_{50} , K_0 , etc.).
- La calibration des paramètres de la loi de comportement retenue ne découle pas de manière univoque des résultats des reconnaissances, notamment *in situ*. Elle dépend également des hypothèses retenues concernant les paramètres de résistance, l'état de surconsolidation (OCR), les contraintes initiales (K_0) ainsi que la prise en compte de l'évolution des modules avec le niveau de contrainte. En particulier, un paramètre tel que E_{50} doit être défini en cohérence avec la gamme de déformations mobilisée et le niveau de confinement régnant au droit du projet : il ne saurait être considéré comme une propriété intrinsèque du sol.
- Il est important de réaliser des études de sensibilité des résultats des modèles numériques au regard des incertitudes identifiées sur les données d'entrée du projet. Le présent chapitre, sans être exhaustif et généralisable, peut guider l'identification des paramètres clés du problème.
- Le module de déformation (E ou E_{50}) des terrains a un effet prépondérant sur la réponse du terrain et des pieux. Qu'ils soient déduits d'essais *in situ* (essais pressiométriques) ou en laboratoire (essais triaxiaux), les modules retenus doivent être représentatifs de l'ensemble du faciès considéré, déduits d'essais correctement réalisés, et correspondre à la bonne gamme de déformation. Dans le cas présent, un bon accord avec les résultats expérimentaux (notamment l'enfoncement du pieu sous sa charge de service, cf. Abdallah et al. (2026)) est obtenu avec un module sécant E_{50} compris entre une et deux fois le module pressiométrique à mi-couche des différentes formations. En cas de formations de forte épaisseur, il convient de tenir compte d'une évolution des modules avec la profondeur ou attribuer des modules constants par sous-couches d'environ 0,5.D d'épaisseur.
- La résistance au cisaillement des terrains situés au voisinage de l'excavation est également importante. Si le niveau de plastification reste faible (comme sur l'expérimentation TULIP), un modèle de terrain simple (type élastique parfaitement plastique) conduit à des résultats similaires à un modèle plus élaboré (Hardening Soil Model). Par contre, si la plastification devient plus importante ou si le chemin de chargement est moins monotone (événement transitoire par exemple), la non-linéarité des déformations aura plus d'effet, ainsi que l'atteinte potentielle du critère de plasticité volumique, et plus généralement une « sensibilité accrue » des résultats du modèle à la manière de modéliser le creusement au tunnelier.
- Le coefficient de pression des terres au repos (K_0) et le degré de surconsolidation des terrains (OCR) ont également une influence significative sur la réponse du terrain et des pieux. Utiliser l'expression $K_0 = (1 - \sin \varphi).OCR^{1/2}$ de la norme NF P94-282 avec OCR déduit d'essais oedométriques est une bonne pratique.
- Même en l'absence d'injection de bentonite, le creusement au tunnelier à pression de terre sous nappe conduit à une pression radiale non nulle le long du bouclier. Celle-ci est exercée par un fluide (mélange d'eau, de sol et éventuellement de mortier de bourrage), confiné entre la pression frontale et la pression d'injection du mortier de bourrage. En l'absence de mesure directe de cette pression radiale le long du bouclier conditionnant l'amplitude des déplacements induits, il est conseillé de retenir dans les modélisations une valeur intermédiaire entre la pression frontale P_f' et la pression de bourrage P_m' .
- La pression d'injection du mortier semi-actif et l'évolution de sa rigidité pendant les 24 premières heures post-injection a un effet important sur la réponse du terrain et des pieux. Le procédé de modélisation ENTPE / CETU, déduit des données disponibles (pression d'injection mesurée, distance observée de ressenti des « coups de pompe », résultats d'essais mécaniques sur des mortiers de bourrage disponibles dans la littérature) permet de reproduire fidèlement le profil longitudinal de tassement du terrain. Ce procédé peut être retenu sur d'autres projets, en le consolidant notamment avec d'autres données de caractérisation mécanique des mortiers de bourrage.
- Des variations transitoires de faible durée des pressions exercées par le tunnelier peuvent survenir au cours des travaux. Bien que ces événements soient difficiles à prévoir au stade de la conception, les ingénieurs doivent rester conscients de leur possible occurrence lors de l'interprétation des résultats de modélisation et de la définition de marges de sécurité appropriées.
- La réponse d'un pieu dépend essentiellement de la résistance au cisaillement de son interface avec le terrain et de la raideur du terrain au voisinage du pieu. Elle dépend peu de la rigidité axiale du pieu et de la rigidité de l'interface terrain / pieu. Retenir un critère de Tresca pour cette interface peut être suffisant, à condition d'évaluer correctement les valeurs de q_s pour chaque couche de terrain. L'estimation à partir des pressions limites pressiométriques via la norme NF P94-262 peut être un bon point de départ, à consolider, idéalement, par un essai de chargement du pieu mais cela n'est généralement pas réalisable pour les pieux existants.

