



**HAL**  
open science

# Méthode de prévision des tassements provoqués par le creusement des tunnels urbains et influence des présoutènements

Nicolas Gilleron

► **To cite this version:**

Nicolas Gilleron. Méthode de prévision des tassements provoqués par le creusement des tunnels urbains et influence des présoutènements. Génie civil. Université Paris-Est, 2016. Français. NNT : 2016PESC1118 . tel-01540731

**HAL Id: tel-01540731**

**<https://theses.hal.science/tel-01540731>**

Submitted on 16 Jun 2017

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

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

# UNIVERSITÉ — — PARIS-EST

Thèse présentée pour obtenir le grade de

**Docteur de l'Université Paris-Est**

Spécialité : Géotechnique

par

**Nicolas Gilleron**

Ingénieur des Arts et Manufactures

École Doctorale : SCIENCES, INGÉNIERIE ET ENVIRONNEMENT

## **Méthode de prévision des tassements provoqués par le creusement des tunnels urbains et influence des présoutènements**

Soutenue le 27 septembre 2016 devant le jury composé de :

Daniel Dias	Professeur des universités Université de Grenoble	<i>Président du jury Rapporteur</i>
Pierre-Yves Hicher	Professeur émérite Ecole Centrale Nantes	<i>Rapporteur</i>
Alain Guilloux	Expert, président fondateur Terrasol	<i>Examineur</i>
Patrice Chatellier	Directeur de recherche IFSTTAR	<i>Directeur de thèse</i>
Emmanuel Bourgeois	Ingénieur en Chef des Ponts, des Eaux et des Forêts IFSTTAR	<i>Encadrant de thèse</i>
Adrien Saïtta	Expert géotechnique Egis	<i>Encadrant de thèse</i>



# REMERCIEMENTS

Je remercie la direction d'Egis Tunnels et Adrien Saïtta de m'avoir fait confiance pour mener à bien ce projet. La passion contagieuse d'Adrien pour les travaux souterrains a été d'une grande aide. Je remercie Patrice Chatellier d'avoir accepté de diriger ce travail et de ses conseils avisés. Le suivi quotidien d'Emmanuel Bourgeois, rigoureux, toujours pertinent, très efficace, mais qui laisse toute sa place aux idées et propositions a permis ce travail. Je tiens ici à l'en remercier.

Je remercie le professeur Daniel Dias et le professeur Pierre-Yves Hicher d'avoir accepté d'être les rapporteurs de ce travail. Je tiens également à remercier M. Alain Guilloux d'avoir accepté d'être membre du jury. Leurs remarques sont très précieuses pour la poursuite des travaux.

Ce travail s'inscrit dans le cadre du projet NEWTUN porté par Soletanche-Bachy. Je remercie M. Hamelin d'avoir initié ce projet et Jean-François, Sara et Pascal de leur intérêt pour l'innovation et le travail en collaboration. Je remercie l'ensemble des partenaires et en particulier Itech, David et Maria, et le Centre de Géosciences de l'école des Mines, Isabelle, Ehmadi, Faouzi et Victoire, pour les nombreuses discussions intéressantes et tous les échanges amicaux.

Je remercie également les collègues d'Egis à Pringy et Montreuil avec lesquels travailler est une chance. Je remercie l'ensemble du laboratoire LISIS de l'IFSTTAR dont ça a été un réel plaisir de partager le quotidien et le goût pour la pâtisserie.

Je tiens finalement à remercier mes amis et ma famille pour tous les moments loin de la thèse et pourtant indispensables à sa réussite. Je remercie tout particulièrement ma femme, Mathilde, de son soutien au quotidien durant ces trois années et pour toutes les années à venir.



# TABLE DES MATIÈRES

<b>INTRODUCTION</b>	<b>1</b>
1. Origine et motivations	2
2. Objectif	9
3. Comprendre le tunnel urbain	11
<b>PARTIE 1 : QUELQUES SPÉCIFICITÉS DES TUNNELS URBAINS</b>	<b>15</b>
1. Introduction	16
2. Une référence empirique pour la prévision des tassements	16
3. La modélisation numérique des tunnels urbains	23
3.1. Aspects logiciels	23
3.2. Géométrie, paramètres d'excavation et géologie	24
3.3. Modélisation bidimensionnelle	28
3.4. Modélisation tridimensionnelle	30
3.5. Extraction des déplacements sur un modèle tridimensionnel	31
4. Importance de l'état de contraintes initial	35
4.1. Définition du coefficient de pression des terres au repos	35
4.2. Influence	36
5. Étude comparée de l'évolution des contraintes en modélisation bidimensionnelle et tridimensionnelle	38
5.1. Le cas de référence	38
5.2. Le tunnel non soutenu	39
5.2.1. Modélisation bidimensionnelle	39
5.2.2. Modélisation tridimensionnelle	45
5.3. Influence du soutènement	50
5.3.1. Calage du taux de déconfinement	50
5.3.2. Modélisation bidimensionnelle	51
5.3.3. Modélisation tridimensionnelle	53
5.4. Différences et conséquences	57
6. Autres ouvrages géotechniques	60
7. Synthèse	62

<b>PARTIE 2 : LOIS DE COMPORTEMENT</b>	<b>63</b>
1. Introduction	64
2. Le Hardening Soil Model	65
2.1. Historique et construction	65
2.2. Définition d'une configuration type	66
2.3. Étude des mécanismes	71
2.3.1. Écrouissage isotrope	71
2.3.2. Écrouissage déviatorique	72
2.3.3. Critère de Mohr-Coulomb	75
2.3.4. Module de déchargement/rechargement	77
2.3.5. Raideur dépendant des contraintes selon une loi puissance	77
2.4. La version HSsmall	79
2.5. Synthèse	82
3. Vers un modèle de comportement adapté aux tunnels urbains	83
3.1. Éléments de spécification	83
3.2. Influence de la contrainte moyenne	84
3.3. Influence de la contrainte déviatorique	87
3.3.1. Formulations hyperboliques	87
3.3.2. Profil d'élasticité non-linéaire sous sollicitation déviatorique	89
3.3.3. Prise en compte du déchargement/rechargement	98
3.3.4. Influence de l'élasticité non-linéaire sur l'état de contraintes	102
3.4. Modèle d'anisotropie avec isotropie transverse	104
3.4.1. Généralités	104
3.4.2. Importance en tunnels urbains	106
3.4.3. Éléments bibliographiques	110
3.4.4. Modèle d'isotropie transverse pour la prévision des tassements	113
3.5. Critère de rupture de Mohr-Coulomb	119
3.6. Synoptique et implémentation du modèle	120
4. Synthèse	122

<b>PARTIE 3 : PRÉSOUTÈNEMENTS</b>	<b>123</b>
1. Introduction	124
2. Description des présoutènements	125
2.1. Enjeux et hypothèses	125
2.2. Mise en œuvre, caractéristiques géométriques et mécaniques	128
2.3. Mise en œuvre dans le modèle numérique	130
3. Rôle du boulonnage de front	135
3.1. Stabilité du front	135
3.1.1. Retour sur les méthodes empiriques et analytiques	135
3.1.2. Méthode numérique	137
3.1.3. Influence du boulonnage	138
3.2. Extrusion et profil de tassement	142
3.2.1. Élasticité linéaire et élasticité linéaire parfaitement plastique	142
3.2.2. Élasticité non-linéaire	144
3.3. Efforts dans les boulons	146
3.3.1. Boulons adhérents	146
3.3.2. Boulons frottants	147
3.4. Synthèse	150
4. Rôle de la voûte parapluie	151
4.1. Stabilité de l'excavation	151
4.1.1. Hypothèses des méthodes analytiques	151
4.1.2. Méthode numérique	153
4.2. Profil de tassement	157
4.3. Efforts dans la voûte parapluie	161
4.4. Combinaison avec le boulonnage de front	163
4.5. Synthèse	166
5. Dimensionnement d'une solution de présoutènements	167

<b>PARTIE 4 : MISE EN ŒUVRE SUR UNE SITUATION DU GRAND PARIS EXPRESS</b>	<b>169</b>
1. Introduction	170
2. Un ouvrage dans son environnement	170
2.1. Un tunnel d'accès caractéristique du Grand Paris Express	170
2.2. Données géotechniques	172
2.3. Modèle éléments finis tridimensionnels	173
2.4. Conséquences possibles sur le bâti	175
2.4.1. Tassement et classes de dommages	175
2.4.2. Trois situations types de bâti pour l'analyse de risques	183
3. Exploitation des essais géotechniques	185
3.1. In-situ : Essais pressiométriques	185
3.2. En laboratoire : Essais à l'appareil triaxial drainés et non drainés	187
3.2.1. Paramètres de rupture	187
3.2.2. Paramètres dans le domaine pré-rupture	189
3.2.3. Paramètres d'isotropie transverse	191
3.3. Modèles géotechniques retenus pour le dimensionnement	194
4. Maitrise du risque sur le bâti	197
4.1. Nomenclature des modèles	197
4.2. ÉTAPE 1 : Stabilité de l'excavation	198
4.2.1. Front de taille et boulonnage	198
4.2.2. Zone non soutenue et voûte parapluie	199
4.2.3. Profil de tassement en élasticité linéaire parfaitement plastique	201
4.3. ÉTAPE 2 : Estimation du tassement	204
4.4. ÉTAPE 3 : Choix du présoutènement - risques	207
5. Synthèse	211
<b>CONCLUSION</b>	<b>213</b>
<b>RÉFÉRENCES</b>	<b>219</b>

# INTRODUCTION

*«Fifty years ago, tunnelling was dominated by empirical methods in design, by traditional craft practices in construction. Today, design and construction of tunnels are based on a set of specialised technologies, with the success of each project dependent on their synthesis, on continuity between design and construction, and on appropriate means of project procurement. The art of tunnelling does not lend itself to inflexible rules or prescriptive codes of practice; engineering judgement remains the key factor. »*

*2005 Obituary for Colin Kirkland. The Times. January 24, 2005.*

## 1. Origine et motivations

La demande en tunnels et espaces souterrains est forte en France, en Europe et dans le monde en ce début de XXI<sup>e</sup> siècle.

Les tunnels sont indispensables pour la réalisation des grandes infrastructures linéaires, pour franchir les obstacles naturels : rivières, collines, montagnes. Le besoin d'infrastructures routières et ferrées rapides à l'échelle continentale accroît cette demande. A ce titre, le plan ferré pour le Brésil est un exemple frappant (Rocha, 2014). Ce pays continent, membre des BRICS souffre d'un déficit d'infrastructures de transport à l'échelle du pays et de ses métropoles. Ce plan prévoit la création d'ici à 2025 de 100 à 200 km de tunnels pour le réseau ferré. L'arbitrage reste à faire entre l'investissement supplémentaire pour la création de tunnels ou l'allongement des liaisons. En Europe, la ligne Lyon-Turin est l'exemple de ce type de projet, tout comme le tunnel de base du Saint-Gothard, long de 57 km, dont l'inauguration a eu lieu le 1<sup>er</sup> juin 2016. Le franchissement routier et ferroviaire du détroit entre la Suède et le Danemark ouvert en l'an 2000 combine un pont haubané de 7 km et un tunnel de 4 km sous la mer.

Les tunnels et espaces souterrains ont également toute leur place dans la résolution des problématiques énergétiques et environnementales qui se posent chaque jour avec plus d'insistance à nos sociétés. Les ouvrages hydrauliques, que ce soit les conduites forcées de barrage ou les cavités de station de pompage, connaissent un regain d'intérêt (Laigle, 2015). Le stockage à long terme des déchets radioactifs est un autre exemple intéressant d'utilisation de l'espace souterrain.

En contexte fortement urbanisé, tunnels et espaces souterrains ont également beaucoup d'atouts. Réseaux d'eaux usées, carrières de pierre et catacombes, l'exploitation du sous-sol parisien n'est pas nouvelle et remonte à l'antiquité. Elle prit un nouvel essor avec la réalisation du métro au tournant du XX<sup>e</sup> siècle. Aujourd'hui, l'espace souterrain est même valorisé comme espace possible de vie et d'attractivité par le projet national ville 10D (Palisse, 2014). Le plan d'infrastructures pour Londres en 2050 donne une illustration de toutes les possibilités offertes par les tunnels dans ces métropoles (London infrastructure plan 2050, 2014). Le projet Crossrail (Kettle & Acremen, 2015) dont la mise en service est prévue en 2019 et qui n'en constitue qu'une petite partie, représente quinze milliards de

livres d'investissement. La mise à niveau de l'assainissement avec le *Thames Tideway Tunnel* illustre l'opportunité du souterrain pour l'environnement des grandes villes. Concernant les infrastructures de transports linéaires, il n'y a pas aujourd'hui de métropole dans le monde qui n'ait pas son plan d'extension du réseau souterrain. Au Brésil, les villes de Curitiba ou Sao Paulo, ainsi que Rio sous l'impulsion des Jeux Olympiques étendent également leur réseau souterrain de métro. La métropole du Grand Paris n'est pas en reste dans ce contexte (Matignon, 2013). Ce ne sont pas moins de deux cent kilomètres de tunnels de métro qui devront être creusés d'ici 2030. L'investissement total est évalué à vingt-cinq milliards d'euros.

Par rapport aux autres ouvrages souterrains, les réseaux urbains, a fortiori proches des surfaces, présentent un défi supplémentaire pour l'ingénieur : la gestion de l'impact de ces ouvrages sur le bâti et l'environnement souterrain. En d'autres termes, la prévision et la gestion des tassements lors du creusement et de l'exploitation doivent faire l'objet d'études approfondies par toutes les parties prenantes. En effet, malgré l'expérience accumulée, ces projets représentent à chaque fois une situation à haute technicité et à très haut risque. On pourra se rapporter au rapport de l'autorité de santé et sécurité anglaise pour s'en convaincre (HSE, 2006).

On distingue deux grandes méthodes de creusement de tunnel indépendantes de la finalité de ce dernier. La première est le creusement mécanisé au tunnelier. Ces usines mobiles d'une centaine de mètres de long, pour un diamètre allant jusqu'à une quinzaine de mètres, sont employées uniquement pour les linéaires importants en raison de l'investissement initial. Elles ont aujourd'hui atteint la maturité technologique nécessaire pour garantir la fiabilité de la construction et s'adapter aux différentes typologies de sol. En particulier, les capacités de confinement permettent d'obtenir de très faibles tassements en surface. De nombreuses innovations sont apportées régulièrement à cette technologie. Cette méthode ne dispose cependant pas de la flexibilité suffisante pour des ouvrages de faible longueur, non circulaires ou à fort rayon de courbure.

Le recours aux méthodes d'excavation conventionnelles (par opposition au creusement par tunnelier) est donc inévitable quels que soient le projet et la géologie rencontrée. Les ouvrages annexes (accès aux gares, ouvrages de sécurité, puits d'accès du tunnelier) et les

gares souterraines sont notamment réalisés à l'aide de ces méthodes. Certains auteurs parlent de la Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM *New Austrian Tunnelling Method*), d'autres, les anglo-saxons notamment, de la méthode avec soutènement en béton projeté (SCL *Sprayed Concrete Lining tunnelling method*) ou de la méthode d'analyse des déplacements contrôlés du massif (ADECO-RS *Analysis of Controlled Deformation in Rocks and Soils*). Les nuances entre ces dénominations et les méthodes qu'elles désignent n'entrent pas dans le cadre de ce mémoire. On se concentre ici sur l'excavation séquentielle en pleine section du tunnel, avec mise en place à l'avancement d'un soutènement provisoire en béton projeté associé à des cintres métalliques. L'excavation pleine section peut faire l'objet d'un renforcement du front de taille par des dispositifs de présoutènement : le boulonnage de front par des boulons en fibre de verre et/ou la mise en œuvre d'une voûte parapluie. Nous ne nous intéresserons pas ici aux techniques de renforcement de sol par jet-grouting et de congélation du terrain, ni aux techniques d'injections de compensation : ces techniques correspondent à des situations de sols et de sites trop spécifiques. On ne discutera pas non plus de l'opportunité d'un creusement en section divisée, bien que ce mode soit courant pour des gares souterraines d'une largeur de quinze à vingt mètres. Les résultats de ce mémoire pourront néanmoins être utiles également pour la conception de ces ouvrages.

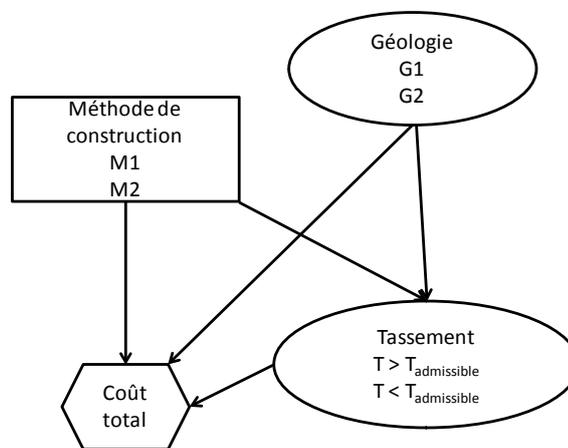
La profession, via l'Association Internationale des tunnels et espaces souterrains (AITES), a porté un regard éclairant sur la pratique de l'ingénierie et ses besoins. Un sondage a été effectué en 2010 auprès des différents intervenants sur les marchés de tunnels pour faire l'état des lieux des pratiques actuelles sur la conception de tunnels en milieu urbain peu profond avec présence de bâti en surface (Wedekin, et al., 2012). On en fait ici une rapide synthèse en retenant les points que nous allons étudier. Plus de 80 % des tunnels ont un diamètre supérieur à 6 m, supérieur ou égal à 10 m pour plus de 50 %. Les sols à faible cohésion représentent 50 % des cas. La méthode conventionnelle représente 60 % des réponses et le creusement au tunnelier 30 %. La technique privilégiée pour contrôler la stabilité du front d'excavation est le boulonnage (73 % des réponses). Les répondants reconnaissent également l'utilité d'une excavation en section divisée, de réduire la distance entre le radier et le front et de l'utilisation de voûtes parapluies ou systèmes apparentés pour stabiliser le front. L'ensemble des répondants réalisent une analyse de la stabilité du

tunnel (par des méthodes analytiques dans 75 % des cas et par des méthodes numériques pour les 25 % restants). Pour l'analyse des tassements, que l'ensemble des répondants considèrent comme un point important, le corpus est partagé à parts égales entre méthodes analytiques et méthodes numériques. Pour les méthodes numériques, 65 % des répondants réalisent des études avec des modèles élastiques linéaires avec critère de rupture de Mohr-Coulomb ; les 35 % restants utilisent des modèles plus avancés. 85 % des analyses numériques sont bidimensionnelles, à 35 % à l'aide de la méthode de relaxation des contraintes. Du point de vue de l'analyse des risques, 95 % des répondants reconnaissent avoir une approche déterministe dans leur conception : ils analysent soit un cas géologique moyen, soit un cas dégradé et font peu d'études paramétriques. Pour l'analyse de stabilité comme pour celle des tassements, seuls 20 % des répondants affirment être pleinement satisfaits de la pratique actuelle. Ce faible taux de satisfaction souligne le besoin pour la profession d'augmenter la confiance dans ses outils et méthodes.

L'intégration progressive par l'ensemble des acteurs d'une démarche de management des risques est une opportunité pour faire évoluer la pratique de conception. On définit le risque comme la combinaison des conséquences d'un évènement et de sa vraisemblance. Concernant le risque que fait peser le tassement sur le bâtiment, l'ingénieur géotechnicien doit évaluer les deux aspects. Il doit être capable de décrire les conséquences, implications sur l'environnement bâti, d'un évènement, l'apparition de tassements excessifs, et sa vraisemblance, à partir des paramètres géologiques et de sa connaissance des méthodes constructives mises en œuvre. La recommandation britannique de la British Tunnelling Society (BTS, 2003), qui fait référence auprès de la communauté internationale, ainsi que les récentes recommandations de l'Association Française des tunnels et de l'espace souterrain (AFTES, 2012), poussent la profession à travailler dans cette direction. De même, pour les assureurs, l'expérience de l'entreprise n'est plus la seule garantie pour accorder une protection : ils exigent désormais d'avoir en main l'ensemble des éléments d'évaluation des risques sur une base solide et argumentée (Beardall, 2015). En géotechnique, au moins en France, le risque est assumé par toutes les parties, le maître d'ouvrage, le maître d'œuvre et les entreprises. Ce mémoire réalisé grâce à l'appui d'une ingénierie de maîtrise d'œuvre n'a donc pas un intérêt uniquement pour la pratique de la maîtrise d'œuvre. On a vu au travers du sondage de l'AITES que l'approche courante de la profession dans la conception est

préférentiellement déterministe. L'évaluation est faite à partir d'une seule situation géotechnique et de dispositions constructives dont on montre qu'elles satisfont aux critères de sécurité. Dans une approche probabiliste, d'analyse de risques, on différencie les incertitudes sur les sols et celles liées à l'utilisation des modèles décrivant leur comportement (Favre, 2004). La recommandation du GT16 de l'AFTES traite avec attention le premier type et décrit dans ses annexes les méthodes de cartographie et d'évaluation de l'incertitude géologique, hydrologique et des paramètres géotechniques, mais ne discute pas l'erreur sur le modèle qui fait le lien entre ces données d'entrée et l'évaluation de leurs conséquences, le tassement excessif dans notre cas. Pourtant comme l'affirme J.P. Magnan dans sa préface à (Favre, 2004) « *la question de l'erreur de modèle n'est pas mineure : dans beaucoup de cas, la question du modèle est la question dominante et elle bloque tout progrès dans l'évaluation des incertitudes et des risques* ».

On propose ci-après une représentation des méthodes probabilistes d'évaluation de la performance afin de préciser la position de notre contribution dans le processus de conception. On reprend un diagramme d'influence pour évaluer les choix de conception au regard des risques qui pèsent sur le projet (Figure 1).



**Figure 1 Diagramme d'influence de prévision des tassements (d'après (Sousa, 2010) )**

Dans les nœuds ovoïdes, on trouve les variables exogènes dont on évalue la probabilité d'occurrence et qui ne résultent pas directement d'une décision. La géologie et le tassement à l'issue de l'excavation sont ces variables. On considère ici deux probabilités de géologies G1 et G2, et un seul seuil de tassement, qui conduit à envisager deux situations : tassement admissible (pas de surcoût) et inadmissible (situation coûteuse). Dans le nœud rectangulaire,

on trouve la variable déterminée avec certitude, ici la méthode de construction qui contient la conception in fine du tunnel, on en évalue deux pour cet exemple M1 et M2. Le nœud hexagonal est le critère de choix, le coût total de chaque solution. Ce coût est la somme du coût de la méthode de construction avec le coût du risque évalué. La résolution de ce système se fait en deux étapes. Tout d’abord, on évalue les probabilités de chacune des situations de tassement pour les différentes géologies et méthodes constructives considérées. On obtient huit probabilités pour le tassement, le tassement est dépendant de la méthode et de la géologie. Cette dépendance est illustrée par les flèches sur le diagramme. On donne dans le tableau suivant une évaluation type (Tableau 1) :

**Tableau 1 Exemple de probabilités liées au diagramme d’influence**

<i>Méthode</i>	M1		M2	
<i>Géologie</i>	G1	G2	G1	G2
$T > T_{\text{admissible}}$	0,01	0,1	0,05	0,15
$T < T_{\text{admissible}}$	0,99	0,9	0,95	0,85

Ensuite on retient le chemin qui minimise le coût, défini comme la somme du coût de la méthode et du produit des probabilités de tassements avec le coût de leurs conséquences. On a ainsi choisi la méthode de construction et dimensionné notre tunnel. Notre travail porte sur l’évaluation des tassements. L’ingénieur doit être capable d’associer une probabilité à une situation. Sans cette compétence, à l’extrême, on retient la géologie la plus pénalisante quelle que soit sa probabilité et la méthode de construction la plus sûre et donc souvent la plus coûteuse : c’est l’approche déterministe. Le développement d’approches probabilistes ne pourra donc se faire qu’avec de nouveaux modèles, plus fins, d’évaluation des conséquences du creusement de tunnels. C’est l’objet de ce mémoire.

L’ingénieur dispose déjà de nombreux outils pour la conception de l’ouvrage et l’évaluation de son impact sur l’environnement. Le premier est le retour d’expérience sur des projets similaires. Ce retour d’expérience est agrégé dans des formulations empiriques dont la fiabilité est reconnue par l’ensemble de la profession. Il dispose également de formulations analytiques, qui reposent sur des hypothèses simplificatrices, dont l’efficacité n’est plus à

prouver mais qui se concentrent sur l'étude de stabilité de l'excavation et ne permettent pas d'évaluer les déplacements dans les massifs de sols. De la même façon, les méthodes numériques de calcul à la rupture ont montré leur robustesse mais ne peuvent pas être étendues pour évaluer ces déplacements. Depuis une vingtaine d'années, le développement parallèle des capacités de calculs et des modèles numériques de sol et des structures donnent à l'ingénieur de nouveaux outils dont il doit être capable d'exploiter toutes les capacités. (Commend, 2013) propose un état de l'art sur la méthode des éléments finis en géotechnique. Il souligne l'évolution de la problématique de dimensionnement pour l'ingénieur. Il s'agit non plus seulement de dimensionner l'ouvrage mais également de prévoir les dommages qu'il peut causer sur son environnement en créant des déformations du sol. La méthode des éléments finis est le principal moyen permettant d'estimer a priori ces déformations, sous réserve d'employer des modèles de comportement adaptés. Concernant l'assurance qualité d'une solution numérique, on retient deux points importants d'après (Commend, 2013) : la réalisation de validations avec des solutions analytiques et la nécessité d'études paramétriques. L'auteur souligne la difficulté d'intégrer les méthodes numériques avec les normes et le formalisme de l'Eurocode, ce qui fait du calcul numérique un terrain formidable pour innover, mais souligne le risque que fait porter un modèle numérique mal maîtrisé. L'auteur privilégie pour la modélisation numérique une approche par coefficient de sécurité global. Notre travail s'inscrit dans les défis pour l'avenir listés par (Commend, 2013) : l'apport de nouveaux modèles de comportement, l'optimisation des ouvrages et la bonne interaction avec l'utilisateur. En outre, les modèles numériques se sont généralisés et sont requis par les maîtres d'ouvrage. Les modèles 3D s'imposent de plus en plus même s'ils ne représentaient que 15 % des modèles en 2012 selon le sondage de l'AITES (Wedekin, et al., 2012), sans doute plus aujourd'hui.

Si les modèles numériques s'imposent dans les ingénieries, il n'en demeure pas moins qu'ils se sont souvent révélés incapables de reproduire les profils de tassement mesurés. En particulier, l'évaluation numérique de la largeur de la cuvette de tassement est de manière quasi-systématique moins pénalisante pour le bâti que l'évaluation par la méthode empirique. La modélisation numérique malgré sa plus grande complexité semble alors conduire à un dimensionnement moins sûr, moins fiable (Leca, 2000). En addition à la prévision des tassements, l'influence des présoutènements (boulons de front et voûte

parapluie) et leur intégration dans les modèles numériques ne font pas l'objet d'un consensus de la profession. Ce constat nous paraît expliquer la faible implication des ingénieries pour les approches probabilistes de dimensionnement et également le faible taux de confiance dans les méthodes actuelles. Notre travail se concentre donc sur la prévision des tassements, avec en ligne de mire la largeur de la cuvette de tassement, et la compréhension de l'apport des dispositifs de présoutènements, dans l'idée d'armer les ingénieries pour dimensionner en toute confiance et évaluer au mieux l'opportunité de telle ou telle disposition constructive, dans un contexte géologique connu avec une certaine incertitude inévitable.

## 2. Objectif

L'objectif de ce travail est d'établir une méthode pour la prévision des tassements lors de la conception de tunnels urbains excavés par des méthodes conventionnelles en terrain meuble. On s'appuie sur la méthode des éléments finis avec des modèles tridimensionnels. La méthode sera cohérente avec la logique actuelle de conception des ouvrages souterrains, elle se situera en évolution et non en rupture. Elle proposera notamment :

- la mise en œuvre d'une nouvelle loi de comportement du sol ;
- des techniques de simulation numérique pour prendre en compte les dispositions constructives, et en particulier les présoutènements. Les présoutènements considérés sont les boulons de front en fibre de verre et les voûtes parapluies. Ils feront l'objet d'une proposition originale de règle de dimensionnement. On mettra en avant les moyens d'évaluer leur impact sur la stabilité de l'excavation et les tassements en surface.

On cherchera à faire en sorte que ces développements puissent être traduits dans un logiciel dédié au dimensionnement des tunnels superficiels par la méthode conventionnelle. On ne traite ni un cas spécifique, ni une configuration géotechnique ou géométrique particulière. La méthode pourra répondre aux situations les plus diverses. En outre, ses apports pourront être exploitables dans d'autres contextes proches : creusements au tunnelier ou creusement de gares souterraines par section divisée par exemple.

Dans un second temps, l'articulation avec les autres phases de l'analyse géotechnique : essais géotechniques, auscultation et suivi de chantier, sera discutée. La méthode devra

permettre d'identifier les zones d'incertitudes et aider l'ingénieur à évaluer le niveau de performance de sa conception dans le cadre d'une approche probabiliste ou de management des risques.

En définitive, le but est d'améliorer la fiabilité de la prévision de tassement sans augmenter l'effort à fournir. La confiance dans la sécurité, au sens large, de l'ouvrage et de ses avoisinants s'en trouvera renforcée et la méthode permettra des optimisations de dimensionnement sans réduction du niveau de sécurité. On illustre sur le diagramme ci-dessous (Figure 2) la philosophie de l'innovation dans laquelle le travail s'inscrit. Il ne s'agit pas d'innover pour augmenter le niveau de sécurité par plus d'effort mais d'innover pour garantir la sécurité avec un effort réduit, dans une logique de projet optimisé.

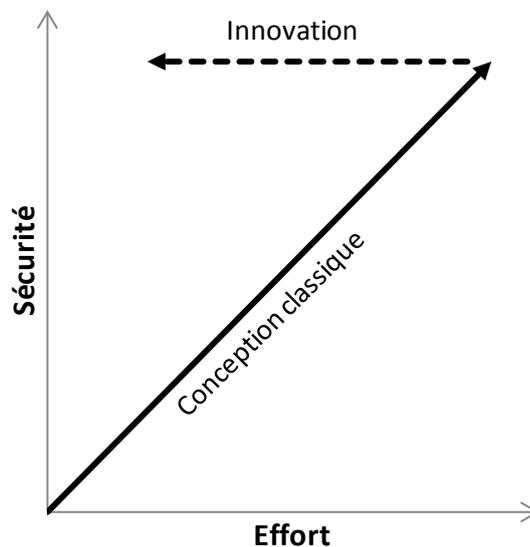


Figure 2 Intérêt de la mise en oeuvre de méthodes innovantes

### 3. Comprendre le tunnel urbain

Notre démarche s'attache à être proche du besoin de l'ingénierie. Elle doit être sûre, identifier les marges de sécurité et éviter au maximum les paramètres aux comportements doubles, favorable d'un côté, défavorable pour l'autre. Elle doit s'adapter à un grand nombre de situations et intégrer différents niveaux de complexité selon le degré de précision attendu par l'utilisateur. En effet, si l'utilisateur dispose de données géotechniques de faible valeur, il ne peut pas espérer obtenir une estimation précise des tassements en surface, aussi compliqué et performant que soit son modèle. Dans cette situation, la méthode peut proposer des simplifications adaptées. A l'inverse, un utilisateur avec des données géotechniques d'une grande précision et adaptées aux tunnels superficiels saura mettre à profit la méthode pour obtenir une prévision de qualité. La méthode facilite la mise en œuvre d'études paramétriques en mettant en évidence quel paramètre a quel impact sur le profil de tassement. L'ensemble sûreté, adaptabilité et clarté d'utilisation permet de garantir l'efficacité.

En premier lieu, la modélisation de la réponse du sol à la sollicitation d'excavation est fondamentale pour espérer prédire les tassements en surface. Il s'agit donc d'établir une loi de comportement du massif permettant de répondre à nos objectifs. Plusieurs approches sont possibles pour établir et valider la robustesse d'une loi de comportement.

La première approche consiste à partir d'un sol spécifique pour lequel on dispose d'une base d'essais géotechniques, triaxiaux et pressiomètres in-situ dans le cas le plus classique, que l'on reproduit numériquement. On généralise ensuite la loi à d'autres types de sols et à des ouvrages complets. Cette loi est alors utilisée pour étudier l'ouvrage géotechnique à concevoir. Cette démarche classique présente le risque de passer à côté de la différence entre la sollicitation d'un essai et la sollicitation d'un ouvrage. Par exemple, le modèle *Hardening Soil Model* décrit par (Schanz, Vermeer, & Bonnier, 1999) a été construit dans l'objectif de reproduire au plus près les essais triaxiaux et oedométrique. Il y parvient avec un succès indiscutable, ce qui a permis sa très large diffusion dans les logiciels et les ingénieries. Son applicabilité aux tunnels urbains a été montrée dans un second temps par des méthodes d'analyse inverse et fait l'objet d'une discussion critique dans ce mémoire.

Une autre approche possible pour définir une loi de comportement consiste à partir d'une loi existante et de montrer que sous certaines conditions elle répond bien à un retour d'expérience sur un chantier, et ensuite élargir la validité de ce cas à d'autres situations y compris pour le dimensionnement. Cette démarche conduit souvent à recalculer a posteriori une approche de calcul, en faisant une « prévision de classe C », selon la classification proposée par (Lambe, 1973). Ce type d'analyses peut être très utile à la connaissance mais (Lambe, 1973) souligne qu'il est difficile de s'appuyer sur elles pour prouver qu'une méthode de prévision est correcte. Notre objectif est d'établir une méthode de dimensionnement a priori (prévision « de classe A » selon (Lambe, 1973)).

Dans ce travail, on ne retient ni l'une, ni l'autre des approches précédentes.

La loi de comportement n'est pas construite sur la base d'une série d'essais géotechniques sur un type de sol particulier, ni sur l'étude d'un cas existant ou d'un modèle physique. On propose de développer notre méthode en s'appuyant sur l'étude et l'exploitation des spécificités de l'ouvrage que l'on considère. On développe alors un modèle adapté spécifiquement au cas du tunnel urbain en vue de la prévision des tassements. Chaque type d'ouvrage géotechnique est associé à une redistribution spécifique des contraintes dans le massif. La loi de comportement doit être cohérente avec cette redistribution. Cette approche est également celle retenue pour les présoutènements.

Le risque de cette approche reposant sur les chemins de contraintes autour de l'ouvrage est d'avoir un résultat déconnecté du comportement réel du sol et de la pratique actuelle de la géotechnique. De la même façon qu'un modèle trop figé sur un essai géotechnique peut ne pas être représentatif de l'ouvrage, un modèle trop centré sur l'ouvrage pourrait passer à côté du comportement géomécanique. Afin de se prémunir de ce risque on a retenu deux barrières :

- les lois de comportement du sol reposent sur des mécanismes éprouvés (ou au moins vraisemblables) : il ne s'agit pas d'inventer un comportement ex nihilo pour obtenir le résultat souhaité en tassement. On a effectué une étude bibliographique approfondie sur le sujet, qui permet d'appuyer les propositions et innovations de ce travail (et met également en évidence certaines contradictions entre les auteurs).

- Les profils de tassements de référence pour la validation du modèle sont issus de modèles empiriques robustes qui sont le résultat le mieux partagé par l'ensemble de l'ingénierie des tunnels en milieu urbain. C'est d'ailleurs probablement le seul résultat à véritablement faire consensus dans la profession.

Le plan de ce mémoire reprend les grandes étapes d'une résolution de problème aux conditions limites par la méthode des éléments finis en géotechnique : établissement du modèle et résolution avec un comportement élastique linéaire, mise en œuvre d'un modèle de sol plus avancé et étude du modèle complet avec renforcements, ici les présoutènements. On introduit ainsi la complexité au fur et à mesure du mémoire. Le dernier chapitre intègre ensuite ces développements dans le cycle global de conception selon la méthode d'analyse des risques, avec la géologie en amont et le bâti en aval.

Dans la première partie, on décrit les spécificités des tunnels superficiels qui intéressent la prévision des tassements. On présente les méthodes de prévision empiriques et on mettra en évidence leur robustesse. Le modèle numérique de référence est ensuite introduit en modélisation bidimensionnelle et tridimensionnelle. Dans le cas élastique linéaire, on met en avant les spécificités dont il faudra tenir compte lors de l'élaboration de la loi de comportement. L'importance de l'état initial est soulignée à la fois sur le champ de contraintes initial mais aussi sur le déplacement calculé. La spécificité du chemin de contraintes pour les modélisations bidimensionnelles et tridimensionnelles est ensuite étudiée et permet de discuter la pertinence des modélisations bidimensionnelles.

Le développement d'une loi de comportement adaptée fait l'objet de la seconde partie. Dans un premier temps, on pointe les limites et opportunités des lois d'usage courant dans les ingénieries. Ensuite, on développe une loi originale qui tient compte entre autres mécanismes de l'isotropie transverse de raideur du sol pour obtenir des cuvettes de tassement plus étroites.

La troisième partie traite du présoutènement. Tout d'abord, l'analyse de stabilité selon le critère de rupture classique de Mohr-Coulomb permet de mettre en évidence l'apport de ces dispositifs. Une loi d'interface adaptée intégrant le frottement entre le sol et l'inclusion est discutée pour le boulonnage de front en fibre de verre. La voûte parapluie est modélisée d'une manière originale et son effet sur la stabilisation de l'excavation est discuté.

L'utilisation de la nouvelle loi de comportement avec les dispositifs de présoutènement permet de formuler des pistes pour une utilisation de ces dispositifs plus performante pour limiter les tassements en surface.

Le dernier chapitre est une illustration de la méthode développée dans une situation fictive mais vraisemblable en géologie parisienne. Il permet de contextualiser nos développements avec les essais géotechniques et la géologie d'un côté et avec l'interaction avec le bâti en surface de l'autre. On met aussi en avant les qualités de la loi de comportement proposée pour appuyer la prise de décision par analyse de risques lors de la conception d'un tunnel.

## PARTIE 1 : QUELQUES SPÉCIFICITÉS DES TUNNELS URBAINS

*«Tunnelling is a form of civil engineering construction, carried out in an uncertain and often hostile environment, and relying on the application of special knowledge and resources. »*

*Tunnelling - improved contract practices. CIRIA Report 79.*

## 1. Introduction

Un tunnel urbain présente deux particularités : il est creusé à faible profondeur et son influence sur son environnement immédiat et en surface doit être maîtrisée. On commence par présenter les méthodes actuelles de prévision des tassements, empiriques et numériques. On souligne l'écart de résultats entre ces deux méthodes. En se concentrant sur les méthodes numériques, on met en évidence l'importance de l'état de contraintes initial et les spécificités des chemins de contraintes dans le massif de sol autour d'un tunnel urbain. On discute à cette occasion les limites des méthodes numériques bidimensionnelles pour la prévision des tassements pour les tunnels urbains.

## 2. Une référence empirique pour la prévision des tassements

En géotechnique, peut-être plus que dans tout autre domaine de l'ingénierie, l'expérience et le jugement de l'ingénieur ont une importance fondamentale pour la bonne conception des ouvrages. En mécanique et en génie civil, l'ingénieur conçoit son ouvrage à partir d'un matériau artificiel dont il maîtrise les caractéristiques mécaniques de raideur et de résistance ; tout du moins, il peut les évaluer selon des approches semi-probabilistes robustes. C'est ce que proposent les Eurocodes pour le béton armé par exemple. Cette connaissance du matériau et de sa fiabilité permet la maîtrise du risque et l'optimisation de la conception. En géotechnique, le principal matériau en jeu est le terrain, le sol ou la roche. Ce matériau présente deux grandes différences avec les matériaux classiques de l'ingénierie : c'est un matériau naturel, et son comportement est rarement homogène sur l'ensemble d'un ouvrage. Les essais géotechniques in-situ et en laboratoire permettent de lever un certain nombre d'incertitudes, mais on ne sait pas décrire l'ensemble d'un massif de manière aussi précise que le béton d'une dalle. Ainsi, on ne dispose que d'une cartographie grossière du sol rencontré lors de la réalisation de l'ouvrage et de représentations simplifiées de son comportement face à une sollicitation. Outre le matériau, les efforts sur la structure sont l'autre inconnue à laquelle doit répondre le géotechnicien. En génie civil de superstructure classique, les efforts sont bien documentés et sécurisés selon les mêmes principes semi-probabilistes qui prévalent pour les matériaux. En conception de tunnel, il est beaucoup plus difficile de les décrire car c'est l'état de contraintes dans le sol qui en est l'origine. Enfin, les ouvrages géotechniques sont dimensionnés le plus souvent par le

chargement transitoire qui correspond au temps de la réalisation de l'ouvrage. Les déplacements significatifs dans le massif et en surface ont lieu lors de l'excavation, les soutènements temporaires sont sollicités et constituent les structures critiques pour la maîtrise de ces déplacements. En superstructure, l'inverse est plus courant : une enceinte de confinement de centrale nucléaire n'est pas dimensionnée par sa construction mais par la sollicitation extrême attendue, que ce soit une surpression interne ou une agression externe.

Ces différences conduisent à deux conséquences : la description du comportement de l'ouvrage est difficile et une faute de dimensionnement ou un aléa géotechnique aura des impacts extrêmement coûteux sur le projet dès la phase construction. On trouve dans l'histoire récente des cas de désordres lors du creusement de tunnels urbains ; par exemple l'effondrement du front de taille survenue le 8 juin 2016 lors du creusement d'un tunnel de tramway à Ottawa à l'origine d'un fontis sur une surface de 1120 m<sup>2</sup> (Tunneltalk, 2016) . Ces exemples donnent à l'expérience de l'ingénieur, et à la synthèse de l'expérience de toute la profession, une importance particulière.

Les tunnels et a fortiori les tunnels urbains ne sont pas traités dans le cadre des Eurocodes bien que ces ouvrages soient relativement courants. Pour la prévision des tassements lors du creusement de tunnels urbains, la référence partagée est le modèle de (Peck, 1969) avec les compléments apportés par (O'Reilly & New, 1982). Ce modèle a été repris par (Mair & Taylor, 1997), les recommandations de (AFTES, 1995) ou encore le rapport (ITA, 2007). En 2015, la revue américaine *Tunnels* republie l'article de 1982 en hommage aux auteurs et pour souligner la pertinence de leur travail et son rayonnement international (O'Reilly & New, 2015). De nombreuses études de cas font état de tunnels dimensionnés avec succès selon cette méthode. Le projet britannique CROSSRAIL recommande la prévision des tassements en phase projet via ce modèle (Crossrail, 2008). On en trouve des exemples d'utilisation dans le cadre de conception de projets réels dans la littérature récente, par exemple (Lunardi, et al., 2014) et (Ercelebi, et al., 2005).

Le modèle de Peck décrit le profil de tassement final dans la direction transversale au creusement, noté  $S(y)$ , par une courbe de Gauss dont l'axe de symétrie est l'axe de creusement du tunnel (1.1)

$$S(y) = S_{max} e^{-\frac{y^2}{2i^2}} \quad (1.1)$$

Le profil de tassement est entièrement décrit par deux paramètres, la distance à l'axe du point d'inflexion  $i$  et le tassement maximal  $S_{max}$ . Il est intéressant de noter que le paramètre  $i$  correspond à la distance  $y$  à l'axe pour laquelle le tassement  $S(y)$  est approximativement égal à 60% de  $S_{max}$  : en effet, il est généralement plus simple de déterminer, à partir de mesures de surface, la valeur correspondant à ce niveau de tassement que la position du point d'inflexion. D'autre part, cette observation montre que le paramètre  $i$  caractérise la largeur de la cuvette et le paramètre  $S_{max}$  sa profondeur. On note également que le tassement différentiel est maximal au point d'inflexion et est environ égal à  $0,6 S_{max}/i$ .

On peut reformuler le modèle en introduisant le coefficient de perte de volume  $V_L$ , rapport entre le volume de la cuvette et le volume du tunnel :

$$S(y) = \frac{V_{excavé} V_L}{\sqrt{2\pi} i} e^{-\frac{y^2}{2i^2}} \quad (1.2)$$

Sur la base d'un grand nombre de retours d'expérience, une corrélation entre le paramètre  $i$ , la nature du terrain et la profondeur de l'axe du tunnel a été établie dans (O'Reilly & New, 1982) : la distance au point d'inflexion  $i$  est le produit de la profondeur de l'axe du tunnel  $H$  et d'un coefficient  $K$  dépendant de la nature du terrain. Le coefficient  $K$  varie de 0,25 pour les sols grossiers (graves, sables lâches) à 0,5 pour les sols fins, argileux. Pour un tunnel de 20 mètres de profondeur, le point d'inflexion est donc situé entre 5 et 10 mètres de l'axe du tunnel. D'après leurs travaux, le diamètre de la section et la méthode de creusement n'ont pas d'influence sur la largeur de la cuvette de tassement, mais impactent le tassement maximal (ou le volume de la cuvette). Ces résultats concernent des tunnels de six à dix mètres de diamètre sous une couverture au moins égale au diamètre du tunnel, ce qui correspond au cadre de notre étude.

La principale qualité de ce modèle est sa grande simplicité d'utilisation : il permet de faire une évaluation des tassements lors des phases de conception ainsi qu'une caractérisation a posteriori rapide, la détermination des deux paramètres permettant de capitaliser facilement le retour d'expérience. Ainsi pour un creusement au tunnelier avec un niveau de confinement connu, la connaissance du coefficient de perte de volume (de l'ordre de 0,3-0,5 %) et de la nature du terrain, du coefficient  $K$ , suffit pour établir une prévision de la cuvette de tassement en champ libre. On privilégie dans la suite la formulation avec  $S_{max}$  et  $K$  à celle faisant intervenir le coefficient de perte de volume pour faciliter la comparaison entre les modèles numériques et le modèle de Peck. En effet, vu que les profils numériques n'ont pas exactement le profil d'une gaussienne, la perte de volume numérique est supérieure à celle de Peck pour le même  $K$  et  $S_{max}$ , comme on peut s'en convaincre en comparant les cuvettes bleue et rouge de la Figure 1.1. Un profil de tassement « de Peck » et un profil numérique peuvent avoir la même perte de volume mais des conséquences totalement différentes dans l'analyse du risque sur le bâti. À titre d'illustration, la Figure 1.1 représente deux cuvettes correspondant au même volume, mais avec des valeurs différentes de  $S_{max}$  et  $K$  : les dommages éventuels liés aux cuvettes représentées en vert et en rouge sont évidemment bien différents. La formulation avec  $S_{max}$  et  $K$  permet de réaliser la comparaison en décorrélant la profondeur de la cuvette et sa largeur. On privilégiera d'ailleurs la présentation des profils normalisés par le tassement maximal afin de se concentrer sur l'étude de la largeur de la cuvette de tassement.

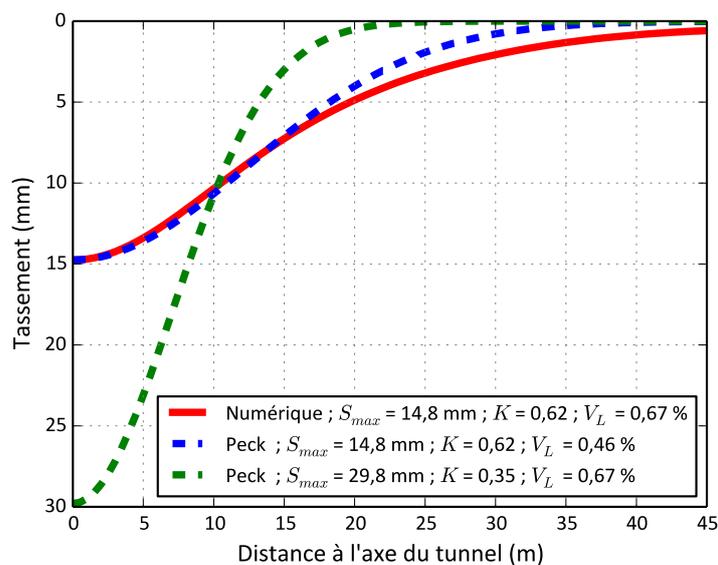


Figure 1.1 Modèle numérique et modèles de Peck

Pour la méthode conventionnelle, l'évaluation a priori du coefficient de perte de volume ou du tassement maximal est plus difficile, même si des formules empiriques existent. On peut citer celle proposée dans (AFTES, 1995) :

$$S_{max} = k\lambda \frac{\gamma R^2}{E} \quad (1.3)$$

où  $k$  désigne un facteur d'expérience,  $\lambda$  le taux de déconfinement,  $\gamma$  le poids volumique du terrain,  $R$  le rayon du tunnel et  $E$  le module élastique moyen du massif. Seuls deux de ces cinq paramètres,  $\gamma$  et  $R$ , peuvent être déterminés avec une précision suffisante, pour un tunnel de section circulaire. Le choix du paramètre  $k$  revient à évaluer par expérience ou par intuition la valeur de  $S_{max}$  : ce type de formule n'est donc pas utilisé en pratique.

Le modèle de Peck a été étendu par (O'Reilly & New, 1982) au tassement longitudinal en surface et aux déplacements transversaux en profondeur afin de décrire le champ de déplacement complet dû au creusement du tunnel. Ils font l'hypothèse que le vecteur déplacement est pointé vers l'axe du tunnel. Le déplacement transversal  $S_h$  à l'abscisse  $y$  par rapport à l'axe du tunnel est le produit du tassement par le rapport entre  $y$  et la profondeur de l'axe du tunnel.

$$S_h(y) = \frac{y}{H} S(y) \quad (1.4)$$

Avec cette formulation la déformation horizontale est en compression jusqu'au point d'inflexion et en traction au-delà du point d'inflexion. Elle est nulle au point d'inflexion.

Ainsi, en se concentrant sur l'étude du tassement maximal et de la largeur de la cuvette de tassement on peut reproduire le profil complet des mouvements de sols en surface.

Quelques auteurs ont proposé des modèles empiriques proches, faisant intervenir plus de paramètres ou avec des courbes présentant une variation de pente plus douce au-delà du point d'inflexion. On peut citer par exemple la formule de (Jacobsz, et al., 2004) établie à partir d'essais en centrifugeuse et comparée à la formulation de Peck (Figure 1.2). On a calé la formulation de (Jacobsz, et al., 2004) afin d'avoir le même niveau de tassement au niveau du point d'inflexion conformément à sa recommandation.

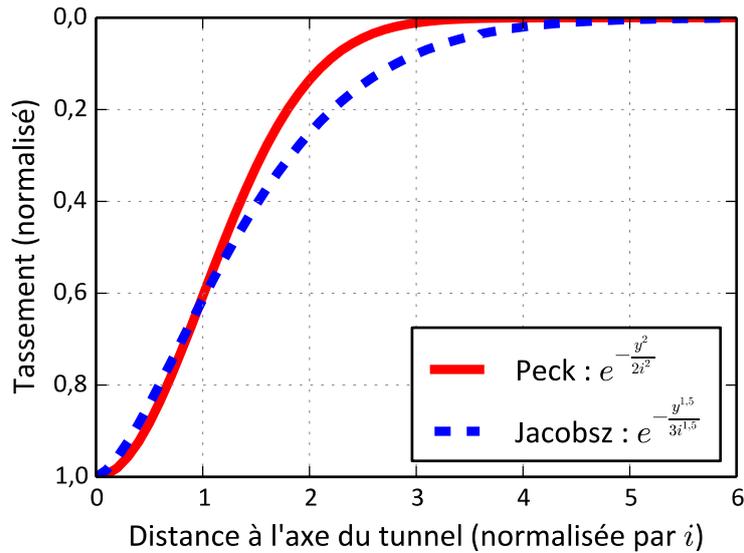


Figure 1.2 Modèle de Peck et Modèle de Jacobsz

La simplicité du modèle de Peck, associé à la formule donnant le paramètre  $i$  en fonction de la nature du terrain et de la profondeur du tunnel, et la base de données étendue sur laquelle il repose font qu'il s'est imposé dans la profession et a été choisi comme référence pour nos travaux.

Ce modèle empirique présente pourtant de nombreuses limites. On a déjà mentionné la difficulté d'évaluer le tassement maximal par les méthodes empiriques dans le cas d'excavation conventionnelle. En particulier, dans le cas d'un sol avec succession de couches raides et de couches meubles, le modèle ne permet pas d'évaluer la contribution relative de chacune. Le modèle ne donne pas accès aux déplacements en profondeur ou longitudinaux. Des extensions ont été proposées par (O'Reilly & New, 1982) mais elles ne font pas consensus. Le modèle ne traite pas non plus de l'interaction avec la structure ou les avoisinants. Là encore des propositions ont été formulées mais sans consensus de la profession. Toutes ces limites doivent être levées par l'ingénieur pour prévoir les tassements, ce qui fait des méthodes numériques une alternative intéressante.

Cependant, avant de discuter des solutions apportées par le modèle numérique dans des configurations complexes, il convient de vérifier que les modèles numériques sont pertinents dans le cadre des hypothèses initiales du modèle de Peck, à savoir un terrain homogène en champ libre. Ce point n'est pas réglé, en particulier dans le cas des cuvettes de tassement

étroites : les modèles numériques, même les plus compliqués, tendent à donner des cuvettes trop larges. Cette observation est partagée par la profession (ITA, 2007).

En appuyant nos modélisations numériques sur le modèle de Peck, on bénéficie de l'expérience de toute la profession depuis 50 ans. Cette référence peut sembler trop théorique ou trop grossière mais nous sommes convaincus de sa pertinence et de sa cohérence avec la démarche du géotechnicien.

### 3. La modélisation numérique des tunnels urbains

#### 3.1. Aspects logiciels

On se place dans le cadre de la méthode des éléments finis pour la résolution de problèmes aux conditions limites en milieu continu. On trouve facilement de nombreuses références sur la méthode et son utilisation pour la résolution de problèmes géotechniques, par exemple (Potts & Zdravkovic, 2001). Cette méthode de résolution permet de traiter des problèmes à géométrie complexe. La solution obtenue est d'abord le champ de déplacement, qui est l'objet de notre étude. Elle comporte cependant quelques limites. Entre autres, le sol est considéré comme un milieu continu ; on n'intègre pas, au moins dans les modélisations les plus courantes, les discontinuités telles que les plans de glissement dans les milieux rocheux. On ne pourra donc pas reproduire ou anticiper un fontis lié à un accident géologique ou d'origine anthropique à l'aide des modèles présentés ici.

Dans ce travail, on utilise le logiciel CESAR-LCPC pour les calculs par éléments finis. Ce logiciel issu de 30 années de développement au LCPC puis au sein de l'IFSTTAR est dédié à la résolution de problèmes géotechniques variés ((Mestat, 1998), (Bourgeois, et al., 2005), (Payeur, 2015)). Il répond aux besoins du problème que nous abordons, en permettant de traiter des problèmes mécaniques non linéaires tridimensionnels jusqu'à un million de nœuds et de calculer simplement des forces d'excavation. On a ici limité la taille des modèles à 260 000 nœuds. Il dispose par ailleurs d'une documentation complète et disponible, et permet d'intégrer relativement facilement de nouvelles lois de comportement (Bourgeois & Remaud, 2015), ce que nous avons fait dans le cadre de ce travail. Ce travail a par ailleurs permis d'améliorer la robustesse du logiciel en identifiant plusieurs bugs qui ont été résolus par les équipes de l'IFSTTAR.

On a également utilisé le logiciel Plaxis2D afin d'étudier une loi de comportement particulière le *Hardening Soil Model* (Schanz, et al., 1999). Plaxis s'est en effet progressivement imposé comme la référence pour les modèles numériques dans bon nombre d'ingénieries en particulier grâce à cette loi de comportement, aujourd'hui utilisée pour le calcul de toutes sortes d'ouvrages géotechniques. À notre niveau d'utilisation, ce logiciel a été utilisé comme une boîte noire avec seulement la documentation technique pour support.

### 3.2. Géométrie, paramètres d'excavation et géologie

On définit dès à présent un modèle caractéristique de tunnel urbain excavé par la méthode conventionnelle. Il sera le support de notre étude, dans la suite de cette partie puis dans la Partie 2 et la Partie 3. Il fixe certaines hypothèses dont l'influence ne sera pas étudiée, soit parce qu'elles ont déjà été largement discutées dans la littérature soit parce qu'elles n'apportent rien à la méthode. La facilité d'utilisation des outils numériques actuels permet d'effectuer facilement de nombreuses études sur l'influence des paramètres géométriques et de creusement, tout en conservant la méthodologie développée au cours de ce travail.

On se concentre sur un tunnel de section circulaire, bien qu'elle ne soit pas la plus courante dans le creusement par la méthode conventionnelle. En effet, le fond du tunnel doit être plat pour permettre la circulation et on cherche en général à minimiser le volume excavé, ce qui conduit à retenir des sections avec un radier contre-vouté présentant un plus grand rayon de courbure. Cependant la régularité de la section circulaire permet d'éviter un certain nombre d'écueils numériques aux coins et facilite l'interprétation des chemins de contraintes. De plus il est difficile de définir une section standard non circulaire. Il restera à comparer les résultats obtenus pour une section non circulaire pour bien évaluer l'impact de la forme du radier et des piédroits.

Le tunnel caractéristique a un diamètre de dix mètres. Il s'agit du diamètre standard des tunnels destinés au métro du Grand Paris Express ; il permet le passage de deux trains avec la mise en place de l'ensemble des systèmes de sécurité (vis-à-vis de l'incendie et de l'évacuation), ainsi que des dispositifs d'exploitation (supports de voies, alimentation, signalisation, éclairage, ventilation). Un diamètre de six mètres correspond à un tunnel bitube (deux tunnels, un dans chaque sens de circulation, avec un seul train dans chaque tunnel), un diamètre de trois mètres correspond à une importante canalisation d'eaux usées. Une gare souterraine peut avoir un diamètre équivalent de quatorze mètres, dans ce cas la section n'est pas circulaire et le phasage trop complexe pour faire l'objet d'une méthode de dimensionnement telle que celle présentée dans ce mémoire. Néanmoins bon nombre des résultats peuvent être utilisés dans le contexte de l'étude des gares souterraines.

La profondeur de l'axe du tunnel a une importance particulière : c'est elle qui définit le caractère peu profond du tunnel. On considère dans la littérature qu'un tunnel est

superficiel si le rapport couverture sur diamètre est inférieur à 5 (ITA, 2007). On propose ici un critère différent : un tunnel est superficiel si son creusement ou son exploitation produit un tassement significatif en surface. Sur la base de ce critère, la nature du sol a une influence sur le caractère superficiel ou non du tunnel. Dans un sol extrêmement rigide et résistant une excavation même sous faible couverture n'aura pas de conséquence en surface, le tunnel pourrait être considéré comme profond. On retient ici pour la profondeur de l'axe une valeur de 20 mètres, qui correspond à la moyenne du projet Grand Paris Express, dans un contexte géologique de sol meuble. Le tunnel ne doit pas être trop profond pour éviter que la construction des accès soit trop complexe ou trop coûteuse et pour des raisons fonctionnelles d'accessibilité aux voyageurs mais suffisamment pour atteindre des terrains de qualité acceptable et limiter les déplacements en surface. On retient ainsi un rapport couverture sur diamètre égal à 2. On peut estimer que les résultats restent valables pour une couverture égale au diamètre.