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Ce rapport synthétise les principaux enseignements du projet de recherche TULIP (TUnneliers et Limitation des Impacts sur des Pieux), conduit entre 2018 et 2024, par l'ENTPE, le CETU, l'Université Gustave Eiffel et la Société des Grands Projets. Ce projet a inclus une expérimentation en vraie grandeur, un exercice de prévision, les thèses d'Agathe Michalski et Wassim Mohamad et le post-doctorat d'Ali Abdallah. Les références vers l'ensemble des publications du projet sont données en référence.

Ce rapport est structuré sous la forme de sept chapitres (hors introduction et conclusion) retraçant les grands volets du projet. À la fin de chacun, un encart « Points essentiels et de vigilance » retrace de manière très synthétique les principales conclusions obtenues. Ces encarts pourront guider les ingénieurs en charge de nouveaux projets confrontés à des questions d'impacts sur des avoisinants dans leurs études.

En particulier, le projet TULIP a montré que les mécanismes d'interaction tunnelier / terrain / pieux sont complexes et que l'estimation des déplacements induits dans le terrain et sur des pieux reste difficile. Les procédés de modélisation numérique développés à partir des mesures exhaustives de l'expérimentation en vraie grandeur sont désormais davantage consolidés.

Même s'ils ne doivent pas être extrapolés sans précaution à des situations différentes, ils peuvent fournir une base de réflexion aux ingénieurs. Ainsi aidés pour identifier les paramètres clés de leurs modèles, ces derniers devraient pouvoir mieux cerner la marge de sécurité d'un dimensionnement et mieux identifier les incertitudes à lever via des reconnaissances spécifiques.

Plusieurs points méritent encore d'être explorés sur cette thématique, comme par exemple :

- la meilleure compréhension des variations de pression interstitielle induites par les tunneliers pressurisés et leurs impacts sur les avoisinants, grâce à l'analyse de données expérimentales et à des simulations numériques hydromécaniques couplées permettant d'évaluer les limites des calculs « classiques » en régime drainé ;
- le développement d'approches probabilistes permettant d'évaluer numériquement la probabilité de dépassement de valeurs seuils (par exemple le tassement de la tête d'un pieu) au regard des incertitudes d'un projet donnée, en poursuivant par exemple les travaux de Zhang et *al.* (2025) ;
- la mise au point d'outils d'aide à la décision (modèles analytiques ou numériques simplifiés, abaques, etc.).

RÉFÉRENCES

10.1 PRODUITS DU PROJET DE RECHERCHE TULIP

Articles dans des revues scientifiques et techniques à comité de lecture

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>

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., 2024. *Greenfield response to EPBM tunnelling in the Paris area and relations with TBM operation variables*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 150(10), 17 p.

Bourgeois E., Mohamad W., Szymkiewicz F., Le Kouby A., Kreziak C., 2024. *Three-dimensional finite element analysis of TBM influence on existing deep foundations: application to the TULIP project*. Geomechanics and Geoengineering, <https://doi.org/10.1080/17486025.2024.2402065>

Abdallah A., Branque D., Berthoz N., Rallu A., 2026a. *Steady-state and transient pressure conditions around the EPB-TBM: Numerical modelling based on experimental data*. Tunnelling and Underground Space Technology, n°172, 107512, <https://doi.org/10.1016/j.tust.2026.107512>

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.

Mohamad W., Bourgeois E., Le Kouby A., Szymkiewicz F., Soyez L., Kreziak C., Noureideen 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.

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, 8 p.

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^{es} Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur (JNGG), Lyon, 8 p.

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, 8 p.

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.