La modélisation du procédé d'excavation doit faire l'objet d'une attention particulière puisque c'est à cette étape que se produisent les tassements. On considère une excavation pleine section. L'excavation en section divisée ne se prête pas à l'établissement d'une méthodologie standard et à la définition simple d'un modèle éléments-finis. En outre on privilégie dans la suite des travaux l'utilisation de présoutènements (Lunardi, 2008) pour stabiliser l'excavation à une approche en section divisée. Le choix de la méthode d'excavation est aussi économique, plus le front excavé est grand, plus l'excavation sera rapide. Il sera néanmoins nécessaire d'utiliser des machines à grande capacité d'excavation et la stabilité du front est réduite et pourrait nécessiter l'utilisation de présoutènements. L'arbitrage entre les méthodes d'excavation sort du cadre de ce travail. On souligne néanmoins que le développement d'outils de dimensionnement performants sera une aide précieuse pour l'ingénieur en charge de définir le mode d'excavation. Pour notre modèle caractéristique, on retient une passe d'excavation de deux mètres avant la pose du soutènement. On rencontre de façon plus courante des passes de un demi à un mètre et cette valeur est donc relativement grande ; elle permet de valoriser la contribution de cette distance dans la formation des tassements. L'excavation sur deux mètres est modélisée en un seul bloc cylindrique circulaire de 2 m de longueur et 10 m de diamètre excavé à chaque phase du calcul.

Le soutènement est activé sur toute la section à deux mètres du front de taille. Il est constitué de béton projeté associé à des cintres métalliques. Le dimensionnement du soutènement n'est pas l'objet de l'étude, et on ne modélise pas son fonctionnement et son installation de manière précise. L'ensemble, constitué des cintres et de béton projeté, sera représenté par une raideur homogénéisée. On adopte un soutènement de 30 cm d'épaisseur avec une raideur équivalente de 10 GPa. Une étude de sensibilité permettrait d'étudier l'influence de la raideur du soutènement sur les tassements. De nombreux auteurs ont discuté l'influence du durcissement du béton au cours du creusement sur le résultat par exemple (Schweiger, 2015). On n'introduit pas cette possibilité dans ce modèle caractéristique pour plusieurs raisons. Ce mécanisme n'a pas de conséquence fondamentale sur les résultats que nous présenterons dans la suite : en particulier la forme de la cuvette de tassement n'est pas influencée par la prise en compte d'une raideur progressive. Tout au plus nous surestimons la raideur près du front et la sous-estimons plus loin. Les outils développés ici sont compatibles avec un revêtement dont la raideur progresse avec l'excavation, mais nous nous en tenons donc à la pratique de l'ingénierie, la prise en compte d'une raideur homogénéisée. On ne considérera pas dans le modèle la mise en place du revêtement définitif. Celui-ci est mis en œuvre bien après l'excavation, une fois les tassements en surface établis. Il reprend les efforts de long terme, en particulier les défaillances du soutènement provisoire, et assure l'étanchéité du tunnel. On ne trouve pas dans la littérature et le retour d'expérience d'exemples de tassements significatifs lors de la mise en œuvre du revêtement définitif. Les dispositifs de présoutènements étudiés sont les voûtes parapluies et le boulonnage de front. Ils font l'objet de la Partie 3 de ce mémoire. On ne considère pas l'influence des différents dispositifs d'amélioration de sols tels que le jet grouting ou la congélation de sol.

Par ailleurs, on se limite à l'étude des tassements en champ libre c'est-à-dire sans bâti en surface : la diversité des bâtis, de leurs géométries, des fondations, rend impossible d'en considérer la contribution d'une façon systématique. On préférera donc travailler sur la reproduction des mouvements de sols en champ libre, et donner dans la dernière section de ce travail des éléments sur l'interaction sol-structure et la pertinence de l'approche champ libre pour l'étude de l'impact sur le bâti.

Enfin, la surface du massif est horizontale et la stratigraphie du sol est horizontale homogène. On ne considère ni pendage ni irrégularité géologique. Cette hypothèse est faite pour les mêmes raisons d'approche systématique. La limite inférieure du maillage utilisé pour les calculs par éléments finis est un plan horizontal situé à 35 mètres de profondeur soit 10 mètres sous le point le plus bas de la section. Le sol est supposé en condition drainée, soit parce que le tunnel est creusé au-dessus de la nappe, soit parce que la nappe est rabattue, soit parce que la perméabilité du terrain est élevée. La plupart des résultats peuvent être étendus à des calculs non drainés, mais il conviendra cependant de faire attention aux effets des pressions interstitielles. Dans toute l'étude, le sol a une masse volumique égale à  $2\,000\text{ kg/m}^3$ . Sa valeur précise n'a pas de conséquence qualitative sur les résultats présentés, elle n'a donc pas fait l'objet d'étude paramétrique particulière. La réponse du sol à l'excavation est pilotée par la loi de comportement reliant contraintes et déformations. Elle tient un rôle fondamental dans la prévision des tassements en surface. Différentes lois ont été utilisées, analysées et développées au cours de ce travail, elles font l'objet de la Partie 2 de ce mémoire.

Ces hypothèses dessinent un plan de symétrie vertical dans l'axe de creusement du tunnel. Ce plan nous permet de ne représenter qu'une demi-section de tunnel.

La cuvette attendue à partir des modèles empiriques et du retour de la littérature correspond à un tassement quasi nul à 1,5 fois la profondeur de l'axe du tunnel, soit 30 mètres. On se propose de retenir 50 m dans notre modèle caractéristique. Afin de rester proche des pratiques actuelles de l'ingénierie et puisque l'extension des limites n'a pas de conséquences significatives sur les tassements, on a exclu l'utilisation d'éléments complexes permettant de modéliser des milieux semi-infinis.

### 3.3. Modélisation bidimensionnelle

En modélisation bidimensionnelle, on se place dans le cadre des déformations planes dans le plan transversal à l'axe du tunnel. On pourra trouver dans (Leca, 2000) les raisons pour lesquelles la cuvette de tassement transversale ne peut pas être obtenue par un modèle axisymétrique ou bidimensionnel longitudinal.

Plusieurs méthodes existent pour modéliser les effets tridimensionnels. On retient la méthode de relaxation des contraintes. Elle repose sur les travaux de (Panet, 1995) et sur la méthode convergence-confinement. Elle est largement utilisée en France et à l'international par les ingénieries. L'idée est de rendre compte de la convergence progressive du terrain en avant du front et en arrière du front par une relaxation des contraintes appliquées par la zone excavée sur le terrain restant. La méthode repose sur le choix d'un *taux de déconfinement* noté  $\lambda$  qui permet de tenir compte de la déformation du terrain qui s'est produite avant la mise en place du soutènement. La modélisation s'effectue en deux étapes : la première, sans soutènement, où on applique une force d'excavation égale à la contrainte initiale dans le massif non perturbé multipliée par le taux de déconfinement, la seconde après activation du soutènement où le reste de l'effort est appliqué. Cette méthode présente l'avantage d'être relativement facile à mettre en œuvre (y compris analytiquement) et de respecter l'équilibre statique des forces. Sa popularité tient au fait qu'elle conduit souvent à un dimensionnement du revêtement plus économique que les méthodes traditionnelles, et à son apparente simplicité, puisqu'il suffit d'évaluer un paramètre, le taux de déconfinement, pour obtenir une estimation des tassements une fois la géologie définie.

La méthode « contraction » est complètement différente sur le plan de l'équilibre mécanique. Elle est utilisée principalement pour la prévision des tassements dans le cadre d'un creusement au tunnelier. Elle est recommandée par (PLAXIS, 2015) et est utilisée dans bon nombre d'ingénieries, spécifiquement pour les tunnels urbains. Elle consiste à définir la perte de volume en section due au creusement avant la pose du soutènement comme une donnée d'entrée. Avec un coefficient de Poisson moyen, un sol homogène et un soutènement rigide, on retrouve cette perte de volume en surface à quelques pourcents près. Cette méthode suppose de faire une hypothèse très forte sur une donnée d'entrée

proche du résultat que l'on souhaite calculer. Le comportement en contraintes-déformations du massif a finalement une influence limitée sur le résultat final.

L'influence de la méthode sur le profil de la cuvette de tassement ne semble pas significative selon (Karakus, 2007). En particulier, quelle que soit la méthode utilisée la cuvette de tassement est trop large (Figure 1.3).

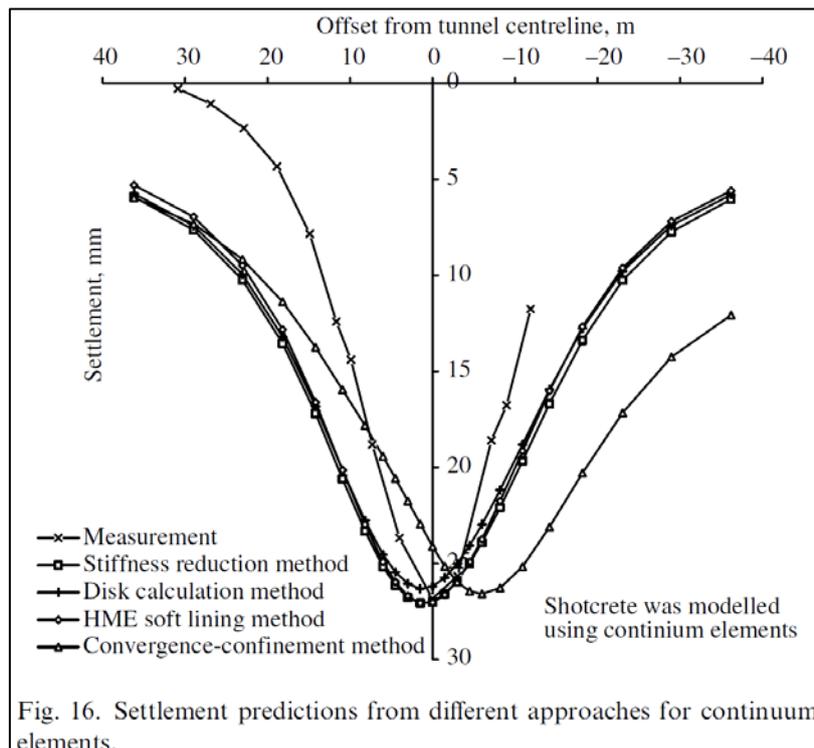


Fig. 16. Settlement predictions from different approaches for continuum elements.

Figure 1.3 Extrait (Karakus, 2007)

### 3.4. Modélisation tridimensionnelle

En modélisation tridimensionnelle, il faut définir l'extension longitudinale du modèle. Cette extension est définie par la somme de deux longueurs. La première est la longueur excavée, multiple du pas d'excavation. La seconde est la longueur entre le front d'excavation et le bord du maillage, qui doit être suffisante pour que le résultat ne soit pas influencé par ces bords. On retient ici un front à 32 m du bord en arrière du front, soit 16 phases d'excavation et à 42 m en avant du front. L'extension longitudinale totale du modèle est égale à 74 m. On vérifiera au chapitre suivant que ces dimensions sont suffisantes.

Le maillage comporte 260 000 nœuds pour environ 190 000 éléments tétraédriques à dix nœuds. On a densifié le maillage au front, à proximité de la section et de la surface (Figure 1.4). Le profil de densité en coupe transversale est illustré en Figure 1.5.

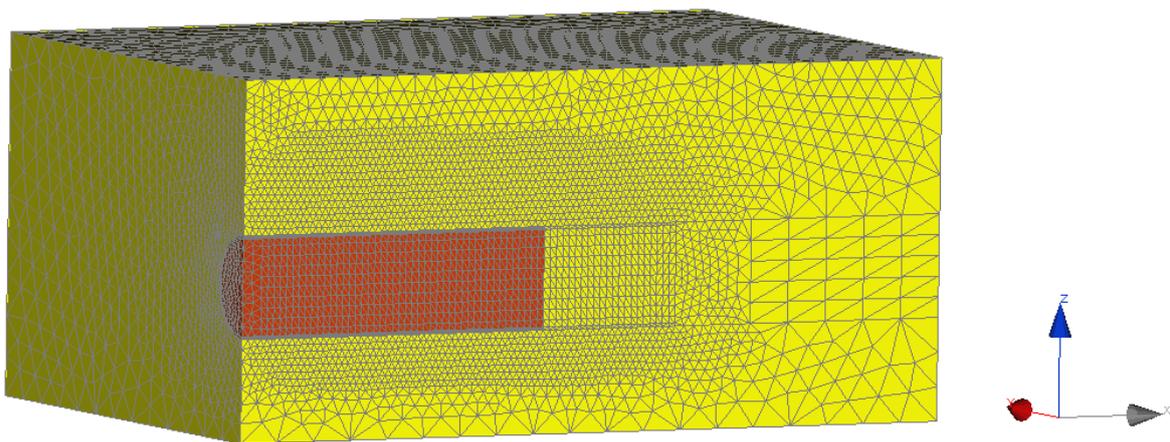


Figure 1.4 Modèle caractéristique tridimensionnel

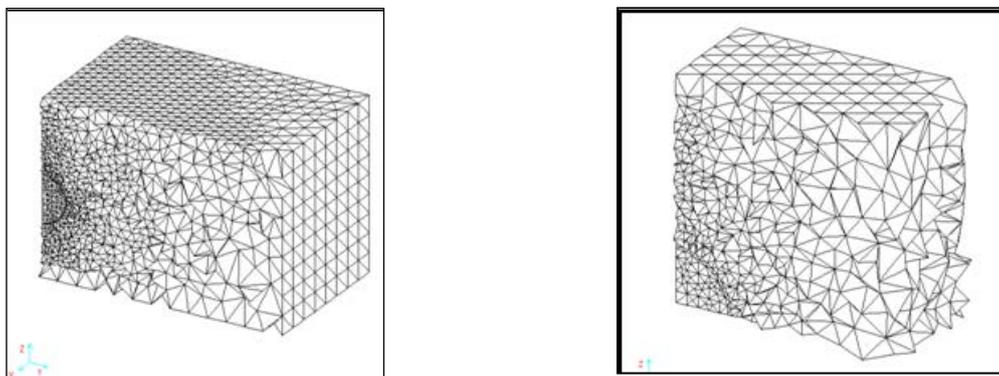


Figure 1.5 Coupe transversale et zoom sur la section du tunnel

L'axe  $X$  est l'axe longitudinal (l'axe de creusement). Le plan  $X = 0$  contient la position finale du front de taille. L'axe  $Y$  est l'axe transversal. Le plan  $Y = 0$  définit le plan de symétrie du modèle. L'axe  $Z$  est vertical et le plan  $Z = 0$  définit la surface du massif.

Les déplacements normaux sont bloqués sur les faces latérales. Les trois composantes du déplacement sont bloquées sur la face inférieure du modèle.

### 3.5. Extraction des déplacements sur un modèle tridimensionnel

En modélisation bidimensionnelle, la cuvette de tassement transversale est tirée directement du résultat du calcul. En modélisation tridimensionnelle, on ne peut pas relever directement le tassement à l'issue de la dernière phase, parce que le résultat risque d'être perturbé par les conditions de bord. Alternativement, on peut utiliser une méthode différentielle qui intègre la contribution au tassement de chaque passe d'excavation. Cette méthode a été proposée par (Möller, et al., 2003) et est reprise dans les travaux de (Mollon, 2010) notamment. Le principe est le suivant : pour établir la cuvette de tassement transversale, en s'affranchissant des conditions limites, on considère un point  $P$  dans le massif de sol, d'abscisse  $x$  dans la direction du creusement et de coordonnées transversales  $(y, z)$ . Le déplacement transversal  $(v, w)$  de ce point dépend de son abscisse  $x$  et de la longueur de tunnel excavée, c'est-à-dire de l'abscisse du front de taille  $L$ . On fait l'hypothèse qu'en régime permanent, le déplacement ne dépend que de  $x^* = x - L$ ,  $y$  et  $z$ , c'est-à-dire que pour  $(y, z)$  fixés, le déplacement dépend uniquement de la distance entre le point d'observation et le front de taille.

Soit la fonction  $S(x^*)$  qui décrit le déplacement vertical au point  $P$  (on peut faire le même raisonnement pour le déplacement horizontal) :

$$w(x, y, z, L) = S(x^*, y, z) = S(x - L, y, z) \quad (1.5)$$

À l'état initial, qui correspond à un point d'observation situé très loin en avant du front de taille,  $x$  et  $x^*$  sont infinis et le déplacement est nul dans le massif :

$$w(\infty, y, z, L) = S(\infty, y, z) = 0 \quad (1.6)$$

Par ailleurs la fonction  $S$  est supposée continue et dérivable.

La valeur du déplacement vertical au point d'abscisse  $x$  pour un front à la position  $L$  s'écrit :

$$S(x^*) = \int_{-\infty}^L \frac{\partial S}{\partial l} dl \quad (1.7)$$

On effectue le changement de variable  $x^* = x - l$  :

$$S(x^*) = - \int_{+\infty}^{x-L} \frac{\partial S}{\partial l} dx^* = \int_{x-L}^{+\infty} \frac{\partial S}{\partial l} dx^* \quad (1.8)$$

Autrement dit, le déplacement vertical peut être obtenu en intégrant sur la distance du point au front à l'infini l'incrément de la fonction  $S$  pour une variation infinitésimale  $\partial l$  de la position du front de taille. Pour un point situé loin en arrière du front ( $x^* \rightarrow -\infty$ ), on obtient :

$$S_{final} = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{\partial S}{\partial l} dx^* \quad (1.9)$$

On discrétise (1.9) à l'aide du modèle éléments finis 3D en assimilant  $\partial l$  à la longueur de la passe d'excavation. On calcule le déplacement différentiel  $\Delta S$  pour une passe d'excavation de longueur  $\Delta L$  en faisant la différence entre deux passes d'excavations successives.

$$S(x^*) = \frac{1}{\Delta L} \sum \Delta S \Delta x^* = \frac{\Delta x^*}{\Delta L} \sum \Delta S \quad (1.10)$$

où la somme porte sur des intervalles de longueur  $\Delta x^*$  dans la direction de l'axe du tunnel. On adopte la valeur  $\Delta x^* = 0,5$  m (distance moyenne entre deux nœuds dans le maillage au front) afin d'obtenir une précision suffisante.

On peut de la même façon déterminer le profil de convergence de la section, et le profil longitudinal de tassement en surface.

La Figure 1.6 présente le déplacement vertical différentiel  $\Delta S$  pour une passe d'excavation, relevé au niveau de la clé de voûte du tunnel, sans soutènement et avec soutènement.

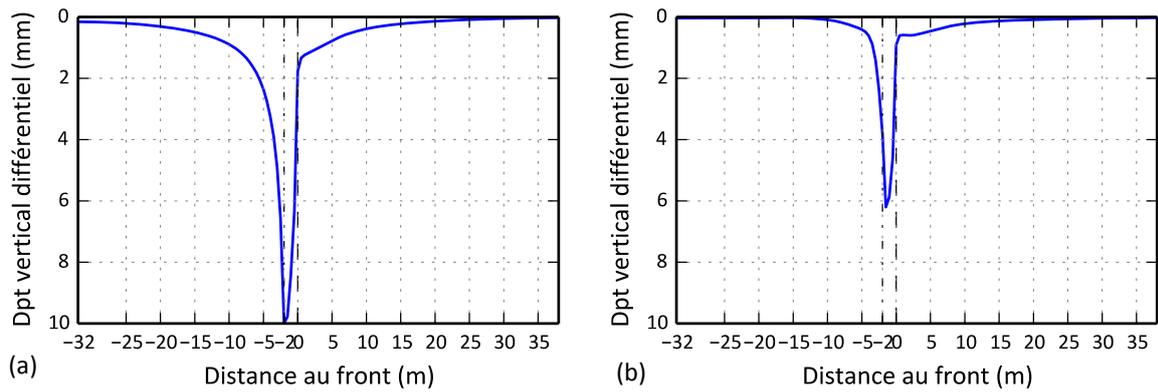


Figure 1.6 Déplacement vertical différentiel  $\Delta S$  pour une passe d'excavation

(a) cas non soutenu (b) cas soutenu

On vérifie que le tassement différentiel est nul aux deux extrémités du modèle, et que le maillage est donc suffisamment long. On met aussi en évidence que le tassement se construit à proximité du front de taille principalement sur la distance excavée.

Ensuite on peut reconstituer le profil de convergence en clé à l'avancée du front en intégrant ce profil. On le superpose ci-après avec l'extraction directe du modèle pour mettre en évidence l'avantage de la méthode (Figure 1.7).

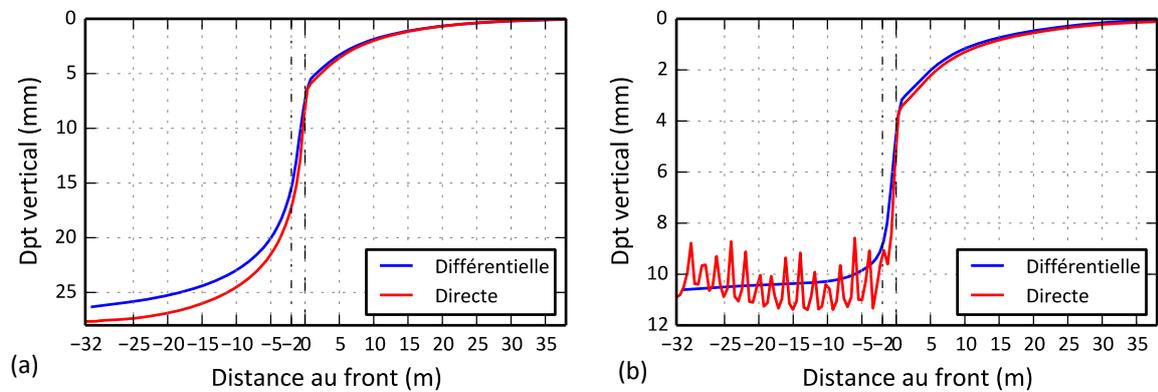


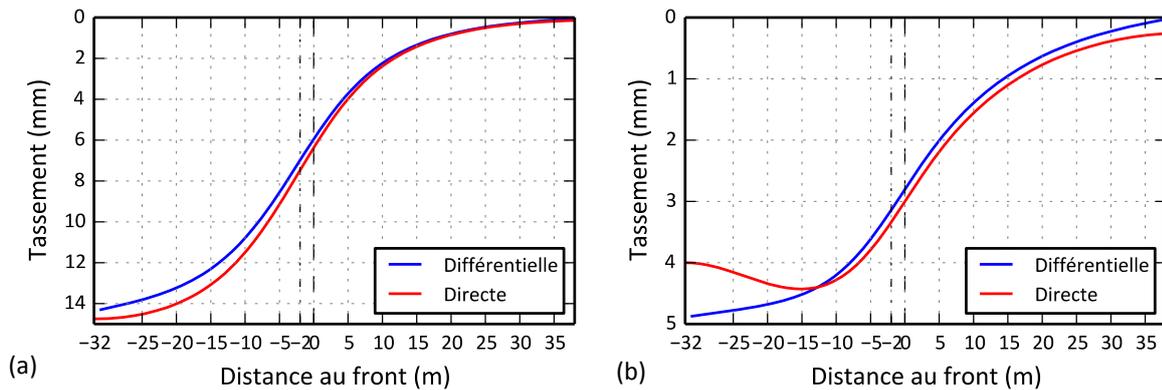
Figure 1.7 Profils longitudinaux de convergence calculés en clé par les deux méthodes.

(a) cas non soutenu (b) cas soutenu

On note la très bonne concordance entre les méthodes en avant du front de taille. En arrière, la méthode permet de corriger les effets de bord. Dans le cas avec soutènement, elle permet d'établir un profil continu et de s'affranchir des effets de crêtes locaux liés à la passe d'excavation. Dans le cas sans soutènement, on s'affranchit par cette méthode du fait que les premières passes d'excavation conduisent à une convergence de section trop importante, et donc à une erreur qu'il est difficile de corriger dans les étapes suivantes. La

convergence à 32 m du front de taille relevée par la méthode différentielle est ici inférieure, à l'inverse du cas avec soutènement.

On utilise la même méthode pour déterminer le profil longitudinal de tassement en surface au droit de l'axe du tunnel ( $Y = 0$ ) (Figure 1.8). La valeur maximale en arrière du front correspond au tassement maximal  $S_{max}$ .



**Figure 1.8 Profils longitudinaux de tassement calculés par les deux approches.**

**(a) cas non soutenu (b) cas soutenu**

Là encore, les avantages de la méthode sont flagrants. Le soulèvement observé à l'arrière du modèle dans le cas soutenu n'apparaît plus, démontrant que ce soulèvement a pour origine les effets de bords.

On détermine également le profil de tassement transversal, en calculant le tassement maximal en surface pour différentes valeurs de  $y$ . La connaissance de ce profil permet alors d'extraire le paramètre  $K$  qui caractérise la largeur de la cuvette de tassement dans le modèle de Peck.

L'utilisation de cette méthode permet également de déterminer la convergence finale de la section dans le plan transversal, et de calculer la cuvette de tassement tridimensionnelle en surface (Figure 1.9).

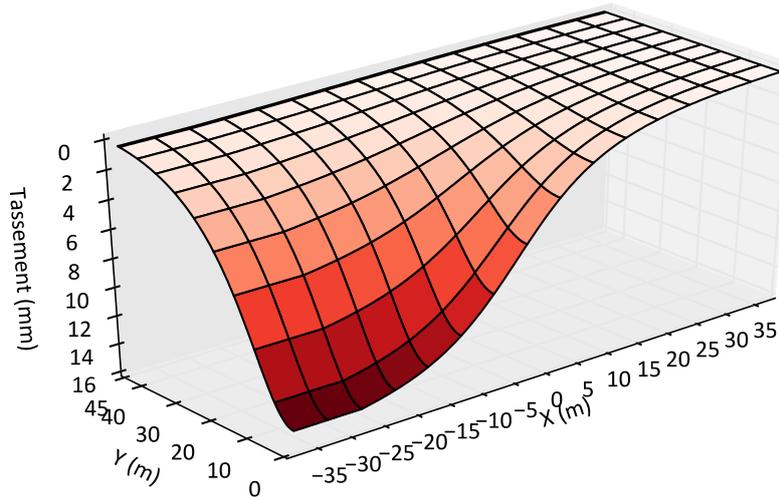


Figure 1.9 Exemple de cuvette de tassement tridimensionnelle calculée par la méthode différentielle

## 4. Importance de l'état de contraintes initial

### 4.1. Définition du coefficient de pression des terres au repos

Avant le creusement du tunnel, l'état des contraintes dans le massif dépend de son poids propre et de son histoire géologique. Les avoisinants éventuels ont également un effet sur les contraintes initiales, mais on n'en tiendra pas compte ici puisqu'on travaille en champ libre. On considère un sol constitué par dépôt et consolidation de couches sédimentaires. On définit le rapport entre la contrainte verticale et la contrainte horizontale par le coefficient de pression des terres au repos, noté  $K_0$ . La détermination de  $K_0$  peut reposer sur des considérations théoriques, des corrélations empiriques, des essais in-situ et en laboratoire et sur l'analyse inverse d'un ouvrage existant. D'une façon générale, l'ingénierie préfère les corrélations empiriques et en particulier la formulation de (Jáky, 1948), basée sur la théorie de stabilité des talus. Elle relie le coefficient de pression des terres au repos à l'angle de frottement interne du sol  $\varphi$  selon une formule très simple :

$$K_0 = 1 - \sin\varphi \quad (1.11)$$

On pourra trouver d'autres formulations empiriques dans (Mestat, 1998). Les essais in-situ ou en laboratoire dédiés à la détermination de  $K_0$  ne sont pas généralisés car ils sont très délicats et coûteux à mener et leur fiabilité est difficile à évaluer. Par exemple (Ngom, 2015) et (Kouretzis, et al., 2015) proposent des dispositifs de mesures et soulignent tous deux la très grande difficulté à les calibrer et à valider leur résultat. L'analyse inverse pour

déterminer le coefficient de pression des terres au repos est utilisée par certains auteurs comme (Janin, 2012) ou (Rott, et al., 2015). Cette approche suppose cependant que l'on soit capable de bien reproduire le comportement du sol, or c'est justement un des points que l'on cherche à discuter. On s'en tiendra donc à l'idée d'une évaluation empirique, par retour d'expérience. Pour les sols sédimentaires du bassin parisien on retient généralement des coefficients compris entre 0,5 et 0,9. C'est dans cette gamme que se situe notre travail.

#### 4.2. Influence

L'état de contraintes initial tient une place extrêmement importante dans la modélisation numérique, qu'elle soit bi- ou tri-dimensionnelle. (Mestat, 1998) traite de l'influence de  $K_0$  dans le calcul des tunnels peu profonds en modélisation bidimensionnelle par relaxation des contraintes. Il montre que, pour un critère de Mohr-Coulomb, la position de l'initiation de la rupture diffère selon  $K_0$  et que la déformée de la section prend la forme d'une ellipse, dont le grand axe est dans la direction où la contrainte est la plus faible et le petit axe dans celle où elle est la plus forte. La Figure 1.10 montre, dans les mêmes conditions, l'influence de  $K_0$  sur la largeur de la cuvette de tassement en surface. Elle montre que l'état de contraintes initial a une influence déterminante sur la largeur de la cuvette de tassement calculée par éléments finis.

Comme on l'a dit en introduction, quel que soit  $K_0$ , la largeur de la cuvette calculée est bien supérieure à la valeur de référence de (O'Reilly & New, 1982). Par ailleurs, ces auteurs indiquent que les sols frottants sont associés à une cuvette plus étroite que les sols cohésifs. Ce résultat est cohérent avec la Figure 1.10, puisque suivant la formule de Jaky,  $K_0$  diminue lorsque  $\varphi$  augmente. On note cependant que les sables denses à frottement élevé ont une valeur de  $K_0$  plus faible que les sables lâches mais, selon Peck, donnent une cuvette plus large que les sables lâches. Le lien entre  $K_0$  et  $K$  n'est donc pas direct, et dépend aussi de la densité du sol.

Les contraintes initiales sont donc essentielles puisqu'elles définissent le chargement et donnent la forme générale de la déformation du massif quelle que soit la loi de comportement utilisée ou la méthode de creusement. (Mestat, 1998) observe qu'elles influent sur la position initiale des déformations plastiques. Elles sont donc également importantes pour le choix de la loi de comportement.

Pour un tunnel urbain peu profond, les contraintes dans le massif présentent deux particularités : elles sont croissantes avec la profondeur et anisotropes. La contrainte déviatorique initiale est donc non nulle. Dans le cas d'une loi de comportement avancée, le comportement dépend de l'état de contraintes et la prise en compte de cet état initial est essentielle. Dans la suite de l'étude, on se concentre sur les cas où  $K_0$  est inférieur à 1, avec une valeur typique de 0,7.

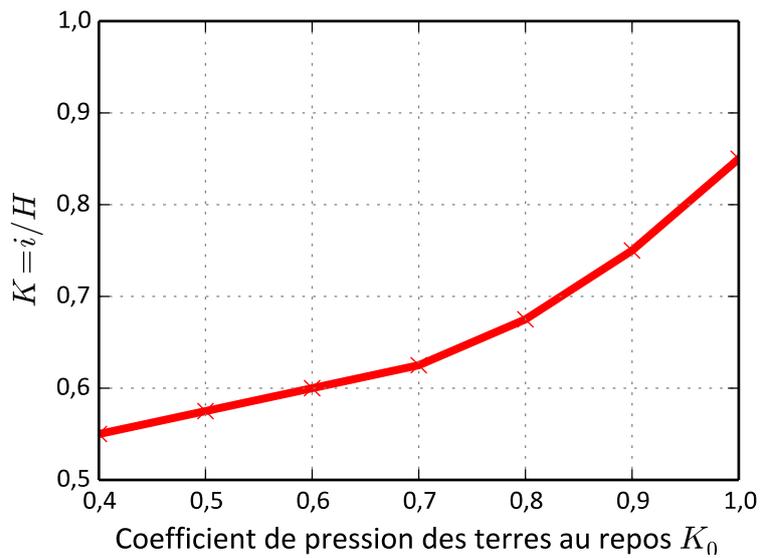


Figure 1.10 Influence de  $K_0$  sur la largeur de la cuvette de tassement

## 5. Étude comparée de l'évolution des contraintes en modélisation bidimensionnelle et tridimensionnelle

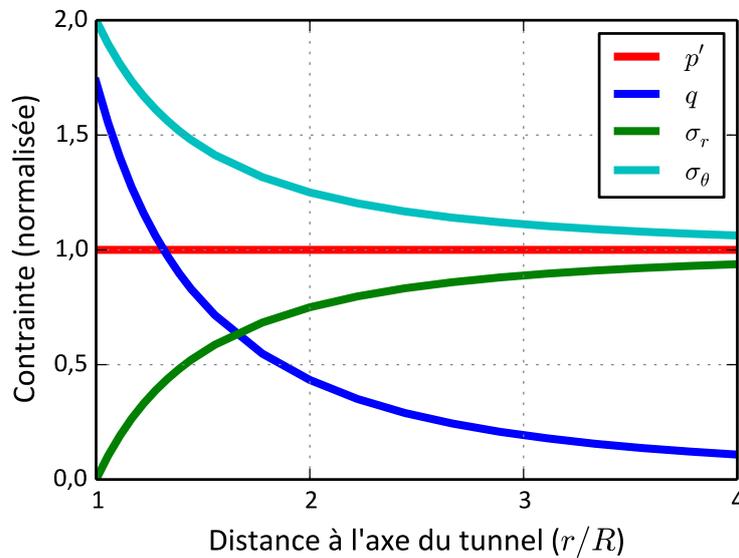
Nous proposons de partir de l'ouvrage pour construire une loi de comportement qui permette de reproduire le profil de tassement empirique. Chaque ouvrage géotechnique sollicite le terrain de manière différente. On explore ici les spécificités des sollicitations induites par l'excavation des tunnels urbains. On met en évidence les différences entre les approches bidimensionnelle et tridimensionnelle.

Une fois précisés les chemins de contraintes dans le massif, on pourra construire une loi de comportement adaptée. On s'appuie sur le modèle caractéristique décrit précédemment. On part du cas le plus simple, bidimensionnel sous contraintes isotropes et non soutenu pour aller vers le cas le plus compliqué, tridimensionnel, avec des contraintes initiales anisotropes et soutenu, afin de mettre en évidence l'influence de chaque aspect de la modélisation. On reste volontairement dans le domaine élastique, en supposant que les chemins de contraintes reflètent la redistribution des efforts dus à l'excavation et ne dépendent pas du comportement du sol au premier ordre (à part éventuellement au voisinage immédiat de l'excavation). On examinera lors de l'étude des lois de comportement la pertinence de cette hypothèse.

### 5.1. Le cas de référence

Dans un premier temps, on considère, en déformations planes, un tunnel profond non soutenu dans un milieu élastique linéaire isotrope, avec un état de contraintes isotropes. La contrainte moyenne est égale à la contrainte de compression dans toutes les directions et la contrainte déviatorique initiale est nulle. Ce cas correspond au cadre dans lequel (Panet, 1995) se place pour le développement de la méthode convergence-confinement. Il peut être résolu analytiquement ou numériquement. Le champ de contraintes pour un taux de déconfinement de 100 % est décrit par la Figure 1.11. La contrainte moyenne effective  $p'$  est constante dans le massif et égale à sa valeur initiale. La contrainte déviatorique  $q$  augmente à mesure que l'on se rapproche de l'excavation, elle vaut environ la moitié de la contrainte moyenne initiale à une distance d'un rayon de la paroi du tunnel. La contrainte radiale  $\sigma_r$ ,

diminue jusqu'à s'annuler au bord. La contrainte orthoradiale  $\sigma_\theta$  augmente lorsque l'on s'approche de la paroi : cette redistribution porte le nom d'effet de voûte.



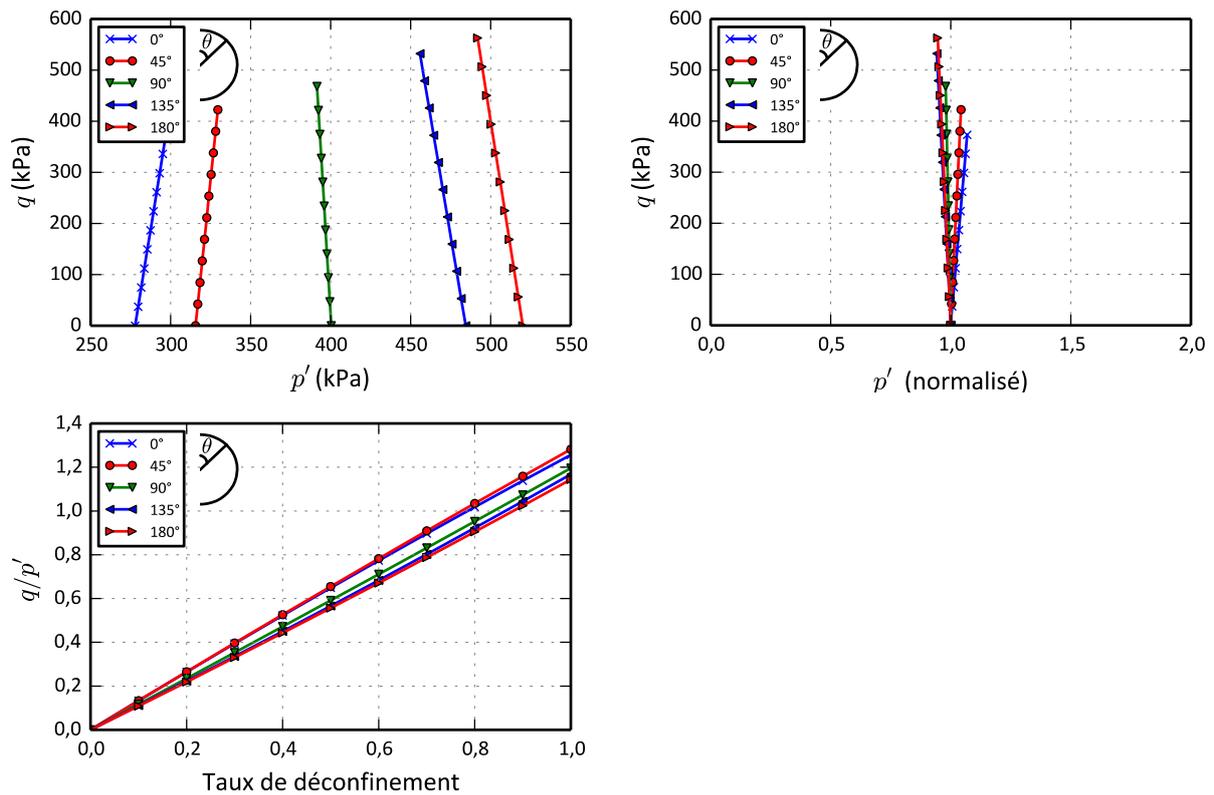
**Figure 1.11 Contraintes normalisées par la contrainte moyenne effective initiale dans le massif autour du tunnel : cas isotrope profond**

Dans cette situation, le chargement est uniquement de nature déviatorique, et une loi de comportement prenant en compte l'influence de la variation de la contrainte moyenne ne modifierait pas la réponse : en revanche, une loi prenant en compte l'influence de la contrainte déviatorique sur la raideur modifierait les résultats des simulations.

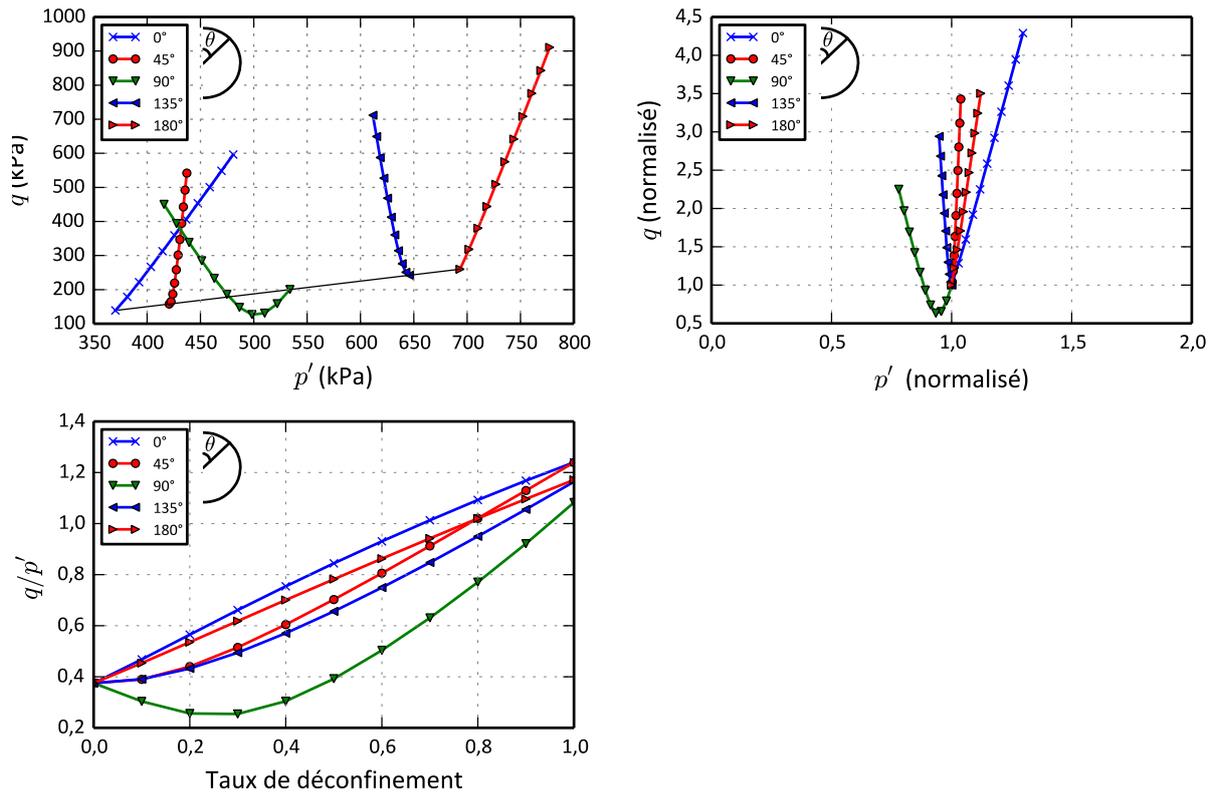
## 5.2. Le tunnel non soutenu

### 5.2.1. Modélisation bidimensionnelle

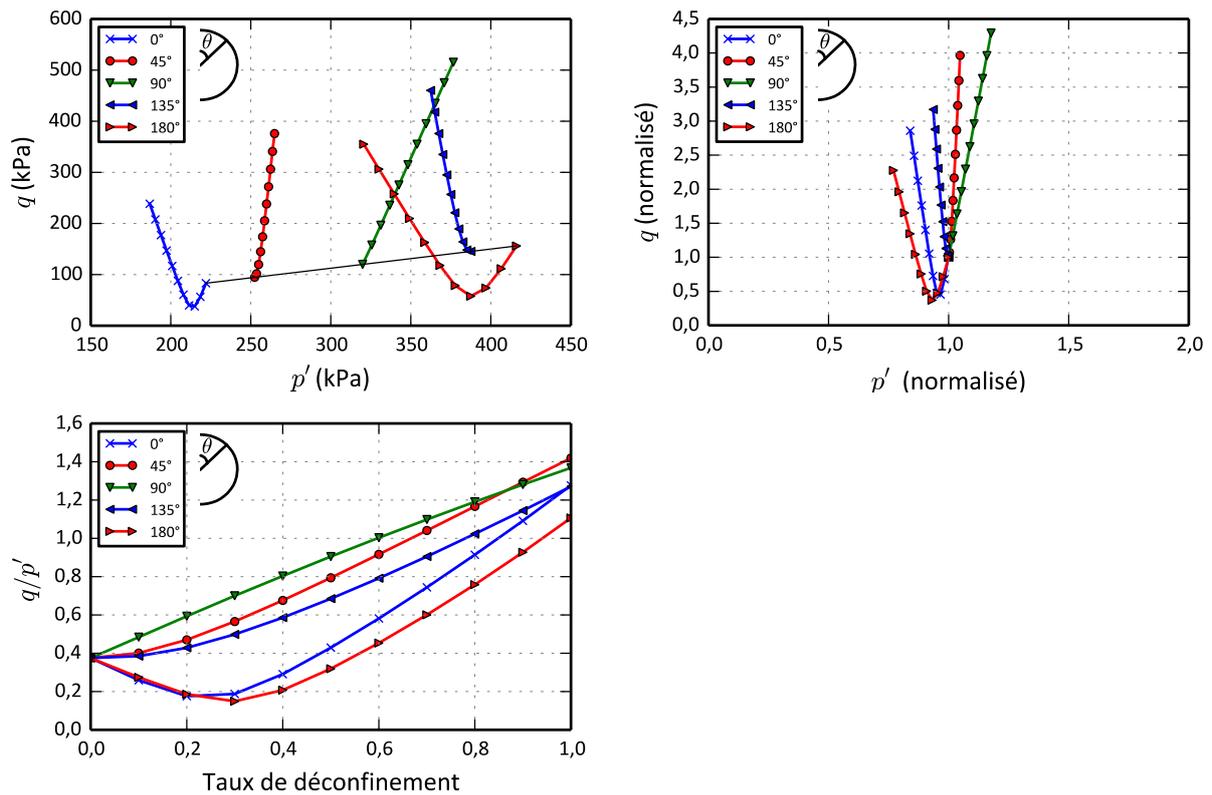
On examine désormais le tunnel caractéristique défini plus haut, en considérant trois valeurs différentes du coefficient de pression des terres au repos  $K_0$  : 1 ; 1,5 et 0,7. On présente dans les Figures 1.12, 1.13 et 1.14 pour les trois valeurs de  $K_0$ , l'évolution des invariants de contraintes  $p'$  et  $q$  à un mètre de la section, là où le champ de contrainte est le plus perturbé. Le chargement d'excavation est divisé en 10 incréments, jusqu'à annuler la contrainte radiale à la paroi du tunnel. Pour les trois cas, on représente le chemin de contraintes dans le plan  $(p', q)$ , puis dans le plan  $(p', q)$  en normalisant par la valeur initiale (à l'exception de  $q$  dans le cas  $K_0 = 1,0$ ). Enfin on examine l'évolution du rapport  $q/p'$  en fonction du taux de déconfinement.

Figure 1.12 Cas  $K_0 = 1,0$ 

On considère d'abord le cas  $K_0 = 1,0$  (Figure 1.12). La contrainte moyenne initiale est croissante avec la profondeur sur la section de 280 kPa à 520 kPa (contrairement au cas précédent). Elle reste cependant quasi-constante lors du creusement, comprise entre 95 % et 105% de sa valeur initiale d'après le diagramme normalisé en  $p'$  : les zones sous l'axe du tunnel voient leur contrainte moyenne diminuer légèrement et celle au-dessus augmenter légèrement. Le gradient vertical initial explique cette différence. En voûte par exemple, la contrainte orthoradiale finale est la somme de l'orthoradiale initiale et de la contrainte radiale en rein, la contrainte moyenne est donc supérieure à l'initiale. En radier, la contrainte radiale initiale est supérieure à la contrainte radiale en rein, donc la contrainte moyenne finale est inférieure à sa valeur initiale. La contrainte déviatorique augmente par le même mécanisme que dans le calcul de référence. Le rapport  $q/p'$  est quasi constant autour de la section pour chaque étape du déconfinement, à l'instar du cas de référence.

Figure 1.13 Cas  $K_0 = 1,5$ 

Dans le cas où  $K_0 = 1,5$  (Figure 1.13), on retrouve à l'état initial l'influence de la profondeur à laquelle s'ajoute la contrainte horizontale supérieure de 50 % à la contrainte verticale. La contrainte déviatorique initiale est non nulle et croissante avec la profondeur. Sur l'évolution de la contrainte moyenne, la pente en clé et en radier est donc accentuée par rapport au cas  $K_0 = 1$ . La variation de contrainte moyenne reste cependant très limitée par rapport à la contrainte déviatorique (au maximum +25% contre +300%). On remarque qu'en rein la contrainte déviatorique décroît jusqu'à atteindre 60% de sa valeur initiale puis croît. En effet, il y a une inversion de l'orientation des contraintes principales en rein. Comme  $q$ , le rapport  $q/p'$  est croissant au cours du chargement sur toute la section, sauf dans le secteur du rein où il décroît pour un taux de déconfinement  $\lambda$  inférieur à 30 %, puis revient à sa valeur initiale pour  $\lambda = 50$  %; il se rapproche ensuite des valeurs obtenue dans le reste de la section pour les plus grandes valeurs de déconfinement. Alors que l'évolution des invariants de contraintes avec le taux de déconfinement est linéaire dans le cas  $K_0 = 1$ , elle est ici fortement non linéaire.

Figure 1.14 Cas  $K_0 = 0,7$ 

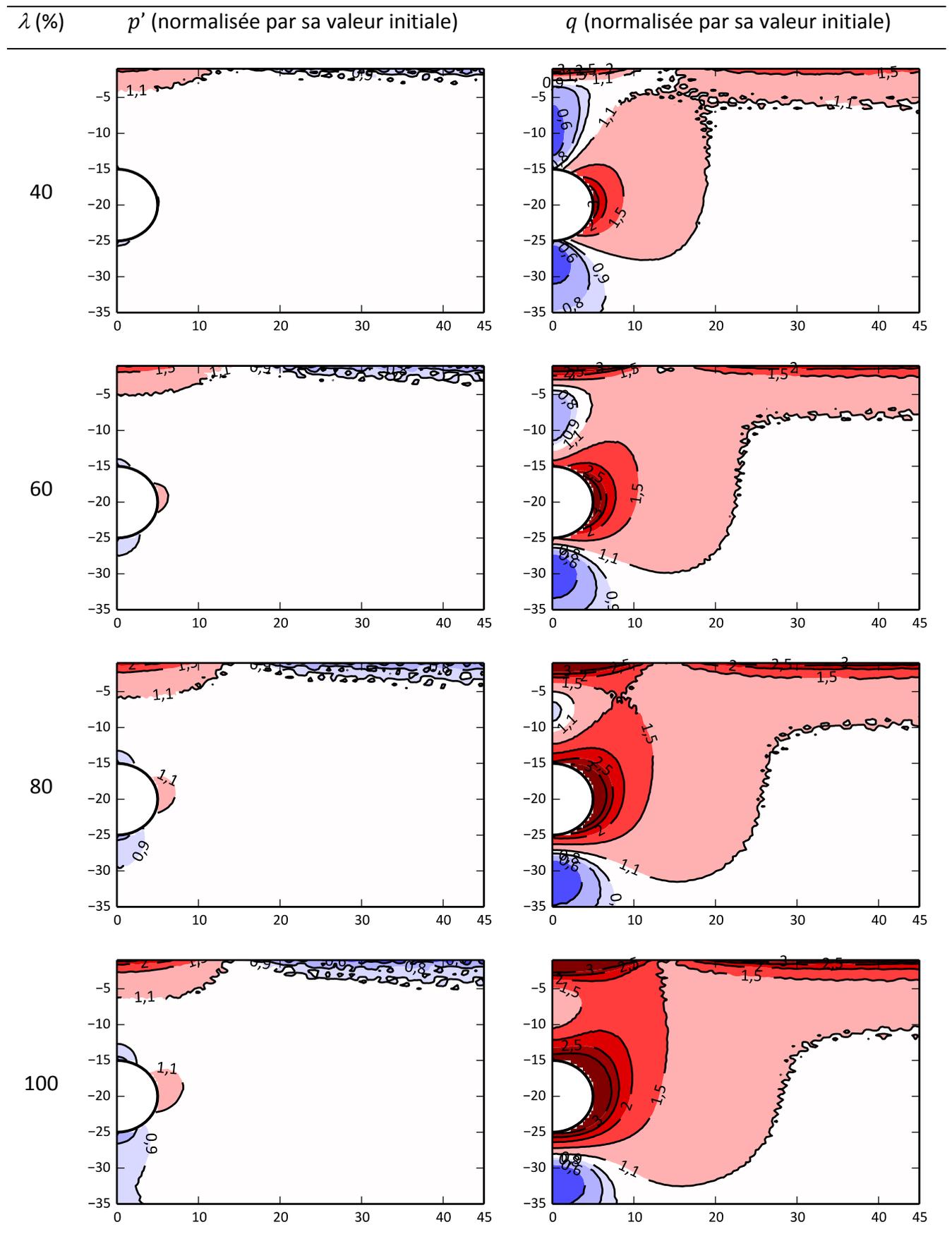
Dans le cas où  $K_0 = 0,7$  (Figure 1.14), on retrouve les phénomènes du cas  $K_0 = 1,5$  mais les constats en rein se font en clé et radier : la contrainte déviatorique décroît puis croît en clé et en radier. La contrainte moyenne présente à nouveau des variations nettement plus faibles que la contrainte déviatorique. Là aussi l'évolution des invariants est fortement non linéaire.

On présente dans le Tableau 1.1 les isovaleurs de  $p'$  et  $q$  normalisées par leurs valeurs initiales pour le cas où  $K_0 = 0,7$  et à quatre niveaux de relaxation des contraintes : 40 % ; 60 % ; 80 % et 100 %. Ce tableau nous permet d'étendre à l'ensemble du massif les observations faites à un mètre de la paroi de l'excavation. On a laissé en blanc les zones où l'invariant est compris entre 0,9 et 1,1. On considère que la variation est trop faible pour être significative sur le comportement mécanique du sol. Ce choix permet également de visualiser le fait qu'en champ lointain, la contrainte est peu affectée. Un dégradé de rouge définit les valeurs supérieures à 1,1. Les frontières sont fixées à 1,5 ; 2 et 2,5. Un dégradé de bleu définit les valeurs inférieures à 0,9. Les frontières sont fixées à 0,8 et 0,6.

Les résultats visualisés sur les diagrammes précédents autour de la section se retrouvent dans le massif :

- d'une façon générale, la contrainte moyenne est peu affectée par l'excavation ;
- en clé et en radier se développe une zone où la contrainte déviatorique est inférieure à sa valeur initiale. En rein, et formant une oreille vers la surface, se développe une zone où la contrainte déviatorique est croissante jusqu'à atteindre plus de trois fois sa valeur initiale autour de la section.

Tableau 1.1 Isovaleurs des invariants de contraintes 2D - tunnel non soutenu



### 5.2.2. Modélisation tridimensionnelle

Dans la configuration non soutenue, le profil de tassement transversal normalisé est identique pour les modélisations bidimensionnelle et tridimensionnelle (Figure 1.15). On a retenu un coefficient de Poisson égal à 0,2 et un module de Young égal à 100 MPa.

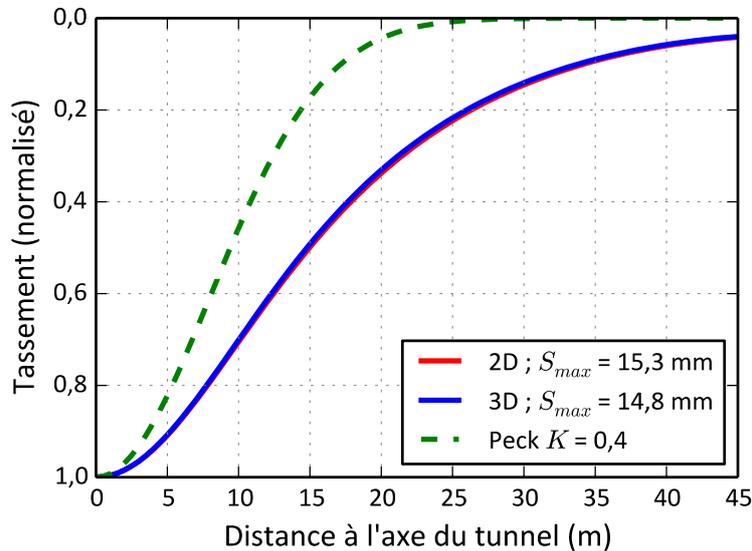
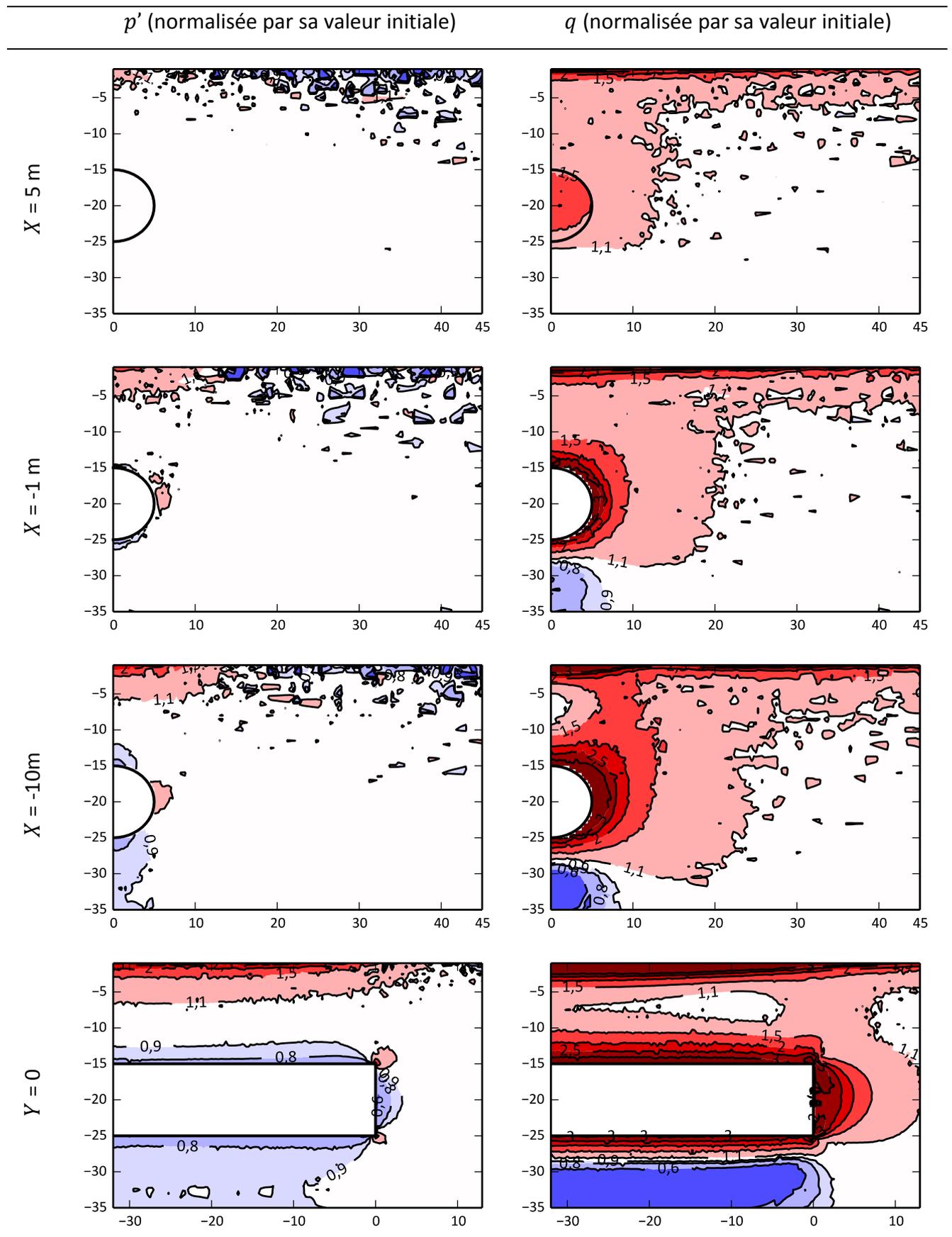


Figure 1.15 Profil de tassement transversal 2D et 3D – tunnel non soutenu

On illustre dans le Tableau 1.2 l'évolution des invariants de contraintes dans le massif selon le même code que dans le Tableau 1.3. La contrainte moyenne à proximité de la paroi de l'excavation reste quasi-constante en 3D comme en 2D. Le chargement est essentiellement déviatorique. En particulier le chargement déviatorique se manifeste en avant du front de taille sur la zone du front mais aussi jusqu'à la surface. En arrière du front de taille on retrouve la zone sous le radier du modèle 2D où la contrainte déviatorique est inférieure à sa valeur initiale.