Abdallah A., Berthoz N., Rallu A., Branque D., 2026b. *Impact du creusement au tunnelier sur des pieux : hypothèses clés de modélisation et abaques de prédimensionnement*. Congrès international de l'AFTES, Lille, 8 p.

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. *Évaluation 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 coorganisée 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

10.2 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*. Tunnelling and Underground Space Technology, 72, pp. 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.
- Bezuijen A. 2009. *The influence of grout and bentonite slurry on the process of TBM tunnelling*, Geomechanics and Tunnelling 2.3: pp. 294-303.
- Bustamante M., Frank R., Christoulas S., 1991. *Évaluation de quelques méthodes de calcul des pieux forés*. Revue Française de Géotechnique, n°54, pp. 39-52.
- CFMS, 2023. *Recommandation pour la modélisation numérique des ouvrages géotechniques*. Recommandation du Comité Français de Mécanique des Sols, 98 p.
- 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'École 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.
- Franza, A., Marshall, A., and Jiminez, R., 2021. *Non-linear soil-pile interaction induced by ground settlements: pile displacements and internal forces*. Géotechnique, vol. 71, n°3, pp. 239–249.
- 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.
- Janin J.P., 2017, *Apports de la modélisation numérique tridimensionnelle dans les études de tunnel*. Revue française de géotechnique, n°150, vol. 3, 13 p.
- Jongpradist, P., Kaewsri, T., Sawatpanich, 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 Symp. on Geotechnical Aspects of Undergr. Constr. 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.

- Komiya 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.
- Losacco, N., et al. 2015. *ALE FE analysis of a laboratory test for the simulation of mechanised tunnelling in soft soil*. ITA WTC 2015 Dubrovnik, 8 p.
- Mair R., Taylor R., Bracegirdle, A., 1993. *Subsurface settlement profiles above tunnels in clays*. Geotechnique, 43-2, pp. 315-320.
- Mayne, P.W., Kulhawy, F.H., 1982. *Ko-OCR relationships in soil*. J. Geotech. Eng. Div. 108 (6), 851–872.
- 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.
- Muir Wood A.M., 1975. *The circular tunnel in elastic ground*. Géotechnique, n°25(1), pp. 115-127.
- Nematollahi, M. & Dias, D., 2019. *Three-dimensional numerical simulation of pile-twin tunnels interaction – Case of the Shirazsubwayling*. 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 Intern. Conf. of TC28 of 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 chaussées, 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.
- Verruijt A., Booker J.R., 1996. *Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane*. Géotechnique, n°46, vol. 4, pp. 753-756
- 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.
- Youn, B.Y., Breitenbücher, R., 2014. *Influencing parameters of the grout mix on the properties of annular gap grouts in mechanized tunneling*. Tunnelling and underground space technology 43, 290–299.

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.

Zhang Q., Zhang X.P., Wang H.J., Liu Q.S.. 2022. *Numerical study of the effect of grout material properties on ground deformation during shallow TBM tunneling*. KSCE Journal of Civil Engineering 26.8. pp. 3590-3599.

Zhang Y., Commend S., Jacot-Descombes G., Sandré C., Thévenot L., 2025. *Probabilistic approach and observational method – application to the interaction between TBM and piles*. WTC 2025, Stockholm, Sweden, 6 p., <https://doi.org/10.1201/9781003559047-428>

NOTES

This image shows a single sheet of white paper with horizontal blue lines, similar to standard notebook paper. The lines are evenly spaced and run across the width of the page. There are no margins, text, or other markings on the paper.

AUTEURS

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

RELECTEURS INTERNES

Éric PREMAT, Catherine LARIVE, Didier SUBRIN.

RELECTEURS EXTERNES

Sébastien BURLON (Cerema), Stéphane COMMEND (HEIA-FR), Fahd CUIRA & Martin CAHN & Laetitia PAVEL (SETEC-Terrasol - CFMS), Didier SUBRIN (CETU - AFTES), Yi ZHANG & Pascal HAMET (Eiffage).

Centre d'Études des Tunnels

25 avenue François Mitterrand
69500 BRON - FRANCE
Tél. +33 (0)1 40 81 30 30
cetu@developpement-durable.gouv.fr



**MINISTÈRE
DES TRANSPORTS**

*Liberté
Égalité
Fraternité*



www.cetu.developpement-durable.gouv.fr