Tableau 1.2 Isovaleurs des invariants de contraintes 3D – tunnel non soutenu



Afin de comparer les chemins de contraintes en 2D et 3D, on relève les contraintes le long d'un axe longitudinal du modèle tridimensionnel. Par analogie avec la méthode convergence-confinement, on associe à chaque point de la courbe un taux de déconfinement, calculé comme le rapport entre le déplacement radial en ce point et sa valeur finale (loin en arrière du front) (Figure 1.16). Selon cette analogie et dans notre situation, on a environ 12 % de déconfinement à 5 m en avant du front, 40 % à un mètre en arrière du front et 88 % à 10 m en arrière du front.

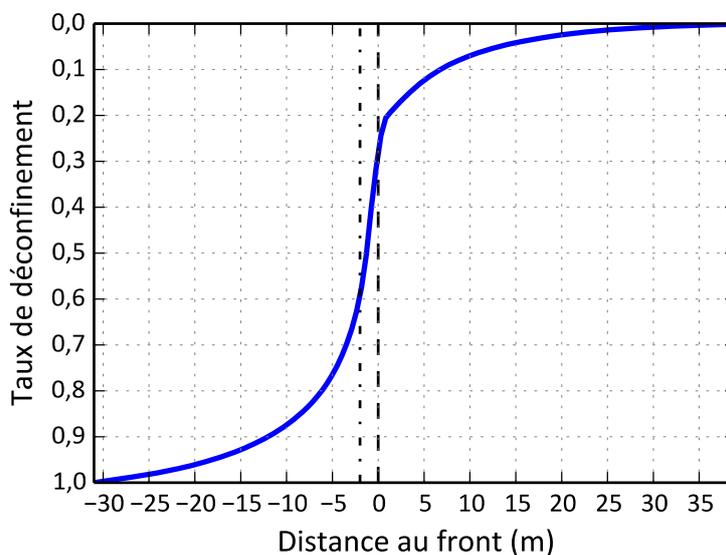
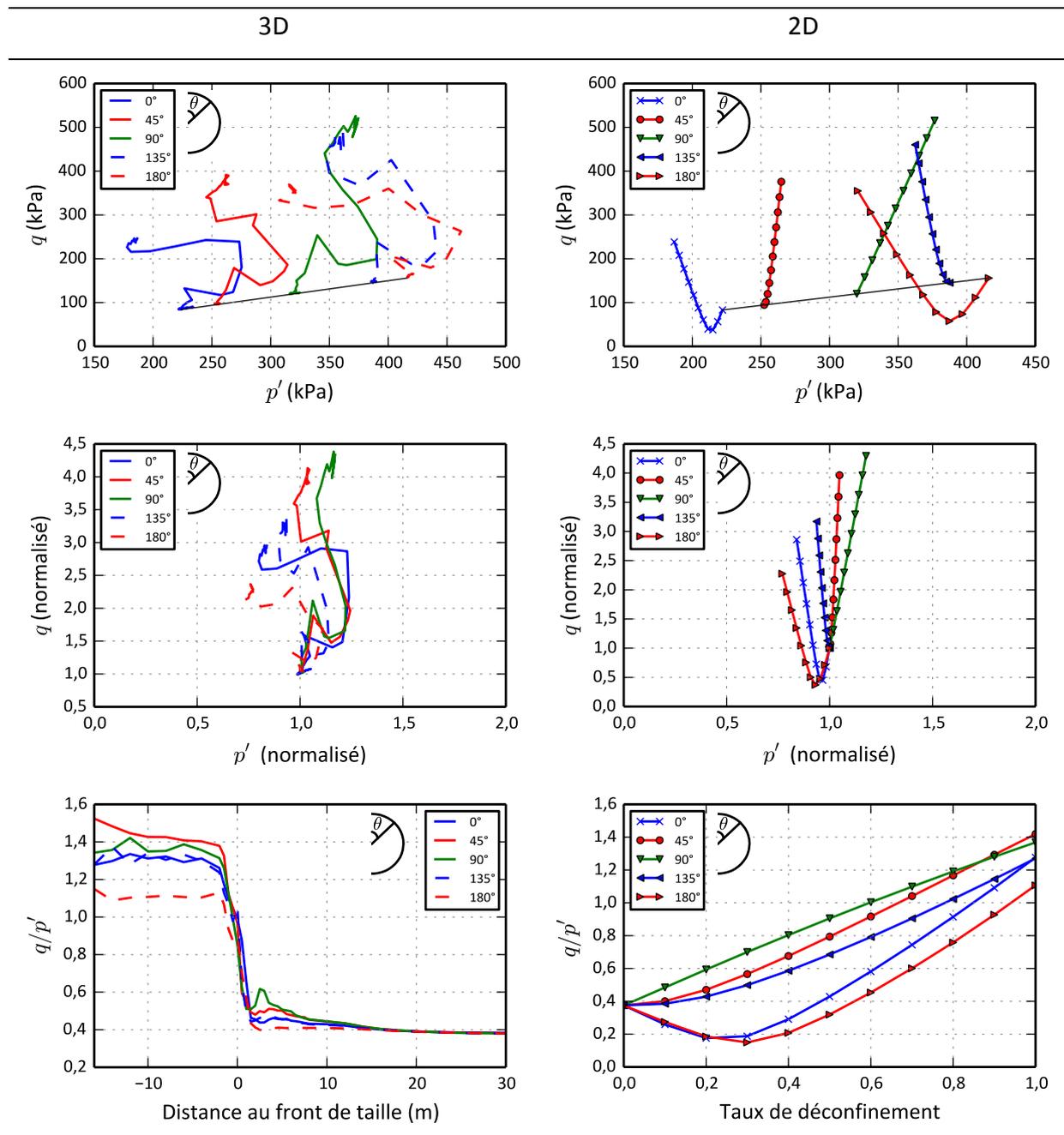


Figure 1.16 Taux de déconfinement en fonction de la distance au front calculé sur la convergence en clé

On représente ensuite l'évolution des contraintes dans les mêmes axes que précédemment en 3D et 2D pour le seul cas où  $K_0$  est égal à 0,7 (Tableau 1.3).

Tableau 1.3 Chemin de contraintes 3D et 2D – tunnel non soutenu



Les variations des contraintes calculées avec les deux approches ne sont pas comparables. L'utilisation du taux de déconfinement en 2D ne permet de reproduire que partiellement les chemins de contraintes du calcul 3D. En 3D, la contrainte moyenne augmente juste après le front, puis diminue en arrière du front. Cependant, les variations de la contrainte moyenne restent relativement faibles par rapport à celle de la contrainte déviatorique comme sur le modèle 2D. Pour la contrainte déviatorique, la différence entre la modélisation considérée

est significative : dans le calcul 3D, il n'y a pas d'inversion de l'ordre des contraintes principales. La contrainte déviatorique est croissante au cours du creusement, sur toute la section en particulier en clé en avant du front.

La superposition des chemins 2D et 3D pour la demi-section supérieure ( $0^\circ$  ;  $45^\circ$  et  $90^\circ$ ) permet de préciser l'analyse (Figure 1.17). Le point de départ est bien le même, tout comme le point d'arrivée qui est l'équilibre final des contraintes loin du front de taille. Cependant le chemin pour y parvenir est très différent selon la modélisation choisie.

Si on utilise une loi de comportement non-linéaire, avec des modules élastiques dépendant des invariants du tenseur des contraintes, le tassement maximal calculé sera différent avec une modélisation bidimensionnelle ou tridimensionnelle. Dès lors la justification de la modélisation bidimensionnelle pour tenir compte des effets tridimensionnels est fragilisée.

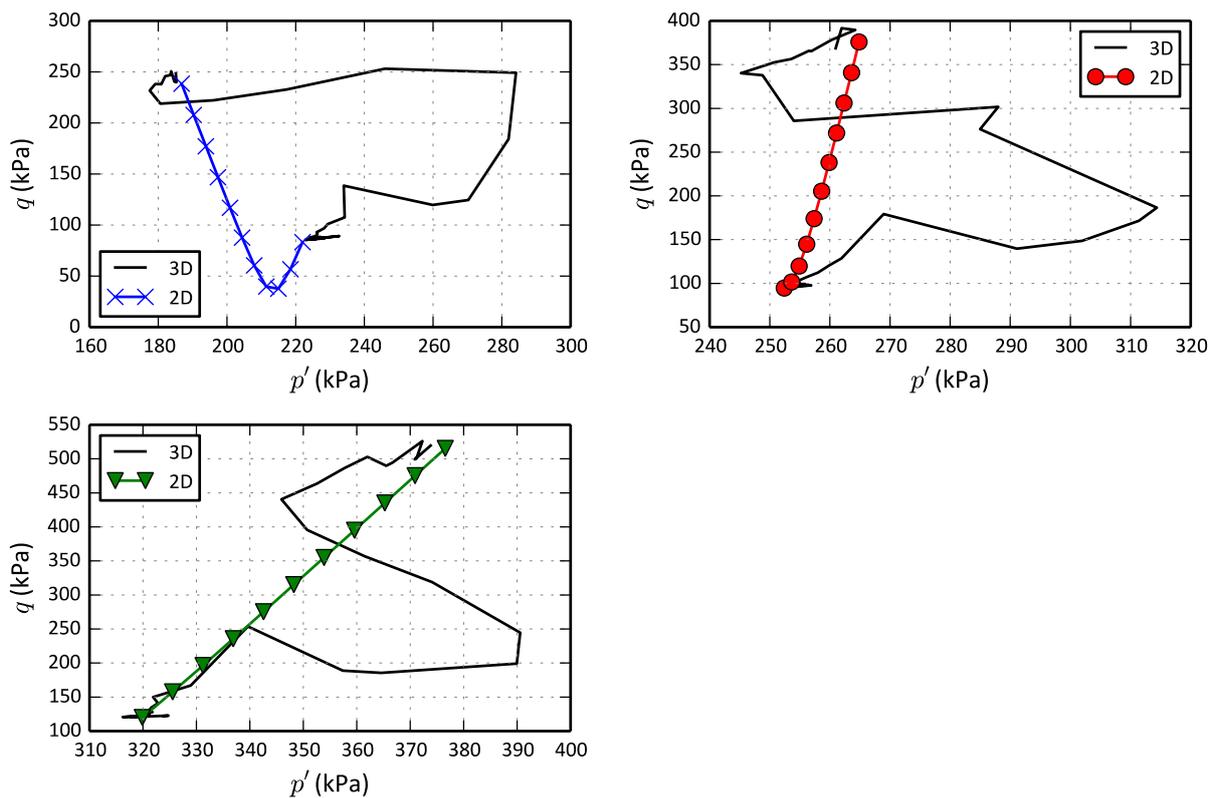


Figure 1.17 Chemin de contraintes 2D et 3D en bord de section selon l'angle à la clé (a)  $0^\circ$  (b)  $45^\circ$  (c)  $90^\circ$

### 5.3. Influence du soutènement

#### 5.3.1. Calage du taux de déconfinement

Les considérations qui précèdent prennent plus de relief si on étudie le cas du tunnel soutenu. En condition bidimensionnelle, il faut déterminer le taux de déconfinement à la mise en œuvre du soutènement. On détermine ce taux par calage sur le modèle tridimensionnel, par exemple en choisissant pour le taux de déconfinement la valeur pour laquelle le tassement maximal obtenu en 2D est égal à celui du calcul tridimensionnel. On obtient ici un taux de déconfinement à la pose du soutènement égal à 30 %. Le calage du taux de déconfinement par un modèle 3D sur le tassement ou d'autres grandeurs de déplacement est une pratique courante dans l'ingénierie ((Janin, 2012) par exemple).

Il est intéressant de comparer ce taux de déconfinement obtenu par calage 2D/3D au taux issus des travaux présentés dans (Panet, 1995). Des formulations ont été établies sur la base de modèles numériques axisymétriques pour déterminer le taux de déconfinement à la pose du soutènement (1.12). Ces corrélations ont été établies sur la convergence de la section.

$$\lambda = \alpha_0 + (1 - \alpha_0) \left[ 1 - \left( \frac{mR}{mR + d} \right)^2 \right] \quad (1.12)$$

(Panet, 1995) recommande  $\alpha_0 = 0,25$  (taux de déconfinement au front de taille) et  $m = 0,75$  et dans notre situation la distance de pose du soutènement est  $d = 2$  m et le rayon du tunnel  $R = 5$  m Le taux de déconfinement calculé est alors de 68 %, plus de deux fois supérieurs au calage 2D/3D. Évidemment, nos hypothèses sont bien différentes de celles de (Panet, 1995) et l'écart entre le taux de déconfinement le met bien en évidence.

L'effet du soutènement sur la largeur du profil de tassement est opposé selon la modélisation considérée. La comparaison de la Figure 1.17 et de la Figure 1.18 montre que dans la modélisation bidimensionnelle, le soutènement augmente la largeur de la cuvette de tassement alors qu'en modélisation tridimensionnelle il la rétrécit. Ce résultat plaide en faveur d'une modélisation tridimensionnelle. L'écart est ici suffisamment important pour être souligné (+50 % sur la position du point d'inflexion).

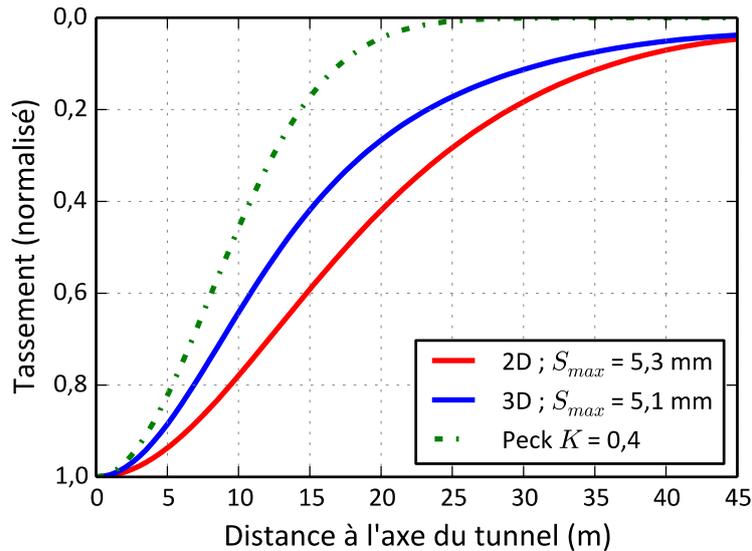


Figure 1.18 Profil de tassement 2D et 3D avec soutènement

Néanmoins, on ne peut pas affirmer que ce résultat peut être généralisé à d'autres configurations de sols ou d'autres distances de poses du soutènement. En outre, la cuvette de tassement est toujours plus large que celle de Peck.

Le soutènement apporte un confinement au massif de sol, il assure la stabilité de l'excavation et participe grandement à la maîtrise du tassement. Par rapport au cas sans soutènement, le tassement final est ici divisé par trois. Les chemins de contraintes sont tout à fait différents entre les deux modes de modélisations.

### 5.3.2. Modélisation bidimensionnelle

En modélisation bidimensionnelle, l'évolution des contraintes dans le massif est bloquée par le soutènement (Figure 1.19 et Figure 1.20). La contrainte moyenne est faiblement impactée par la mise en place du soutènement et reste à une valeur proche de sa valeur initiale. La contrainte déviatorique est également stabilisée par le soutènement. En particulier, dans la zone au-dessus du tunnel, le massif de sol ne voit pas d'augmentation de sa contrainte déviatorique lors de la modélisation du creusement.

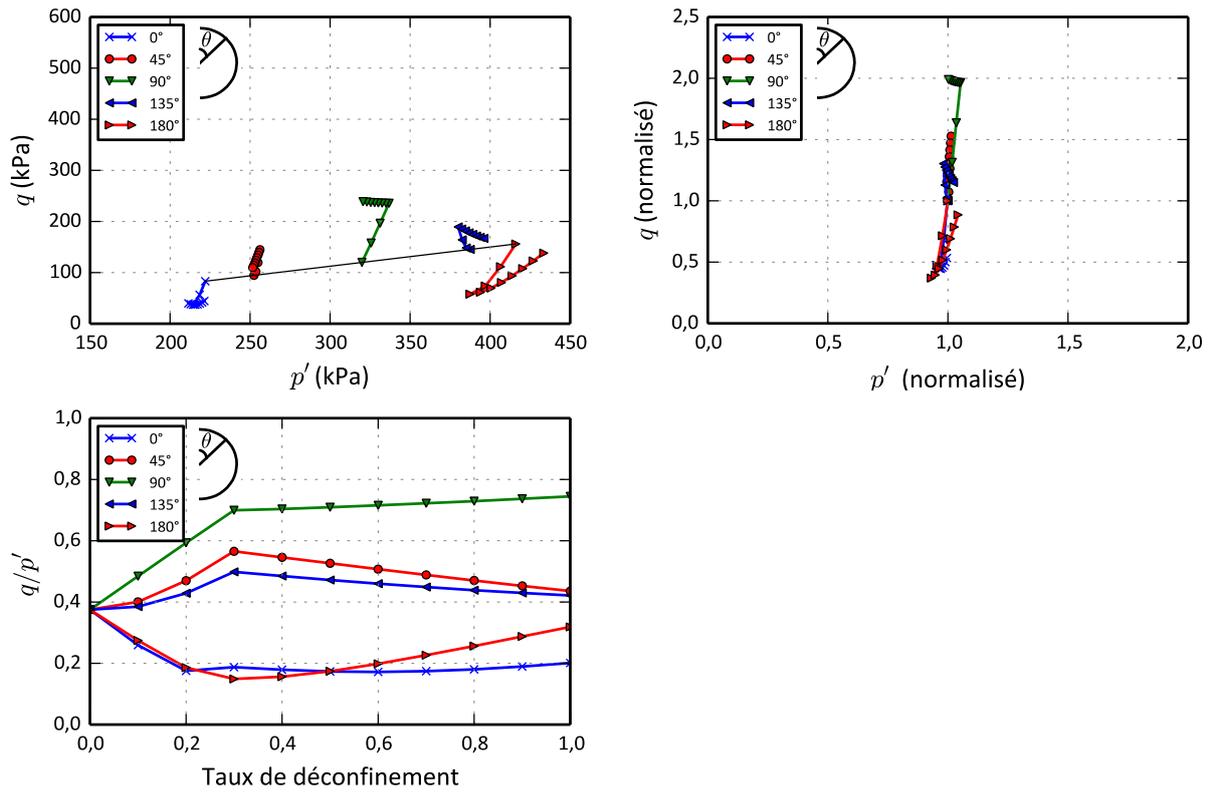


Figure 1.19 Chemins de contraintes 2D – tunnel soutenu

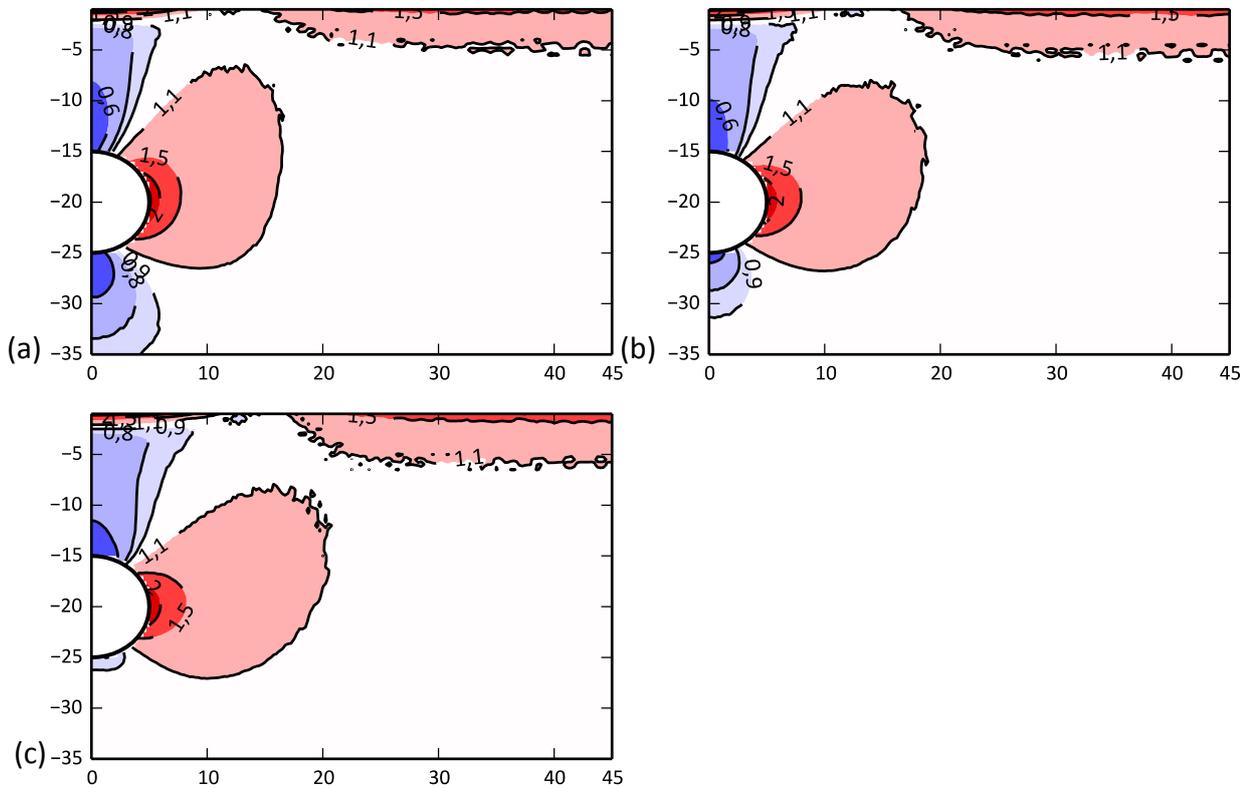


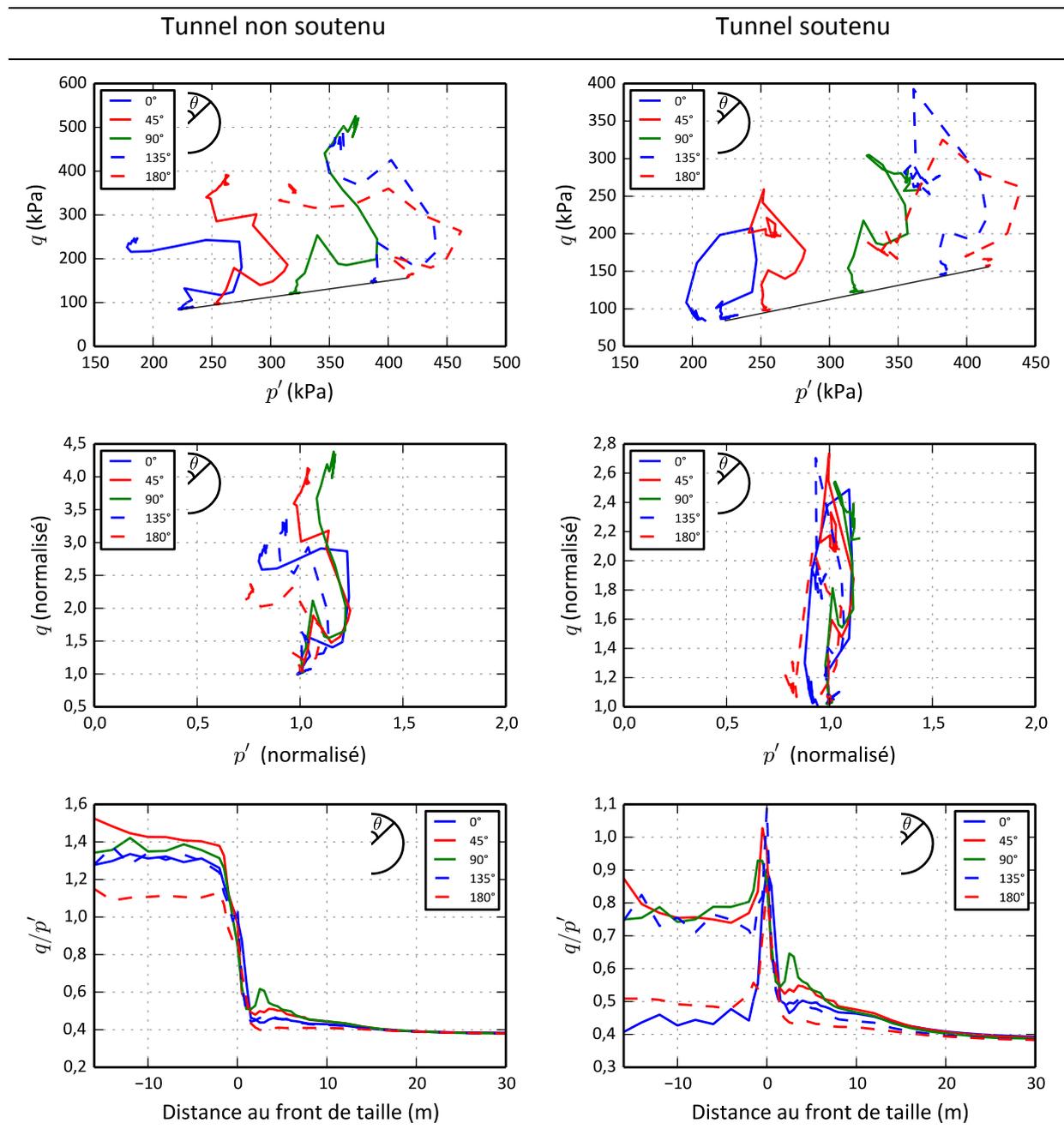
Figure 1.20 Isovaleurs de la contrainte déviatorique normalisée pour différents taux de déconfinement  $\lambda$

(a) 30 % (b) 70 % (c) 100 %

### 5.3.3. *Modélisation tridimensionnelle*

En modélisation tridimensionnelle, on distingue l'apport du soutènement dans la zone non supportée, et dans la zone supportée (Tableau 1.4). La contrainte moyenne dans l'ensemble du massif reste très largement proche de sa valeur initiale. Dans la zone non supportée, le soutènement limite la progression de la contrainte déviatorique, il a un effet stabilisateur. Là où la contrainte déviatorique pouvait atteindre quatre fois sa valeur initiale sans soutènement, la progression se limite à 2,6 fois sa valeur initiale avec le soutènement. Plus le soutènement est proche du front de taille plus cet effet est prononcé. Au niveau de la zone soutenue, le soutènement entraîne une augmentation de la contrainte radiale et une réduction du déviateur des contraintes en clé et en radier et une stabilisation de la contrainte déviatorique en rein. Loin du front de taille la contrainte se rapproche de la valeur initiale, on retrouve l'effet stabilisateur du soutènement pour le massif de sol.

Tableau 1.4 Chemins de contraintes 3D - Tunnel non soutenu et tunnel soutenu



La Figure 1.21 montre les invariants normalisés dans le modèle avec soutènement. La comparaison avec le Tableau 1.2 montre la différence entre les déviateurs calculés en clé et en rein en arrière du front de taille selon que l'on se place dans le cas soutenu ou non soutenu.

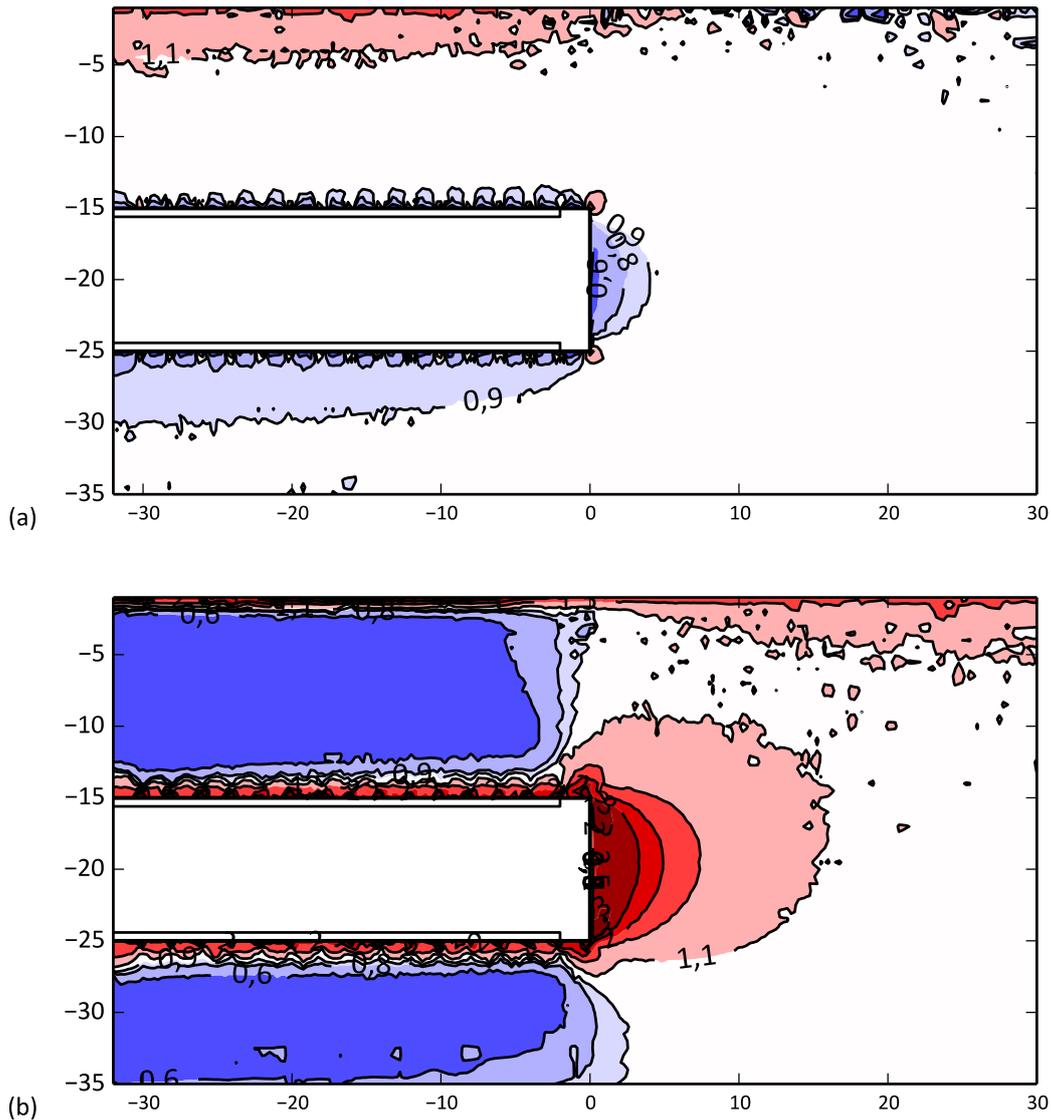


Figure 1.21 Isovaleurs des invariants de contraintes pour  $Y = 0$

(a)  $p'$  (normalisée par sa valeur initiale) (b)  $q$  (normalisée par sa valeur initiale)

La modélisation tridimensionnelle permet l'étude du front de taille, de sa stabilité et de sa convergence. Dans notre modèle, sans système de soutènement au front, la contrainte orthogonale au front s'annule et les contraintes dans le plan du front augmentent. Il en résulte une réorganisation des contraintes avec maintien de la contrainte moyenne et augmentation de la contrainte déviatorique. On représente sur la Figure 1.22 les invariants de contraintes  $p'$  et  $q$  normalisés par leur valeur initiale respective à l'axe du tunnel, en fonction de la distance au front de taille dans le cas sans et avec soutènement. La contrainte déviatorique augmente d'environ 200 % (cette variation est proche de celle obtenue en rein). La contrainte moyenne diminue d'environ 40% très près du front.

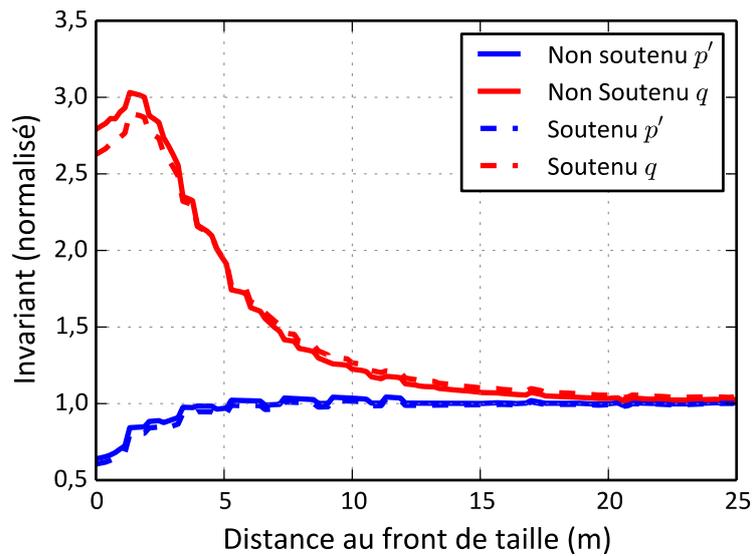


Figure 1.22 Chemin de contraintes au front

Le soutènement permet aux charges transversales de se reporter sur celui-ci donc la contrainte moyenne et la contrainte déviatorique sont plus faibles mais cet effet est très limité. L'influence de l'excavation sur les contraintes n'est significatif qu'à environ dix mètres du front soit un diamètre dans notre cas.

La perte de contrainte moyenne au front équilibre l'augmentation générale de la contrainte moyenne autour de l'excavation en section transversale.

#### 5.4. Différences et conséquences

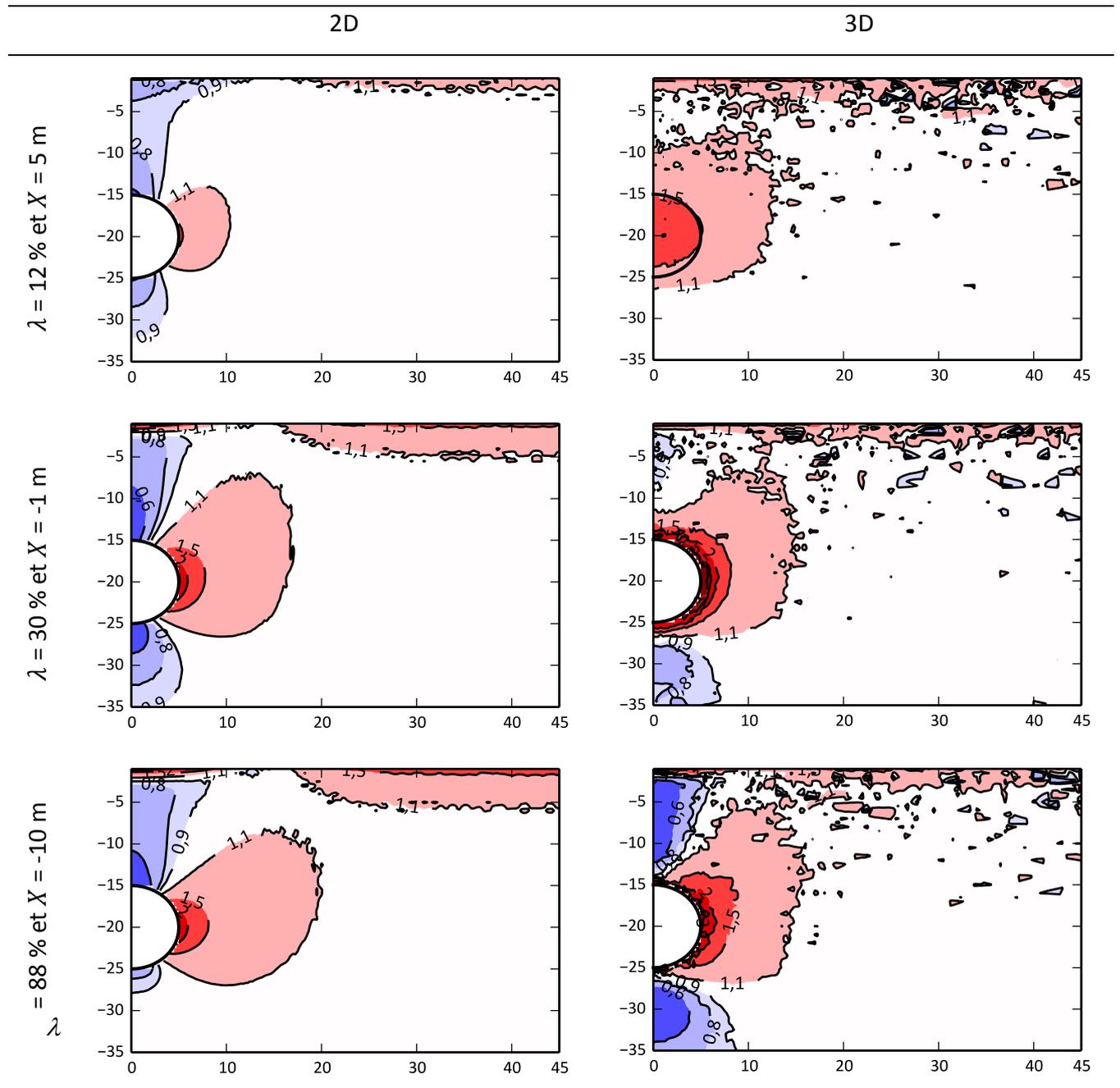
On compare l'état de contrainte déviatorique de la modélisation bidimensionnelle et tridimensionnelle en avant du front, à la pose du soutènement et en arrière du front de taille (Tableau 1.5). En avant du front et jusqu'à la pose du soutènement, le profil est très différent entre les modélisations : la contrainte déviatorique est largement inférieure à sa valeur initiale en radier et en clé dans la modélisation bidimensionnelle, mais elle est supérieure à sa valeur initiale en clé dans la modélisation tridimensionnelle. On a vu lors de l'étude du profil de tassement différentiel que c'est sur cette zone qu'ont lieu les convergences à l'origine des tassements.

Finalement le profil des invariants de contraintes 3D en arrière du soutènement et 2D à la fin de la modélisation sont assez proches dans le massif mais pas à proximité de la section.

Les différences dans le chemin de contraintes justifient la difficulté de caler le taux de déconfinement a priori lors de l'utilisation de lois de comportement avancés. Ce n'est cependant pas impossible : (Janin, 2012) parvient, par une approximation des moindres carrés sur plusieurs paramètres du sol et de modélisation, à établir une corrélation des déplacements entre les deux modèles. Cependant, la corrélation des contraintes n'est pas aussi convaincante et l'évaluation du taux de déconfinement est à faire à chaque nouvelle situation. Dès lors, elle perd grandement de son intérêt puisqu'un modèle tridimensionnel est nécessaire pour réaliser un modèle bidimensionnel.

De plus si l'on souhaite exploiter l'état de contraintes, ou analyser les zones où se développent les déformations plastiques en vue de mettre en place un renforcement à partir d'un modèle bidimensionnel, on n'identifiera pas les mêmes zones selon la modélisation choisie même si les déplacements coïncident. Il est d'ailleurs remarquable que les champs de déplacement coïncident aussi bien entre les modélisations une fois le taux de déconfinement calé alors que les chemins de contraintes sont nettement différents.

**Tableau 1.5 Évolution des isovaleurs de la contrainte déviatorique normalisée selon la modélisation**



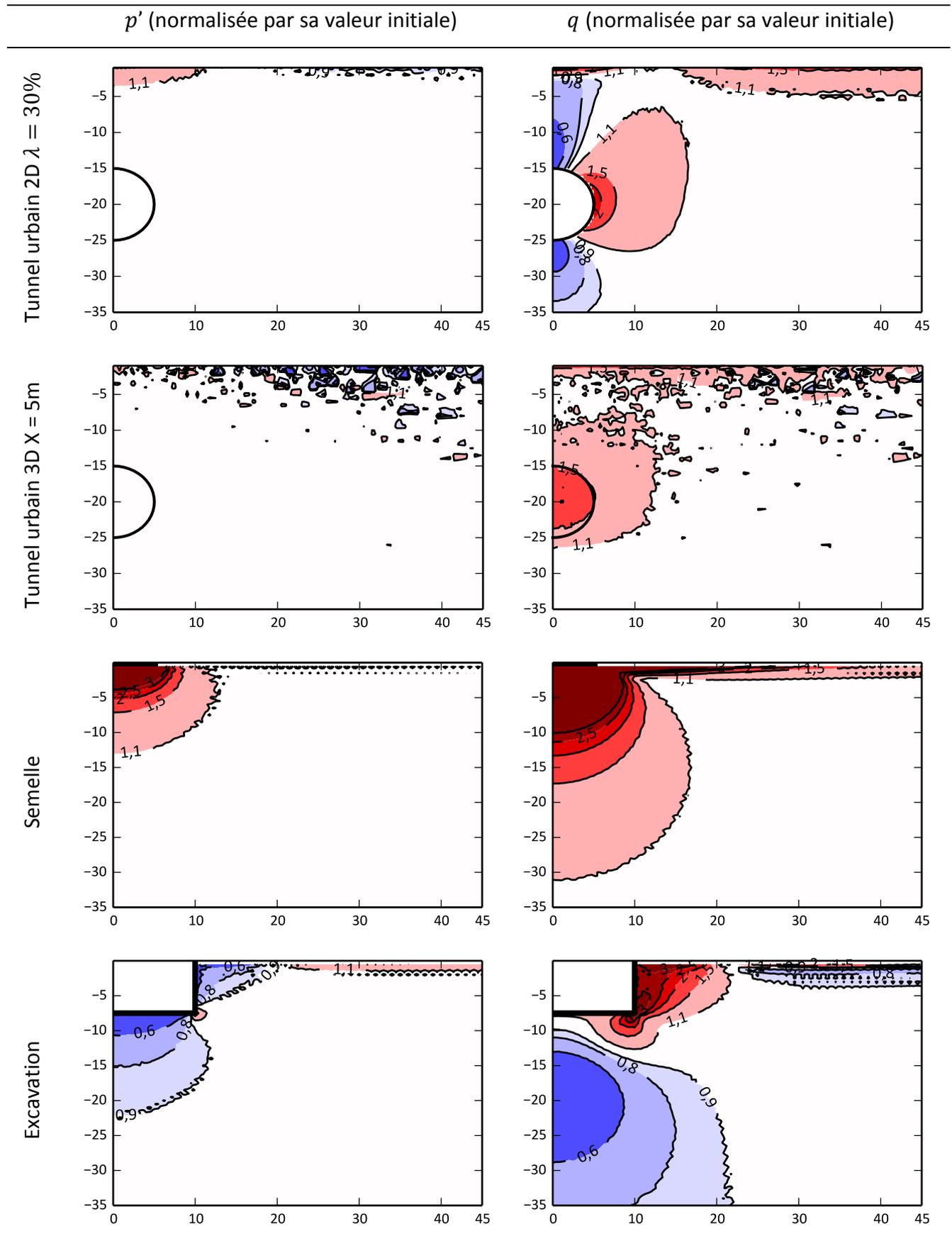
On a donc mis en évidence deux obstacles à l'utilisation de la modélisation bidimensionnelle : le calage du taux de déconfinement et la non ressemblance des états de contraintes. Le calage du taux peut être effectué à partir d'un modèle 3D ou d'un retour d'expérience sur une grandeur en déplacement spécifique. Il est cependant extrêmement dépendant des conditions du modèle, et ne peut donc être reconduit d'une situation à l'autre. La différence dans les chemins de contraintes, en plus de complexifier la recherche du taux de déconfinement dans le cas d'utilisation d'une loi qui n'est pas purement élastique linéaire, conduit à des profils de contraintes dans le massif après modélisation 2D qui ne reflètent pas les chemins de contraintes du sol que seules les modélisations 3D peuvent obtenir. On retient une contrainte moyenne quasi égale à sa valeur initiale dans le massif et en 3D une contrainte déviatorique élevée au niveau des zones non soutenues, le front de taille et la distance non supportée en arrière du front. Ce sont sur ces zones que se concentrent les déformations, l'origine des tassements. La modélisation tridimensionnelle est donc à privilégier autant que possible tant la modélisation bidimensionnelle semble hasardeuse surtout si l'on recourt à des modèles dont le comportement élastique n'est pas linéaire, où les modules dépendent de l'état de contraintes qui est mal évalué dans ce dernier cas.

## 6. Autres ouvrages géotechniques

On propose ci-après une comparaison rapide des chemins de contraintes dans la modélisation des tunnels urbains avec deux autres types d'ouvrages géotechniques : une fondation superficielle et l'excavation d'une tranchée ou d'un puits. Une semelle filante ou une tranchée peuvent être modélisé en déformations planes, une semelle circulaire ou un puits via une modélisation axisymétrique.

On compare, dans le Tableau 1.6, les invariants de contraintes entre les différents ouvrages : la modélisation bidimensionnelle de tunnel urbain à la mise en place du soutènement, la modélisation tridimensionnelle de tunnel urbain juste en avant du front de taille, une semelle après chargement et une excavation de tranchée en déformation plane. On traite le problème de façon volontairement qualitative, la valeur des augmentations de contraintes n'a pas à être comparée entre les ouvrages. On a déjà vu les différences et les points communs entre les deux modélisations de tunnel : la contrainte moyenne varie peu et le chargement/déchargement est principalement déviatorique. Pour la semelle de fondation, le chargement est à la fois en contrainte moyenne et en contrainte déviatorique ; pour l'excavation, on a une diminution importante de la contrainte moyenne en fond de puits, et un chargement déviatorique marqué en paroi. Ces différences très importantes nous conduisent à penser qu'il est difficile de modéliser le sol avec une même loi de comportement pour ces trois ouvrages. La spécificité de l'ouvrage doit être considérée lors de la construction de la loi de comportement.

Tableau 1.6 Invariants de contraintes - Tunnels et ouvrages géotechniques



## 7. Synthèse

Dans cette première partie, on a discuté différentes spécificités des tunnels urbains. En premier, la référence pour l'évaluation des tassements est un modèle empirique dont la robustesse fait consensus dans la profession. Les différentes étapes du creusement d'un tunnel urbain par la méthode conventionnelle peuvent également être modélisées par éléments finis. Malgré ses qualités, cette méthode est mise en défaut pour reproduire les profils de tassements de référence. Le creusement est souvent modélisé en deux dimensions via une méthode de relaxation progressive des contraintes. En modélisation tridimensionnelle, la prise en compte des effets de bords appelle un traitement particulier du résultat. On a souligné l'importance de l'état de contraintes initial dans le calcul numérique pour la forme de la cuvette de tassements et la définition d'une loi de comportement. Enfin, l'étude des chemins de contraintes en 2D et 3D a permis de mettre en avant la nature du chargement causé par l'excavation sur le massif : essentiellement déviatorique. En outre, cette étude remet en question la pertinence de l'approche en 2D par relâchement des contraintes et souligne la nécessité de recourir au calcul 3D au-delà de la considération géométrique sur la tridimensionnalité du problème. La comparaison des évolutions des contraintes avec d'autres ouvrages géotechniques, semelle et tranchée, souligne la nécessité d'un traitement de la loi de comportement du sol différencié, adapté, pour le tunnel urbain. Cette loi spécifique associée à la modélisation tridimensionnelle devrait permettre de réconcilier la modélisation empirique et numérique.

## PARTIE 2 : LOIS DE COMPORTEMENT

*« La simplicité ne consiste pas tant à négliger ce qui est complexe qu'à clarifier ce qui importe. »*

*G. Murcutt, Pritzker Prize 2002*

## 1. Introduction

La loi de comportement utilisée dans une simulation numérique géotechnique qui vise à évaluer les déplacements dans le massif de sol et dans les structures a, de manière évidente, une influence majeure sur le résultat et sur la confiance qu'on peut lui accorder. Des modèles linéaires aux lois de comportements les plus avancées, de nombreuses formulations ont été proposées pour différents types de structures (fondations, remblais, ...) et/ou de sols (sables, argiles, roches...). On a vu que les différents ouvrages géotechniques ne sollicitent pas le sol de la même façon. Les sollicitations peuvent être diverses, bien qu'elles restent souvent simples à décrire pour chaque situation (compression simple du massif, cisaillement pur...). Notre point de vue consiste à considérer que le modèle de sol ne devrait pas être choisi indépendamment de la structure géotechnique pour laquelle il va être utilisé, et qu'il est préférable de considérer pour le sol une loi adaptée aux spécificités de l'étude.

Dans cette partie, on fait dans un premier temps une discussion critique de la loi de comportement la plus courante utilisée par les ingénieries de travaux souterrains pour des situations diverses: le *Hardening Soil Model*. Cette discussion et les considérations de la première partie sur la spécificité des tunnels urbains permettent ensuite de développer un modèle de comportement efficace pour notre problématique, la prévision du tassement maximal et différentiel lors du creusement de tunnels urbains. Cette nouvelle loi comporte notamment une formulation originale de l'influence de la contrainte déviatorique sur la raideur du sol et une proposition pour prendre en compte son anisotropie.

## 2. Le Hardening Soil Model

### 2.1. Historique et construction

Le *Hardening Soil Model* (HSM) a été introduit par (Schanz, et al., 1999). Il a été intégré dans PLAXIS (PLAXIS, 2015) depuis plus de dix ans et s'est diffusé dans d'autres suites logicielles. Le logiciel de calcul aux éléments finis suisse ZSOIL, par exemple, intègre le modèle HSM (Obrzud, 2010). FLAC3D (ITASCA, 2016) le propose depuis 2015, avec quelques adaptations, sous le nom de *Plastic Hardening Model*. Une version du modèle centrée sur le mécanisme déviatorique a été implantée dans CESAR-LCPCv6. L'Annexe B du *Material Models Manual* de PLAXIS met en avant la complémentarité des mécanismes qui doivent permettre au modèle de traiter une large gamme de matériaux (graviers, sables, limons et argiles surconsolidées) et de situations géotechniques (fondations, excavations, tunnels, remblais, barrages...). La variante la plus importante est le *Hardening Soil Model with small-strain stiffness* (HSsmall) introduit par (Benz, 2007) qui intègre un traitement spécifique pour les très petites déformations.

PLAXIS, ZSOIL et FLAC recommandent explicitement l'utilisation du modèle HSM pour la modélisation de creusement de tunnels. Concernant la prévision des tassements, on trouve dans la littérature de nombreuses utilisations de ce modèle dans le cadre d'analyses inverses (Janin, et al., 2015) ou (Möller & Vermeer, 2008). Il est aujourd'hui fréquemment utilisé par les bureaux d'études pour la conception d'ouvrages souterrains en site urbain. C'est la raison pour laquelle nous lui portons une attention particulière dans cette section. On retient le logiciel PLAXIS2D 2015 pour illustrer notre réflexion.

Le HSM est un modèle de comportement élastoplastique isotrope, avec une élasticité non-linéaire et deux mécanismes de plasticité indépendants avec écrouissage. Les surfaces de charge sont illustrées sur la Figure 2.1. Il propose une synthèse de différents modèles développés dans la seconde moitié du 20e siècle, notamment le modèle de (Duncan & Chang, 1970) et le modèle Cam-Clay (Potts & Zdravkovic, 2001). On reprend ci-après la liste des mécanismes principaux définis par la documentation (PLAXIS, 2015):

- déformation plastique en compression primaire (écrouissage de compression),
- déformation plastique en sollicitation déviatorique (écrouissage déviatorique) et relation contrainte-déformation hyperbolique,

- critère de rupture de type Mohr-Coulomb,
- comportement élastique en déchargement/rechargement,
- dépendance des modules vis-à-vis de la contrainte par une loi puissance.

Il comprend trois paramètres de type «module» : le module élastique de déchargement/rechargement  $E_{ur}^{ref}$ , le module sécant de référence en situation triaxiale  $E_{50}^{ref}$ , le module tangent de référence sous sollicitation oedométrique  $E_{oed}^{ref}$ . Les autres paramètres sont le rapport de rupture  $R_f$ , un coefficient de Poisson élastique  $\nu_{ur}$ , une pression de référence  $p^{ref}$ , un exposant qui caractérise la dépendance de la raideur avec l'état de contraintes  $m$  et les trois paramètres du critère de Mohr-Coulomb : la cohésion  $c$ , l'angle de frottement interne  $\varphi$  et l'angle de dilatance  $\psi$ .

Certains paramètres interviennent dans plusieurs mécanismes, ce qui empêche d'évaluer facilement leur influence sur le comportement global ou d'anticiper les résultats d'une étude de sensibilité. En particulier, les paramètres de rupture  $c$  et  $\varphi$  interviennent à la fois dans le critère de rupture, dans le mécanisme d'écroutissage déviatorique et dans le mécanisme de dépendance des modules vis-à-vis de la contrainte par une loi puissance.

## 2.2. Définition d'une configuration type

Pour illustrer la discussion, on considère, comme dans la première partie, un tunnel de 10 m de diamètre situé à 20 m de profondeur, hors nappe, dans un massif homogène dont les caractéristiques, proches d'une situation parisienne, sont définies dans le Tableau 2.1 pour le modèle HSM et dans le Tableau 2.2 en élastoplasticité parfaite, avec une élasticité linéaire et un critère de rupture de Mohr-Coulomb. Pour déterminer les paramètres du modèle, on a suivi les recommandations de PLAXIS.

Dans un premier temps, on désactive le mécanisme de dépendance de la raideur en contrainte par une loi puissance en prenant le paramètre  $m$  égal à 0. L'excavation est modélisée en section transversale et déformations planes. L'extension latérale du modèle est égale à 45 m, sa profondeur à 35 m. On modélise le creusement du tunnel à l'aide de la méthode de relaxation des contraintes, qui est la plus courante pour la prévision des tassements (Wedekin, et al., 2012). On augmente le taux de déconfinement par étapes successives jusqu'à la non-convergence du calcul (ici obtenue pour un déconfinement égal à

65 % des contraintes initiales en section). On ne modélise pas la mise en place du soutènement, car cette étape a un impact faible sur le profil de tassement : la raideur du soutènement est telle que les tassements supplémentaires qui se produisent après la pose du soutènement sont pratiquement négligeables.

**Tableau 2.1 Paramètres du modèle HSM**

$K_0$	$c$	$\varphi$	$\psi$	$E_{ur}^{ref}$	$E_{50}^{ref}=E_{oed}^{ref}$	$R_f$	$\nu_{ur}$	$m$	$p^{ref}$
(-)	(kPa)	(deg)	(deg)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	(-)	(kPa)
0,7	10	25	5	100	33	0,9	0,2	0	100

**Tableau 2.2 Paramètres du modèle élastique avec critère de Mohr-Coulomb**

$K_0$	$c$	$\varphi$	$\psi$	$E$	$\nu$
(-)	(kPa)	(deg)	(deg)	(MPa)	(-)
0,7	10	25	5	100	0,2

La Figure 2.1 décrit l'état initial du massif par rapport aux mécanismes d'écroûissage du modèle. La droite en trait plein, avec les symboles +, représente l'état de contraintes initial dans le massif en fonction de la profondeur. Les surfaces de charges dessinées correspondent à un point situé à 20 mètres de profondeur.  $K_0^{NC}$  est défini comme le coefficient de pression des terres au repos dans le cas normalement consolidé. Comme l'angle de frottement interne est égal à 25 degrés,  $K_0^{NC}$  est égal à 0,58 (suivant la formule de Jàky).  $K_0^{NC}$  est inférieur à  $K_0$ , l'état de contraintes initial ne se trouve donc pas sur la surface de charge déviatorique. En revanche, le logiciel considère par défaut qu'il se trouve sur la surface de charge du mécanisme de compression.

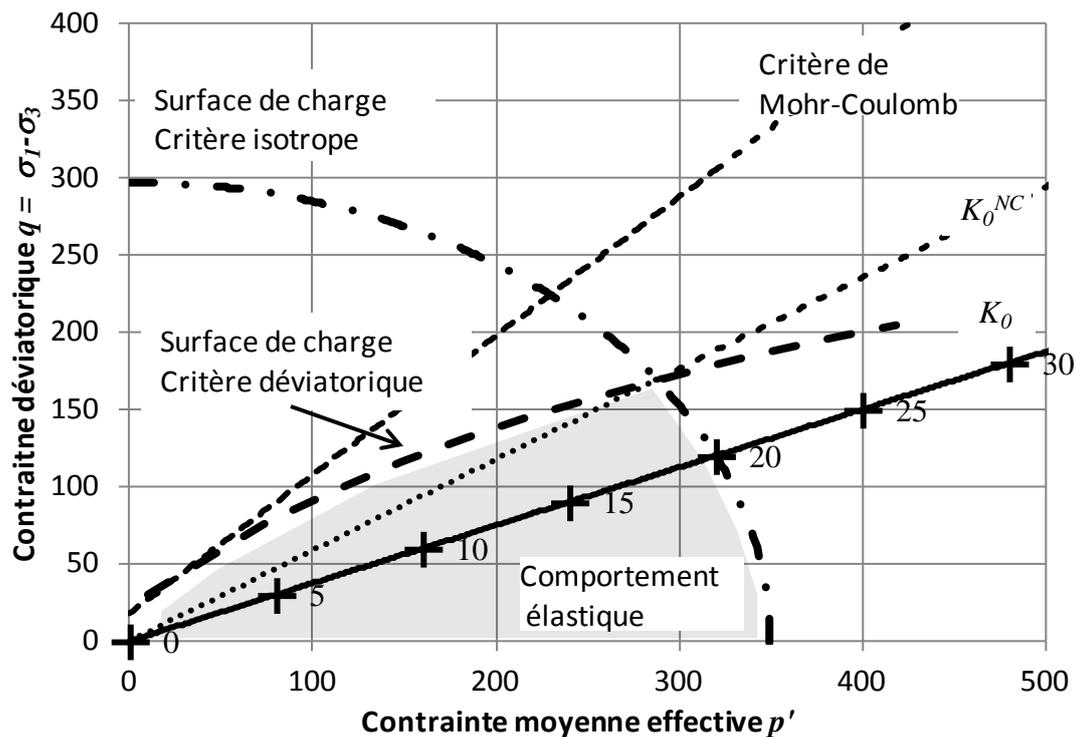


Figure 2.1 Visualisation des surfaces de charges initiales

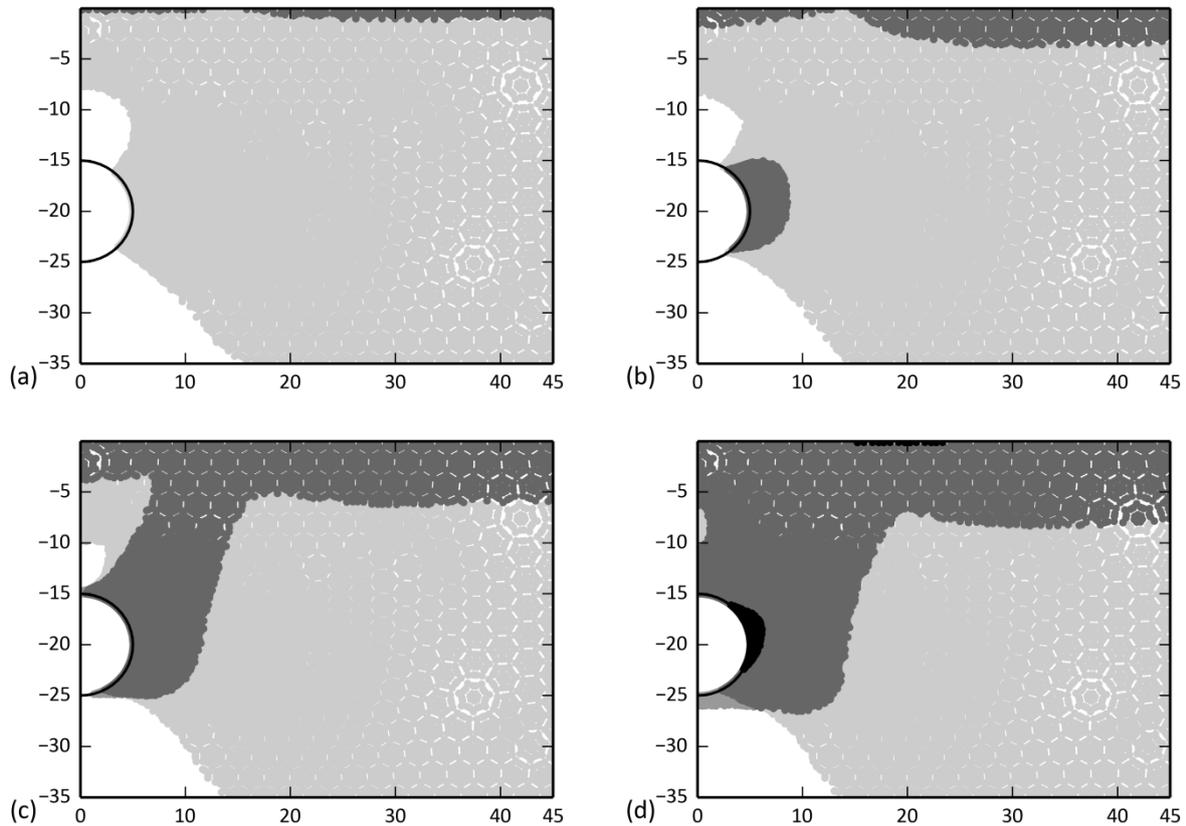
La Figure 2.2 montre la progression de l'état de plastification du massif pour quatre étapes du creusement correspondant à 10%, 30%, 50% et 65% de déconfinement des contraintes initiales. Le Tableau 2.3 présente le tassement maximal pour chaque étape du déconfinement pour le modèle HSM et le calcul élastique-parfaitement plastique.

A 10 % de déconfinement, l'état de contraintes initial étant d'emblée sur la surface de charge du mécanisme isotrope, on a une plastification suivant ce mécanisme dans presque la totalité du massif. En radier et en voûte, le massif est élastique car les contraintes moyennes et déviatoriques décroissent.

A 30 % de déconfinement, l'écroûissage déviatorique a commencé en rein. Il est combiné avec l'écroûissage isotrope. On note une forte accélération du tassement maximum (+3,2 mm entre 0 et 10 % et +5,8 mm entre 20 et 30%).

A 50 % de déconfinement, on observe en clé et en radier une zone où aucune plastification n'apparaît et où le comportement est élastique. A partir du rein apparaît une zone en « oreille » jusqu'à la surface où le mécanisme déviatorique est activé. La progression non-linéaire du tassement maximal s'accroît avec le développement de ce mécanisme.

A 65 % de déconfinement, on a atteint le critère de rupture de Mohr-Coulomb en rein et la zone où le mécanisme déviatorique est actif a poursuivi son expansion jusqu'au-dessus du tunnel. On note également une petite zone en radier où le mécanisme déviatorique est activé mais où le mécanisme isotrope ne l'est pas. Le tassement maximal augmente de façon très importante entre 60 et 65 % de déconfinement (+26,2 mm), à comparer aux 3,2 mm obtenus entre 0 et 10% de déconfinement.



*Légende :*

Blanc : Elastique

Gris clair : Critère isotrope

Gris moyen : Critère déviatorique

Gris foncé : Critères combinés

Noir : Rupture Mohr-Coulomb

**Figure 2.2 État plastique du massif selon le taux de déconfinement (a) 10% (b) 30% (c) 50 % (d) 65%**

**Tableau 2.3 Tassement maximal en fonction du taux de déconfinement**

	$\lambda$ (%)	10	20	30	40	50	60	65
<i>HSM</i>	$S_{max}$ (mm)	3,2	7,2	13,0	21,6	35,6	62,8	89,0
	$\Delta S_{max}$ (mm)	+3,2	+4	+4,8	+8,6	+14,0	+17,2	+26,2
<i>MC</i>	$S_{max}$ (mm)	1,5	3,0	4,5	6,5	9,8	15,3	19,8
	$\Delta S_{max}$ (mm)	+1,5	+1,5	+1,5	+2,0	+3,3	+5,5	+4,5

Ce premier calcul montre bien l'impact de la loi de comportement sur la prévision des tassements.

D'autre part, l'évolution de la largeur de la cuvette de tassement est également éclairante (Tableau 2.4). On l'a caractérisée pour les deux modèles par la méthode présentée en première partie avec le coefficient  $K$ . Dans le cas élastoplastique parfait,  $K$  est compris entre 0,63 et 0,58. Dans le cas du modèle HSM, ce coefficient décroît à mesure du chargement et est compris entre 0,7 et 0,56. Sur la première phase de calcul, le modèle HSM produit une cuvette plus large. La dernière phase de calcul produit une cuvette plus étroite. D'une façon générale, la largeur de la cuvette de tassement est comparable pour les deux modèles et reste bien plus large que celle issue des modèles empiriques où  $K$  est de l'ordre de 0,35 pour un sable moyen.

**Tableau 2.4 Largeur de la cuvette de tassement, coefficient  $K$ , en fonction du taux de déconfinement**

$\lambda$ (%)	10	20	30	40	50	60	65
<i>HSM</i>	0,7	0,69	0,69	0,68	0,63	0,60	0,56
<i>MC</i>	0,63	0,63	0,63	0,62	0,6	0,58	0,58

### 2.3. Étude des mécanismes

Dans cette section, on examine en détail les différents éléments de la formulation de la loi et leur influence sur les tassements calculés.

#### 2.3.1. Écrouissage isotrope

Par construction, la surface de charge du mécanisme isotrope passe par l'état de contraintes initial. Il suffit donc que la contrainte équivalente moyenne  $p^{eq}$  (2.1) augmente, que ce soit par une augmentation de la contrainte moyenne ou déviatorique, pour que ce mécanisme soit sollicité.

$$p^{eq} = \sqrt{(p')^2 + \frac{q^2}{M^2}} \quad (2.1)$$

Dans notre cas, cela s'illustre lors de la première phase de déconfinement : le mécanisme est activé d'emblée dans la quasi-totalité du massif (à l'exception du radier), principalement à cause de l'augmentation du déviateur, mais on a également une légère augmentation de la contrainte moyenne en rein. De manière approchée, la raideur du massif est alors caractérisée par le module tangent de référence sous sollicitation oedométrique  $E_{oed}^{ref}$ , qui est égal au tiers du module élastique de déchargement/rechargement qui prévaut dans le reste du massif.

Il n'est donc pas surprenant que le tassement calculé avec le modèle HSM soit plus de deux fois supérieur à celui calculé avec le modèle élastoplastique parfait (Tableau 2.5), pour un module égal, dans tout le massif, au module de déchargement/rechargement du HSM. La cuvette produite par le modèle HSM est également plus large. On peut l'expliquer en observant la Figure 2.2, qui montre que les zones sollicitées par le mécanisme sont situées en rein. En clé et en radier, le massif a un comportement élastique linéaire caractérisé par le module d'élasticité en déchargement/rechargement, et est donc plus raide.

Le logiciel permet de prendre en compte une valeur initiale du paramètre d'écrouissage isotrope  $p_p$  plus grande que la valeur initiale de  $p^{eq}$ , c'est-à-dire d'agrandir le grand axe de l'ellipse dans la définition de la surface de charge. Dans le cas du creusement d'un tunnel, une augmentation de  $p_p$  même faible, de l'ordre de 50 kPa, soit le poids d'environ 2,5 mètres de terrain, suffit à désactiver le mécanisme isotrope. Les déplacements calculés

pour la première phase deviennent alors sensiblement identiques à ceux du modèle de Mohr-Coulomb (Tableau 2.5) puisque le comportement est élastique linéaire dans tout le massif.

**Tableau 2.5 Influence de l'écroissage isotrope : cuvette de tassement pour 10% de déconfinement**

	$S_{max}$ (mm)	$K$ (-)
Hardening Soil Model	3,2	0,7
Elasticité linéaire + Mohr-Coulomb	1,5	0,625
HSM + surpression de 50 kPa	1,5	0,625

Les déplacements calculés après 10 % de chargement sont faibles comparés à la suite du calcul, cet effet du mécanisme isotrope s'amointrit lorsque le taux de déconfinement augmente et la sollicitation de l'écroissage déviatorique est importante.

### 2.3.2. Écroissage déviatorique

Le mécanisme d'écroissage déviatorique est construit pour reproduire le profil hyperbolique de l'essai triaxial introduit par (Duncan et Chang, 1970). Il comporte aussi un procédé de calcul spécifique de la déformation volumique plastique, pour éviter des dilatations plastiques peu réalistes souvent obtenues avec le modèle de Mohr-Coulomb.

Dans le modèle hyperbolique, au cours d'un essai triaxial, la déformation axiale dépend de la contrainte déviatorique  $q$  suivant l'équation suivante:

$$\varepsilon_1 = \frac{q}{E_i} \cdot \frac{q_a}{q_a - q} \quad (2.2)$$

Le module tangent initial  $E_i$ , la contrainte déviatorique asymptotique  $q_a$  et la contrainte déviatorique de rupture  $q_f$  sont définies par les équations (2.3), (2.4) et (2.5):

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (2.3)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (2.4)$$

$$q_f = \sigma'_1 - \sigma'_3 = (c \cot \varphi + \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (2.5)$$

où  $E_{50}$  est le module sécant à 50 % de la contrainte déviatorique de rupture  $q_f$  (c'est-à-dire que lorsque  $q = q_f/2$ , on a  $\varepsilon_1 = q/E_{50}$ ), et  $R_f$  un paramètre sans dimension strictement inférieur à 1, auquel il est recommandé de donner une valeur supérieure à 0,8. Le paramètre  $R_f$  permet d'ajuster la courbe  $q - \varepsilon_1$  à l'approche de la rupture. La Figure 2.3 présente dans un repère normalisé les courbes obtenues avec ce modèle hyperbolique pour trois valeurs de  $R_f$ . On a ajouté le profil élastique linéaire avec un module d'élasticité égal à  $E_{50}$ .

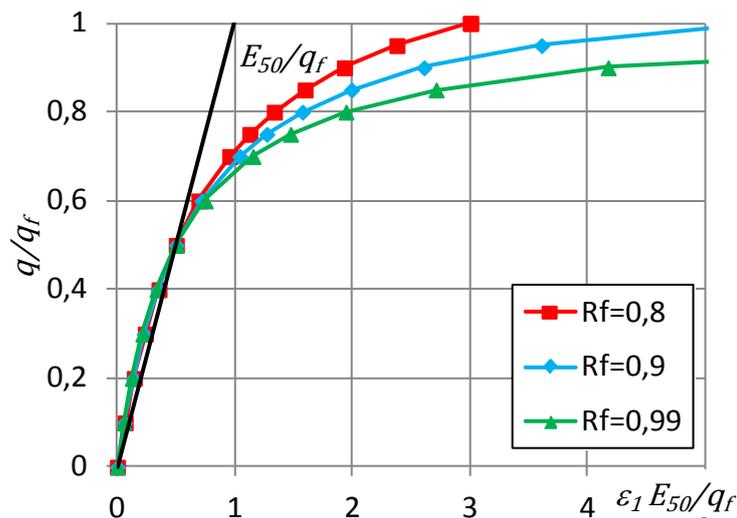


Figure 2.3 Influence de  $R_f$  sur le profil contraintes-déformations

On se propose d'utiliser le modèle hyperbolique pour évaluer le module d'élasticité tangent à l'initiation du mécanisme déviatorique, c'est-à-dire lorsque la surface de charge est atteinte. Pour cela, on superpose sur la Figure 2.4 le résultat d'un essai triaxial avec le modèle HSM obtenu avec PLAXIS et le profil hyperbolique.

On se place à la profondeur où apparaissent les premières déformations d'écroûssage déviatorique, c'est-à-dire la profondeur de l'axe du tunnel, soit 20 m. A cette profondeur, la valeur initiale de  $\sigma_3$  est égale à 280 kPa. La contrainte déviatorique à l'état initial,  $q_i$ , est égale à 120 kPa. La contrainte déviatorique pour laquelle la surface de charge est atteinte,

notée  $q^*$ , est égale à 169 kPa. La contrainte de rupture  $q_f$  est égale à 441 kPa et le module tangent initial  $E_i$  est égal à 60 MPa.

Le profil donné par le HSM est proche du profil hyperbolique et on peut donc évaluer le module tangent à partir du modèle hyperbolique au moins sur la portion où  $q$  est inférieur à 80 % de  $q_f$ . En dérivant la formulation hyperbolique, on obtient pour le module d'élasticité tangent :

$$E_t = \left( \frac{d\varepsilon_1}{dq} \right)^{-1} = E_i \left( 1 - \frac{q}{q_a} \right)^2 = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \left( 1 - \frac{R_f q}{q_f} \right)^2 \quad (2.6)$$

Le module d'élasticité tangent initial est égal à 25 MPa, soit environ cinq fois moins que le module de déchargement/rechargement. Il diminue à l'approche de la contrainte de rupture pour atteindre 5 MPa à 80 % de  $q_f$ , soit vingt fois moins que le module de déchargement/rechargement. Ces écarts de raideur expliquent la très forte non-linéarité du tassement maximal. Dans les sols où  $K_0$  est faible et la contrainte déviatorique initiale élevée, une grande attention doit donc être portée sur le choix de  $E_{50}$  qui pourra être très différent du module tangent à l'état initial. Il est remarquable que cette formulation n'ait que peu d'influence sur la largeur de la cuvette de tassement.

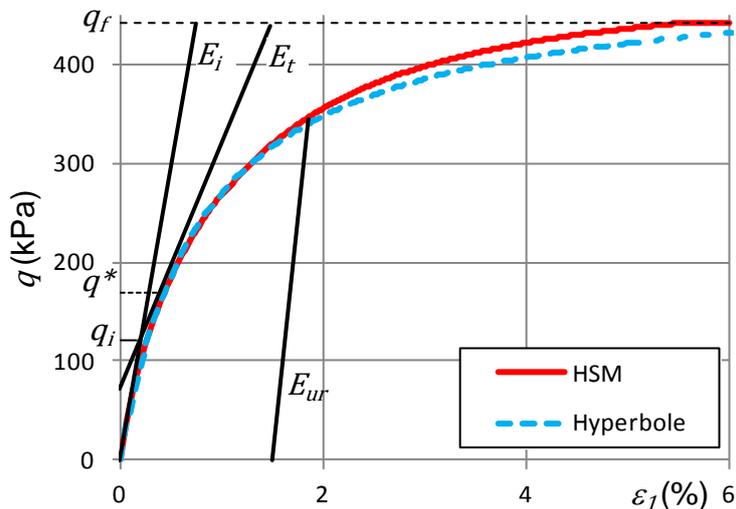


Figure 2.4 Essai triaxial - HSM et hyperbole

On note que ce module tangent initial est sensiblement le même sur toute la hauteur du massif, l'augmentation de  $q$  avec la profondeur est compensée par l'augmentation avec la profondeur de  $q_f$  dans le cas des sols frottant. Le comportement dépend ainsi fortement des

paramètres du critère de rupture de Mohr-Coulomb et de  $K_0^{NC}$  qui donnent l'état de contraintes à partir duquel le mécanisme s'enclenche.

Si  $R_f$  est très proche de 1, la formulation hyperbolique conduit dans des situations de conditions initiales à forte composante déviatorique à un rapport entre le module de déchargement/rechargement et le module tangent en cisaillement élevé dès l'initiation du modèle, ce qui produit un contraste marqué entre deux zones autour de la section. A l'approche de la rupture, le module tangent devient très faible et le modèle calcule des déformations très élevées sans alerter sur le risque de rupture. Le choix d'une valeur de  $R_f$  plus faible, de l'ordre de 0,9 ou 0,9, permet de limiter cette très forte dégradation du module et l'augmentation des déformations qui l'accompagne à l'approche de la rupture.

### 2.3.3. Critère de Mohr-Coulomb

Dans le HSM, la surface de charge du mécanisme déviatorique évolue par écrouissage pour atteindre une surface de rupture. Le critère de rupture est le critère de Mohr-Coulomb défini par l'équation suivante :

$$q_f = \sigma'_1 - \sigma'_3 = (c \cot \varphi + \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (2.7)$$

On réécrit cette équation afin d'éviter la division par zéro quand  $\varphi = 0$  :

$$q_f = \sigma'_1 - \sigma'_3 = \frac{2}{1 - \sin \varphi} (c \cos \varphi + \sigma'_3 \sin \varphi) \quad (2.8)$$

La Figure 2.5 présente le chemin de contraintes en rein pour le modèle HSM et le modèle élastoplastique parfait. Le mécanisme d'écrouissage déviatorique limite l'augmentation de la contrainte déviatorique aux abords du tunnel, ce qui a pour conséquence que le critère de rupture est atteint, avec le modèle HSM, pour une valeur du taux de déconfinement plus grande qu'avec le modèle élastique linéaire-parfaitement plastique : 60 % contre 35 %. En clé (Figure 2.6), le mécanisme déviatorique ne s'active que lors de la dernière étape d'excavation et le chemin de contraintes reste très proche du cas élastique linéaire-parfaitement plastique, sans atteindre la rupture.

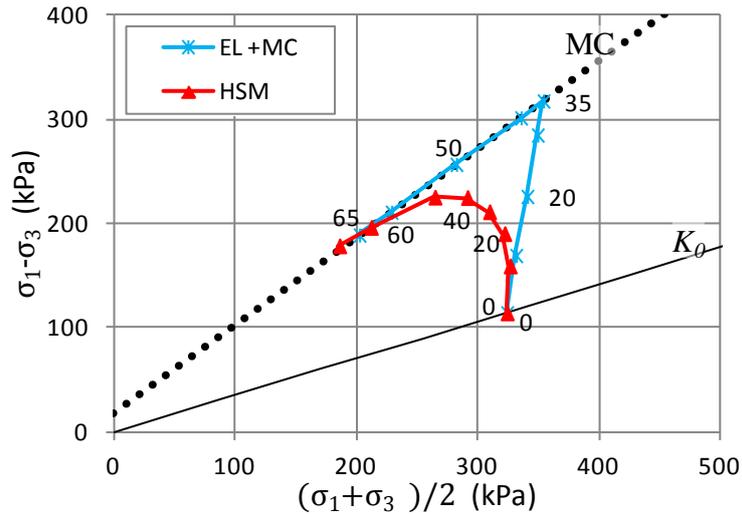


Figure 2.5 Chemin de contraintes en rein selon la loi de comportement -  $\lambda$  en %

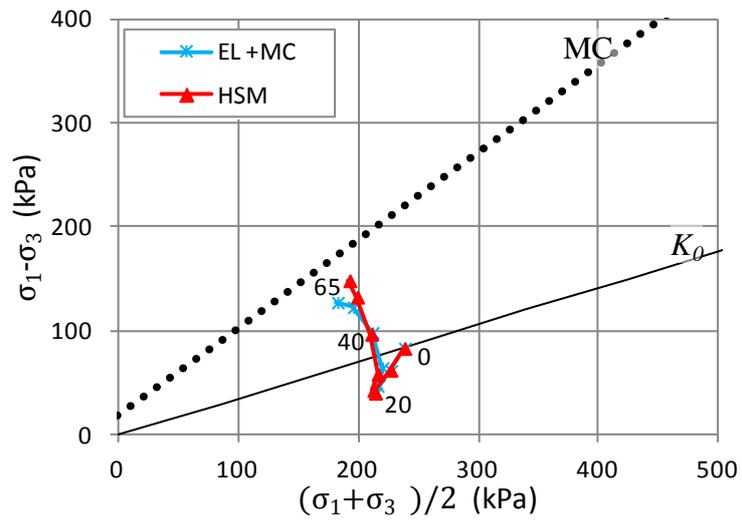


Figure 2.6 Chemin de contraintes en clé selon la loi de comportement -  $\lambda$  en %

Une fois le critère de Mohr-Coulomb atteint dans une partie significative du domaine entourant l'excavation, les deux lois conduisent à des cuvettes de tassement pratiquement de même largeur.

#### 2.3.4. Module de déchargement/rechargement

Le module de déchargement/rechargement et le coefficient de Poisson de déchargement/rechargement pilotent le comportement élastique du modèle. Le module  $E_{ur}$  est par construction au moins égal à deux fois  $E_{50}$ . La formulation du critère déviatorique explique cette borne inférieure. Le paramètre d'écrouissage  $\gamma^p$  doit être positif quels que soient  $q$  et  $q_a$ , ce qui implique que  $E_{ur}$  est supérieur à  $E_i$ , lui-même égal au maximum à  $2E_{50}$  (cas où  $R_f$  est égal à 1).

$$\gamma^p = \frac{2}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad (2.9)$$

Cette condition apparait donc comme une conséquence de la formulation mathématique du modèle plutôt que de considérations géotechniques. Par défaut, PLAXIS propose de prendre  $E_{ur} = 3E_{50}$ , et FLAC recommande  $E_{ur} = 4E_{50}$ .

Deux zones sont en déchargement/rechargement dans le massif au cours du creusement : une petite zone au-dessus de la clé de voûte et la zone sous le radier. La présence d'une zone raide au-dessus de la clé de voûte n'a pas pour conséquence de limiter les tassements ; elle ne permet pas non plus d'obtenir une cuvette de tassement plus étroite qu'avec le modèle élastoplastique classique. La zone sous le radier présente une raideur bien supérieure au reste du massif qui est plastifié, ce qui permet d'éviter le soulèvement du massif constaté lors des calculs avec une loi élastique linéaire homogène. Cette remarque est également pertinente dans le contexte d'un calcul de puits ou d'excavation devant une paroi.

#### 2.3.5. Raideur dépendant des contraintes selon une loi puissance

Ce mécanisme a été désactivé jusqu'ici en prenant le paramètre  $m$  nul. On discute dans cette section l'influence de ce paramètre. Il s'agit tout d'abord, conformément aux constatations géotechniques, d'exprimer la dépendance de la raideur du sol avec l'état de confinement ; plus le massif de sol est confiné, plus il est raide. Les trois modules du HSM sont concernés par le mécanisme suivant :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi + \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (2.10)$$

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi + \sigma_3' \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (2.11)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi + \frac{\sigma_3'}{K_0^{NC}} \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (2.12)$$

Le module élastique linéaire de déchargement/rechargement (2.10) et le module sécant du mécanisme déviatorique (2.11) dépendent de la contrainte mineure principale, le module tangent du mécanisme isotrope (2.12) dépend de la contrainte majeure principale (au moins à l'état initial).

Le paramètre  $p^{ref}$  donne la contrainte pour laquelle la valeur de chaque module est égale à sa valeur de référence. PLAXIS recommande de prendre  $p^{ref}$  égal à la pression atmosphérique, soit 100 kPa. Cette valeur amène à avoir dans l'état initial un module égal à sa valeur de référence à une profondeur comprise entre 5 m et 10 m selon la valeur de  $K_0$ . Il est recommandé de prendre pour l'exposant  $m$  une valeur comprise entre 0,5 et 1. Les paramètres  $c$  et  $\varphi$  participent également à la forme du profil de module initial. Si l'angle de frottement interne est petit, chaque module sera égal à sa valeur de référence.

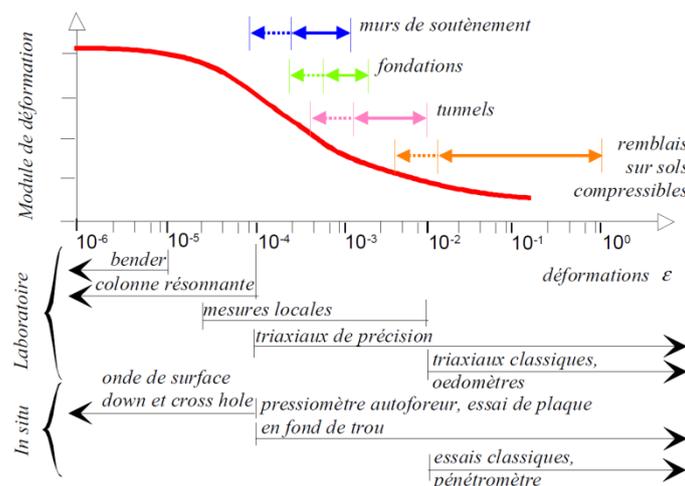
La dépendance du module avec  $c$ ,  $\varphi$  et  $p^{ref}$  a pour conséquence que le profil de raideur initiale avec la profondeur dépend des caractéristiques de rupture du sol. Les mécanismes du modèle sont interdépendants, ce qui empêche de discuter leur effet séparément. Par ailleurs, la dépendance avec la contrainte mineure est d'une certaine façon redondante avec la formulation du critère déviatorique dans le cas du tunnel. Au niveau des surfaces libres du modèle éléments finis, en section et au front de taille en 3D, la contrainte mineure décroît et la contrainte déviatorique augmente. Deux mécanismes différents du HSM rendent compte du même effet, la diminution du module tangent lorsque le déviateur augmente. Dès lors il devient difficile de distinguer quel mécanisme est en cause dans le déplacement calculé et il est possible qu'on sous-estime la raideur globale du massif. A l'inverse, dans l'essai triaxial la contrainte principale mineure  $\sigma_3$  est constante et ce mécanisme n'a pas d'influence conjuguée avec l'écrouissage déviatorique.

On pourrait proposer une dépendance des modules vis-à-vis des contraintes basée sur la contrainte moyenne produisant un profil équivalent au moins à l'état initial, mais sans référence aux paramètres de rupture.

Sur la largeur du profil de tassement, on montrera au paragraphe 3.2 qu'une raideur croissante avec la profondeur (ici équivalente à la contrainte à l'état initial) a pour effet de réduire la largeur de la cuvette. Cet effet reste cependant limité et sa prise en compte ne suffit pas à obtenir des cuvettes aussi étroites que les cuvettes empiriques.

#### 2.4. La version HSsmall

Les travaux de (Atkinson & Salfors, 1991) repris par (Reiffsteck, 2002), (Obrzud, 2010) et (PLAXIS, 2015) notamment ont montré que les essais géotechniques classiques, à l'appareil triaxial ou au pressiomètre, conduisent à caractériser la raideur pour des niveaux de déformations importants (de l'ordre de plusieurs pourcents). La raideur est bien supérieure pour les petites déformations et un profil en S décrit ces variations en fonction du niveau de déformation (Figure 2.7). Le modèle *Hardening Soil model with small-strain stiffness* (HSsmall) développé par (Benz, 2007) permet de tenir compte de cet effet grâce à une formulation inspirée du modèle Brick décrit par (Simpson, 1992). La raideur du sol dépend directement du niveau de déformations, en l'occurrence des déformations de cisaillement.



**Figure 2.7 Domaines d'utilisation des matériels d'essais pour la détermination des modules de déformation (Reiffsteck, 2002)**

Cette variante ajoute deux paramètres au modèle HSM pour décrire le comportement dans le domaine des petites déformations :  $G_0$  le module de cisaillement initial et  $\gamma_{0,7}$  la

déformation de cisaillement pour laquelle le module de cisaillement sécant vaut environ 70 % de  $G_0$ . Le module de cisaillement sécant suit une décroissance hyperbolique selon :

$$G_S = \frac{G_0}{1 + 0,385 \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}}} \quad (2.13)$$

La décroissance est stoppée lorsque le module de cisaillement tangent  $G_t$  atteint  $G_{ur}$ .  $G_{ur}$  est défini à partir du module de Young et du coefficient de Poisson :

$$G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})} \quad (2.14)$$

Afin d'appliquer ce modèle à notre situation, on retient pour les paramètres HSsmall les paramètres de (Hejazi, et al., 2008). Le module de cisaillement initial est égal à 1,5 fois  $G_{ur}$  avec  $G_0 = 65$  MPa et  $\gamma_{0,7} = 10^{-4}$ .

On peut discuter le choix de ces paramètres, qui conduisent à un module égal à  $G_{ur}$  pour une déformation égale à  $\gamma_{0,7}$ , ce qui n'est pas forcément conforme à l'esprit du modèle. Une étude paramétrique montre cependant que les résultats présentés ci-dessous ne sont pas significativement modifiés si l'on fait un choix différent.

A 10 % de déconfinement, le tassement maximal est réduit par rapport au HSM standard :  $S_{max}$  est égal à 2,6 mm contre 3,2 mm ; la cuvette de tassement est légèrement plus étroite :  $K$  est égal à 0,68 contre 0,70. A ce stade, les déformations sont globalement faibles et la raideur sécante est supérieure à  $G_{ur}$  à une distance d'environ 10 m du rein grâce au HSsmall (Figure 2.8).

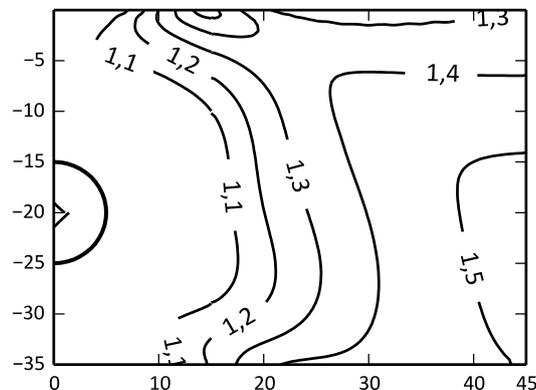


Figure 2.8 Isovaleurs de  $G_s/G_{ur}$  après 10 % de déconfinement

A partir de 30 % de déconfinement, l'impact du HSsmall est négligeable sur les déplacements et sur le profil de tassement (moins de 1 mm d'écart). Le modèle est légèrement moins stable numériquement, il n'arrive pas à converger sur la phase à 65 % de relaxation des contraintes contrairement au modèle HSM.

Quelques auteurs ont discuté l'impact du HSsmall sur le profil de tassement lié l'excavation d'un tunnel peu profond. (Möller & Vermeer, 2008), (Hejazi, et al., 2008) et (Obrzud, 2010) arrivent à des conclusions différentes sur l'utilisation et l'amélioration du résultat en utilisant ce modèle (Figure 2.9). Pour (Obrzud, 2010) l'apport du HSsmall est très faible, pour (Möller & Vermeer, 2008) il permet de réduire de 30 % les tassements, le module en déchargement/rechargement est ici égal à 10 fois le module initial. Pour (Hejazi, et al., 2008) le HSsmall réduit également les tassements calculés, qui sont très faibles dans leurs calculs même avec le modèle standard. Concernant la forme de la cuvette, la largeur est peu impactée mais la courbure après l'inflexion est plus faible, plus proche du profil de Gauss, en utilisant le HSsmall, le tassement résiduel loin de l'axe de creusement, où les petites déformations dominant, est en effet réduit.

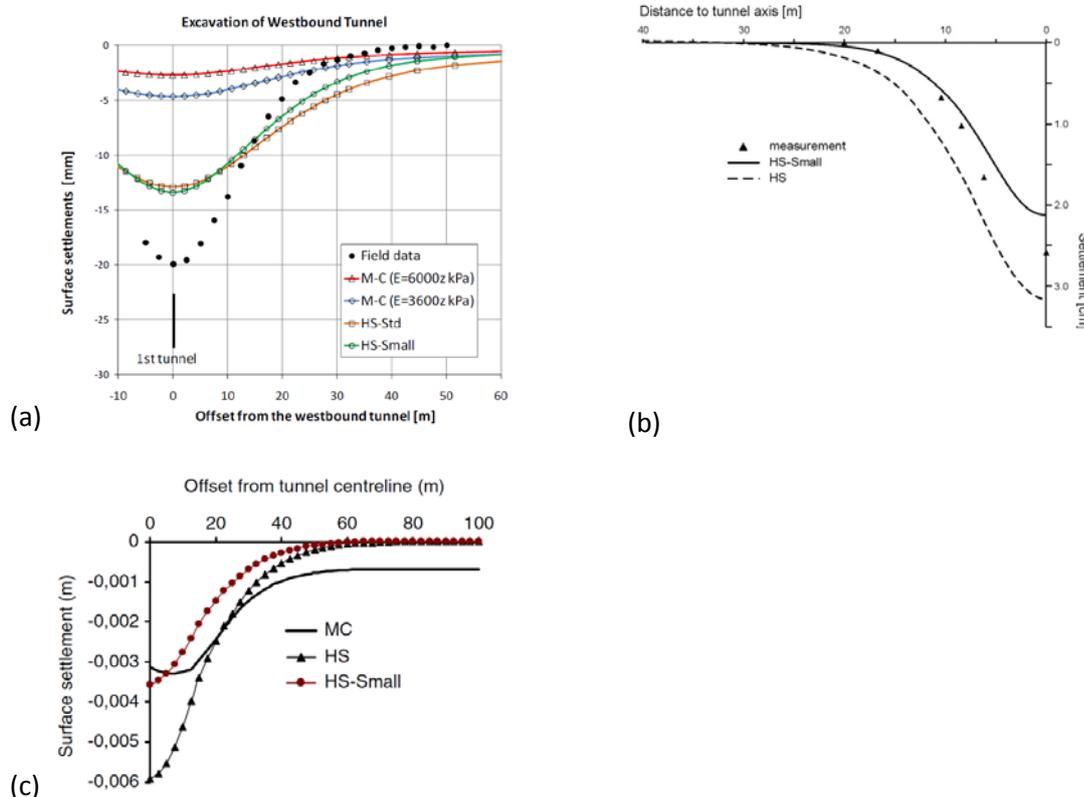


Figure 2.9 Influence du HSsmall, (a) (Obrzud, 2010) (b) (Möller & Vermeer, 2008) (c) (Hejazi, et al., 2008)

En conclusion, l'impact limité du HSsmall ne justifie pas de l'utiliser systématiquement dans le contexte d'un calcul de tunnel. De plus, ses paramètres sont difficiles à déterminer et son impact, même s'il est limité, ne va pas dans le sens d'une évaluation sécuritaire des tassements. Par ailleurs, ce sont les situations où les niveaux de tassements sont élevés, de l'ordre de quelques dizaines de millimètres, pour lesquelles les petites déformations ont été dépassées, au moins à proximité de l'excavation, qui intéressent notre étude.

Dans sa préface à (Benz, 2007), Vermeer introduit la prise en compte de la raideur aux petites déformations par l'utilisation de conditions limites en déplacement sur des maillages peu étendus. Le modèle en petites déformations permet de s'affranchir de cette limite mais de ce fait, il souligne que ce modèle s'intéresse aux déformations dans des zones loin de l'excavation, qui ne sont en général pas critiques en termes de dommages au bâti en surface.

## 2.5. Synthèse

La formulation du Hardening Soil Model entraîne plusieurs conséquences pour l'étude des tassements provoqués par le creusement d'un tunnel. Avec les paramètres par défaut, le mécanisme isotrope est activé dès l'initiation même si la sollicitation est principalement déviatorique. Le mécanisme déviatorique conduit à un module d'élasticité tangent bien inférieur aux modules  $E_{50}$  et  $E_{ur}$  et à une très forte non-linéarité du déplacement vis-à-vis du taux de déconfinement. La rupture selon le critère de Mohr-Coulomb est atteinte pour une valeur du taux de déconfinement plus élevée qu'avec un modèle élastique linéaire-parfaitement plastique classique. La largeur de la cuvette de tassement est peu impactée par ces mécanismes. La formulation de la dépendance des modules par rapport aux contraintes est complexe et son influence sur les résultats semble difficile à maîtriser.

Il serait intéressant de chercher à proposer une loi adaptée à l'étude d'un tunnel superficiel, qui éviterait l'interdépendance des différents mécanismes, tout en reprenant les aspects les plus pertinents du HSM : la variation de raideur avec l'augmentation de la contrainte déviatorique, la prise en compte d'un module de déchargement/rechargement et une dépendance de la raideur vis-à-vis du confinement.

### 3. Vers une loi de comportement adaptée aux tunnels urbains

#### 3.1. Éléments de spécification

La loi de comportement doit proposer une réponse à l'écart constaté entre les modèles numériques et les modèles empiriques de référence, en particulier sur la largeur de la cuvette de tassement.

Elle doit être le plus simple possible dans la détermination des paramètres géotechniques et dans l'analyse des résultats : les mécanismes utilisés doivent être correctement décrits et autant que possible indépendants, afin qu'on puisse étudier séparément leur impact lors d'une étude de sensibilité dans un contexte d'analyse de risque.

Elle part de la prise en compte des spécificités des champs de contraintes des tunnels urbains. Cette exigence restreint son champ d'utilisation à l'étude des tassements et de la stabilité des tunnels superficiels en terrains normalement consolidés et non-cohésifs.

La partie élastique non-linéaire de la loi prend en compte l'influence de la contrainte moyenne sur le module de cisaillement à petites déformations et l'évolution de ce module sous une sollicitation déviatorique. On introduit également la possibilité d'une anisotropie du comportement avec une loi isotrope transverse. La rupture et les déformations plastiques, qui concernent a priori une zone d'étendue limitée au voisinage du front de taille, sont décrites par le critère de Mohr-Coulomb.

L'approche adoptée consiste donc à reproduire le comportement décrit par les lois « hyperboliques », c'est-à-dire les non-linéarités observées avant la rupture, par une loi élastique non linéaire : c'est l'approche de Fahey et Carter (1993) par exemple (adoptée aussi par différents auteurs, par exemple Coquillay (2005)). D'autres lois (en particulier le HSM) gèrent au contraire l'essentiel de ces non-linéarités avant rupture au moyen d'une loi d'écrouissage complexe, généralement activée dans la quasi-totalité du maillage dès l'initiation du calcul, en accord avec l'idée que le comportement des sols n'est pratiquement jamais parfaitement réversible. L'intérêt du choix que nous adoptons, consistant à prendre en compte les non-linéarités avant rupture dans la partie élastique de la loi, réside dans le fait qu'il permet d'introduire facilement une isotropie transverse, dont on montrera l'importance pour le calcul de tunnels urbains dans la section 3.4. La différence entre les deux approches ne devrait pas

avoir une influence prépondérante pour l'évaluation du profil de tassement puisque l'évolution des contraintes est monotone en avant du front.

### 3.2. Influence de la contrainte moyenne

Selon (Coquillay, 2005), il existe une quasi-unanimité pour considérer le module de cisaillement à très petites déformations, que l'on note ici  $G_0$ , comme une fonction croissante de la contrainte moyenne effective. Cette dépendance peut être représentée, par exemple, par la formulation introduite par (Hardin & Richart, 1963) :

$$G_0 \propto (p')^r \quad (2.15)$$

Dans le cas du tunnel superficiel, la contrainte moyenne est nulle en surface. Afin d'éviter un module de cisaillement nul en surface, on transforme la relation précédente en une relation du type :

$$G_0 = G_{ref} + \mathcal{A} \left( \frac{p'}{p_{ref}} \right)^r \quad (2.16)$$

Avec :

- $p_{ref}$  Paramètre qui normalise la contrainte moyenne. On le fixe dans la suite à 20 kPa, ce qui correspond à la variation de la contrainte verticale sur un mètre pour un sol hors nappe.
- $\mathcal{A}$  Coefficient de croissance.
- $r$  Exposant décrivant la dépendance de  $G_0$  à la contrainte moyenne. Les travaux relevés par (Coquillay, 2005), ainsi que le modèle HSM recommandent la valeur de 0,5 pour l'exposant  $r$  pour les sols granulaires et 1 pour les sols fortement cohésifs.
- $G_{ref}$  Module de cisaillement de référence, qui correspond à une contrainte moyenne nulle. C'est le module de cisaillement initial quand on choisit  $\mathcal{A}$  égal à 0 pour désactiver le mécanisme.

Par comparaison avec le *Hardening Soil Model* (2.10), cette formulation présente deux particularités :

- d'une part, le coefficient de proportionnalité n'est pas dépendant des paramètres de rupture. La dépendance de la raideur vis-à-vis de la contrainte moyenne peut être ajustée en fonction des essais dont on dispose ou de la marge de sécurité qu'on souhaite sans modifier le critère de rupture.

- d'autre part, on évalue le confinement par la contrainte moyenne, et non par le niveau de contrainte mineure principale. Ainsi, dans une situation où la contrainte principale mineure diminue mais où la contrainte moyenne reste constante, le module de cisaillement à très petites déformations n'évolue pas.

On a vu que, au moins au premier ordre, la contrainte moyenne est quasi-constante dans le massif lors de l'excavation. La formulation que nous avons proposée est donc équivalente dans le cas du tunnel superficiel à une formulation où le module d'élasticité dépend de la profondeur telle que celle utilisée par (Houhou & Emeriault, 2014). Ces deux formulations donnent le même profil de module à l'état initial, ce qui permet de déterminer de façon analogue les paramètres à partir d'un profil de module en fonction de la profondeur à l'aide d'essais pressiométriques par exemple.

La variation limitée de la contrainte moyenne, plus ou moins 10% de la valeur initiale dans le modèle tridimensionnel, justifie de ne pas chercher une formulation plus complexe en introduisant une rupture en compression ou un mécanisme d'écroutissage isotrope à la manière de la loi Cam-Clay (Potts & Zdravkovic, 2001).

On teste l'impact de cette loi sur la cuvette de tassement à l'aide du modèle caractéristique tridimensionnel décrit en première partie. On définit quatre jeux de paramètres A, B, C et D, correspondant aux valeurs données dans le Tableau 2.6. Pour ces jeux de paramètres, la valeur du module de Young à la profondeur de l'axe du tunnel, 20 mètres, est égale à la valeur de référence, 100 MPa (Figure 2.10).

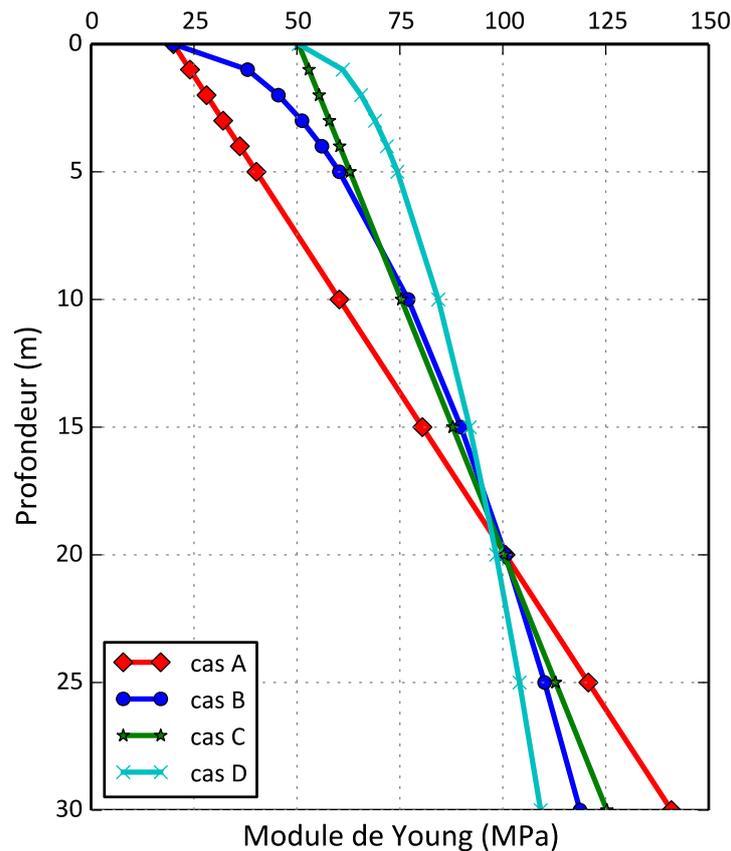


Figure 2.10 Profil de raideur à l'état initial pour quatre jeux de paramètres

Le Tableau 2.6 présente l'impact de ces profils sur le tassement maximal, la largeur de la cuvette de tassement et le volume de la cuvette. Le coefficient de Poisson est pris constant égal à 0,2 pour toutes les simulations.

Le massif étant plus souple au-dessus du tunnel, le tassement maximal est logiquement supérieur au cas de référence. Cette formulation a une influence significative sur la largeur de la cuvette de tassement : plus le gradient de raideur avec la contrainte moyenne est important, plus la cuvette de tassement est étroite.

Le volume de la cuvette est légèrement plus proche de celui de Peck avec cette formulation que dans le cas de référence, en particulier lorsque l'exposant  $r$  est égal à 1. La croissance de la raideur avec la profondeur permet de limiter le déplacement résiduel au-delà du point d'inflexion.

Pour le calcul de la cuvette de tassement, ce type de formulation donne de meilleurs résultats qu'une approche avec un module constant homogénéisé sur la couche de terrain considérée.

**Tableau 2.6 Influence du profil de raideur sur la cuvette de tassement en surface**

	A	B	C	D	Référence
$r$ (-)	1	0,5	1	0,5	
$G_{ref}$ (MPa)	8,33	8,33	21	21	$E = 100$ MPa $\nu = 0,2$
$\mathcal{A}$ (MPa)	2,1	8,4	1,3	5	
$\nu$ (-)	0,2	0,2	0,2	0,2	
$S_{max}$ (mm)	7,5	6,4	6,5	5,9	5,1
$K$	0,49	0,505	0,52	0,525	0,545
$V_{cuv}$ (m <sup>3</sup> /ml)	0,21	0,18	0,19	0,18	0,16
$V_{cuv}/V_{Peck}$ (%)	+12	+13	+12	+15	+15

### 3.3. Influence de la contrainte déviatorique

#### 3.3.1. Formulations hyperboliques

Afin de reproduire les résultats obtenus à l'appareil triaxial, plusieurs auteurs ont proposé des formulations « hyperboliques » de la relation entre le déviateur des contraintes  $q$  et la déformation axiale  $\varepsilon_1$ . Dans le cas le plus simple, la courbe  $(q, \varepsilon_1)$  prend la forme d'une hyperbole dont l'asymptote est définie par la contrainte déviatorique maximale admissible, elle-même fixée par le critère de rupture. On présente rapidement ces formulations et les difficultés qu'elles posent dans notre contexte.

(Hardin & Drnevich, 1972) proposent une relation hyperbolique entre le module de cisaillement sécant  $G$  normalisé par sa valeur maximale  $G_0$  et la déformation de cisaillement  $\gamma$  :

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|} \quad (2.17)$$

où la déformation de cisaillement de référence  $\gamma_r$  est définie par :

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_0} \quad (2.18)$$

avec  $\tau_{max}$  la contrainte de cisaillement à la rupture.

Cette relation a notamment été utilisée dans une version modifiée vue au paragraphe 2.4 pour définir la loi HSsmall de (Benz, 2007). (Fahey, 1992) et (Fahey & Carter, 1993) la reformulent en contraintes :

$$\frac{G}{G_0} = 1 - \frac{\tau}{\tau_{max}} \quad (2.19)$$

avec  $\tau_{max}$  la contrainte de cisaillement à la rupture et  $\tau$  la contrainte de cisaillement (définie comme la différence entre les contraintes principales majeure et mineure). C'est cette forme qu'approche le mécanisme d'écroûissage déviatorique du HSM de (Schanz, et al., 1999) en adoptant entre le module de Young  $E$  et le déviateur  $q$  une relation du même type que celle-ci-dessus entre  $G$  et  $\tau$ , avec en plus l'introduction du ratio de rupture  $R_f$  :

$$\frac{E}{E_i} = 1 - \frac{R_f q}{q_f} \text{ et } \frac{E_t}{E_i} = \left( 1 - \frac{R_f q}{q_f} \right)^2 \quad (2.20)$$

(Fahey & Carter, 1993) enrichissent la formulation (2.19) avec l'introduction de deux paramètres sans dimension  $f$  et  $g$  :

$$\frac{G_t}{G_0} = \frac{\left[ 1 - f \cdot \left( \frac{\tau}{\tau_{max}} \right)^g \right]^2}{\left[ 1 - f \cdot (1 - g) \cdot \left( \frac{\tau}{\tau_{max}} \right)^g \right]} \quad (2.21)$$

On note que quand  $g$  est égal à 1 le paramètre  $f$  est équivalent à  $R_f$  dans le modèle HSM. On trouve le détail de l'influence de ces deux paramètres sur le profil de décroissance du module de cisaillement sécant dans (Coquillay, 2005).

La formule avec écrouissage du HSM et la formulation de (Fahey & Carter, 1993) normalisent la contrainte déviatorique par sa valeur maximale à la rupture (ou un équivalent) majorée par les paramètres  $1/R_f$  ou  $1/f$ . Cette valeur maximale est définie par les paramètres associés au critère de rupture, généralement le critère de Mohr-Coulomb et ses paramètres  $c$ ,  $\varphi$ . Le profil de décroissance de la raideur, qui a un impact significatif sur les déplacements calculés, dépend donc des caractéristiques de rupture. La détermination de ces caractéristiques prend alors une double importance, pour l'étude de la stabilité et pour le calcul des déformations. Une modélisation avec des caractéristiques de rupture fortement sous-estimées, pour se placer du côté de la sécurité dans l'évaluation de la stabilité, risque ainsi de conduire à surestimer largement les déplacements.

Dans les situations caractéristiques étudiées, la contrainte déviatorique initiale est non nulle avec un coefficient de pression des terres au repos inférieur à 1. Dès lors, pour les deux formulations, le module de cisaillement tangent à l'état initial dépend du rapport entre la contrainte initiale et la contrainte de rupture. Ce rapport n'est pas constant avec la profondeur et il est difficile pour l'utilisateur de définir et décrire la raideur dans le massif à l'état initial.

### *3.3.2. Profil d'élasticité non-linéaire sous sollicitation déviatorique*

Cette section vise à proposer une formulation différente des variations du module élastique avec les contraintes. L'idée est de normaliser la contrainte déviatorique, non pas par la contrainte de rupture, mais par sa valeur initiale ou une valeur définie par l'utilisateur. On définit alors une décroissance exponentielle du module de cisaillement en fonction de la contrainte déviatorique normalisée. Le profil est défini par l'utilisateur en fonction des essais géotechniques dont il dispose, ou des études de sensibilités qu'il souhaite réaliser. Ainsi, on favorise les déplacements à proximité de l'excavation, là où le sol est perturbé et la contrainte déviatorique élevée, dans l'objectif de minimiser la largeur de la cuvette de tassement, trop large avec les modèles élastiques linéaires. On espère mettre en évidence un paramètre permettant de piloter la largeur de la cuvette à la manière du paramètre  $K$  dans le modèle de Peck.

Dans un second temps, on peut associer à cette formulation élastique non-linéaire un module élastique de déchargement/rechargement pour les situations où la contrainte déviatorique est inférieure à sa plus grande valeur connue.

A la manière de (Fahey & Carter, 1993), on formule la loi à l'aide du module de cisaillement tangent  $G_t$  et du coefficient de Poisson tangent  $\nu_t$ .

Pour le choix du coefficient de Poisson, on reprend les principes de (Fahey & Carter, 1993) que l'on retrouve également, bien que formulés différemment, dans le calcul des déformations volumiques avec le HSM. Le coefficient de Poisson tangent est calculé de telle sorte que le module de compression isotrope  $K_t$  soit constant :

$$\nu_t = \left[ \frac{(1 + \nu_0) - \frac{G_t}{G_0} (1 - 2\nu_0)}{(2(1 + \nu_0) + \frac{G_t}{G_0} (1 - 2\nu_0))} \right] \quad (2.22)$$

On évite ainsi une augmentation de la déformation volumique lorsque le déviateur augmente.

Le module de cisaillement tangent est calculé suivant :

$$G_t = \text{Min} \left[ \text{Max} \left( G_{min}; G_0 \cdot \xi^{\left(1 - \frac{q}{\beta_i p_i'}\right)} \right); G_0 \right] \quad (2.23)$$

Les opérateurs *Min* et *Max* permettent de s'assurer que  $G_t$  reste supérieur à une valeur minimale  $G_{min}$ , et inférieur à une valeur maximale  $G_0$ . Le module de cisaillement tangent dépend uniquement du niveau de contrainte déviatorique. La contrainte qui normalise la contrainte déviatorique est le produit du paramètre  $\beta_i$  par la contrainte moyenne effective initiale  $p_i'$ . On ne normalise pas directement par la contrainte déviatorique initiale dans le massif car celle-ci peut être nulle, c'est le cas dans l'essai triaxial par exemple. On préfère donc que l'utilisateur l'exprime en fonction de la contrainte moyenne effective initiale. On ne normalise pas non plus par une valeur fixe définie par l'utilisateur car cette solution ne permettrait pas de tenir compte du gradient vertical de contrainte déviatorique.

Dans l'équation (2.23), la normalisation de la contrainte déviatorique  $q$  fait intervenir la contrainte moyenne effective initiale  $p_i'$ , qui est nulle en surface. Cela rend le calcul du

module de cisaillement délicat à l'approche de la surface. On pourrait adapter légèrement cette formulation (par exemple en prenant  $G_t$  est égal à  $G_0$  si  $p'_i$  est inférieur à une certaine valeur), ou d'une façon générale utiliser une loi élastique linéaire sur les deux premiers mètres du modèle où le sol est souvent remanié et difficile à caractériser mécaniquement avec précision.

$G_0$  est défini à partir de l'état de contraintes initial et de la formulation de dépendance avec la contrainte moyenne vue au paragraphe 3.2 (équation (2.16)).

$G_{min}$  est le module de cisaillement tangent minimal initial. On recommande de prendre  $G_{min}/G_0$  égal à 0,1 : en limitant le module de cisaillement à 10 % de sa valeur initiale, on évite d'avoir une expansion non contrôlée des déformations élastiques.

Le paramètre  $\beta_i$  qui décrit la décroissance du module de cisaillement lorsque  $q$  augmente est pris égal à :

$$\beta_i = \text{Max}\left(\frac{q_i}{p_i}; \beta\right) \quad (2.24)$$

$\beta$  est la valeur du rapport  $q/p_i'$  d'initiation de la décroissance du module de cisaillement défini par l'utilisateur. En prenant  $\beta > \frac{q_i}{p_i}$ , on peut faire en sorte que la diminution du module intervienne de manière retardée, lorsque le déviateur a beaucoup augmenté. On peut définir le paramètre  $\beta$  à l'aide de l'angle de frottement interne à partir de la formule de Jàky (eq. (2.25)) Cette possibilité rapproche cette formulation du mécanisme déviatorique du HSM qui s'active lorsque la contrainte déviatorique dépasse une valeur fixée par  $K_0^{NC}$ .

$$\beta = \frac{(1 - K_0^{NC})}{(1 + 2K_0^{NC})/3} = \frac{3 - 3(1 - \sin\varphi)}{1 + 2(1 - \sin\varphi)} \quad (2.25)$$

$\xi$  est un coefficient de forme de la décroissance du module de cisaillement tangent, plus grand que 1. Si  $\xi$  est inférieur ou égal à 1, on se ramène au cas élastique linéaire avec  $G_0$  comme module de cisaillement quelle que soit la valeur des autres paramètres : le mécanisme de décroissance de la raideur avec le déviateur est désactivé.

On illustre cette décroissance sur la Figure 2.11 avec le profil d'augmentation de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation de cisaillement pour quatre valeurs

de  $\xi$  : 1,5 ; 2,5 ; 4,5 et 15. La déformation de cisaillement  $\gamma$  est normalisée par la déformation de référence  $\gamma_{ref}$  égale à la déformation de cisaillement élastique linéaire pour le doublement de la valeur initiale de la contrainte déviatorique.

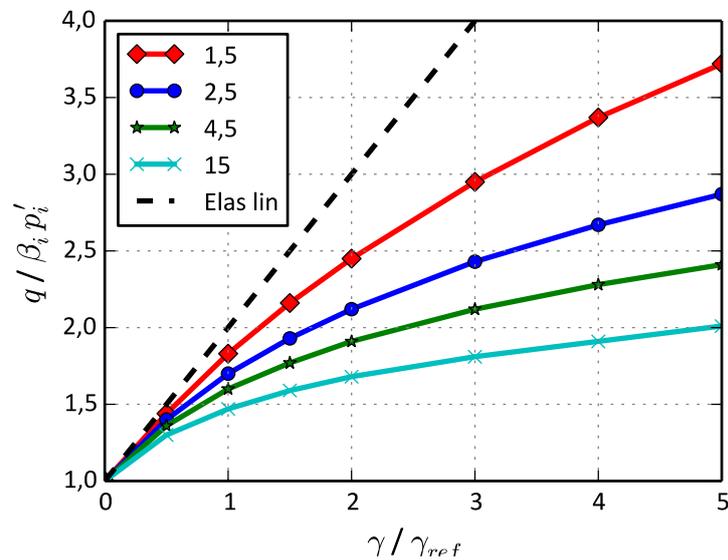


Figure 2.11 Profil contrainte-déformation pour différentes valeurs de  $\xi$

On illustre sur la Figure 2.12 la variation des paramètres élastiques tangents  $G_t$ ,  $E_t$  et  $\nu_t$  en fonction du paramètre  $\xi$  pour une contrainte déviatorique croissante jusqu'à quatre fois sa valeur initiale. Le module de compression isotrope  $K_t$  est constant et égal quelle que soit la valeur de  $\xi$ . Le paramètre  $\xi$  permet de choisir le profil de décroissance de façon totalement indépendante du critère de rupture et offre ainsi une grande variété de profil à la différence de certaines formulations hyperboliques.

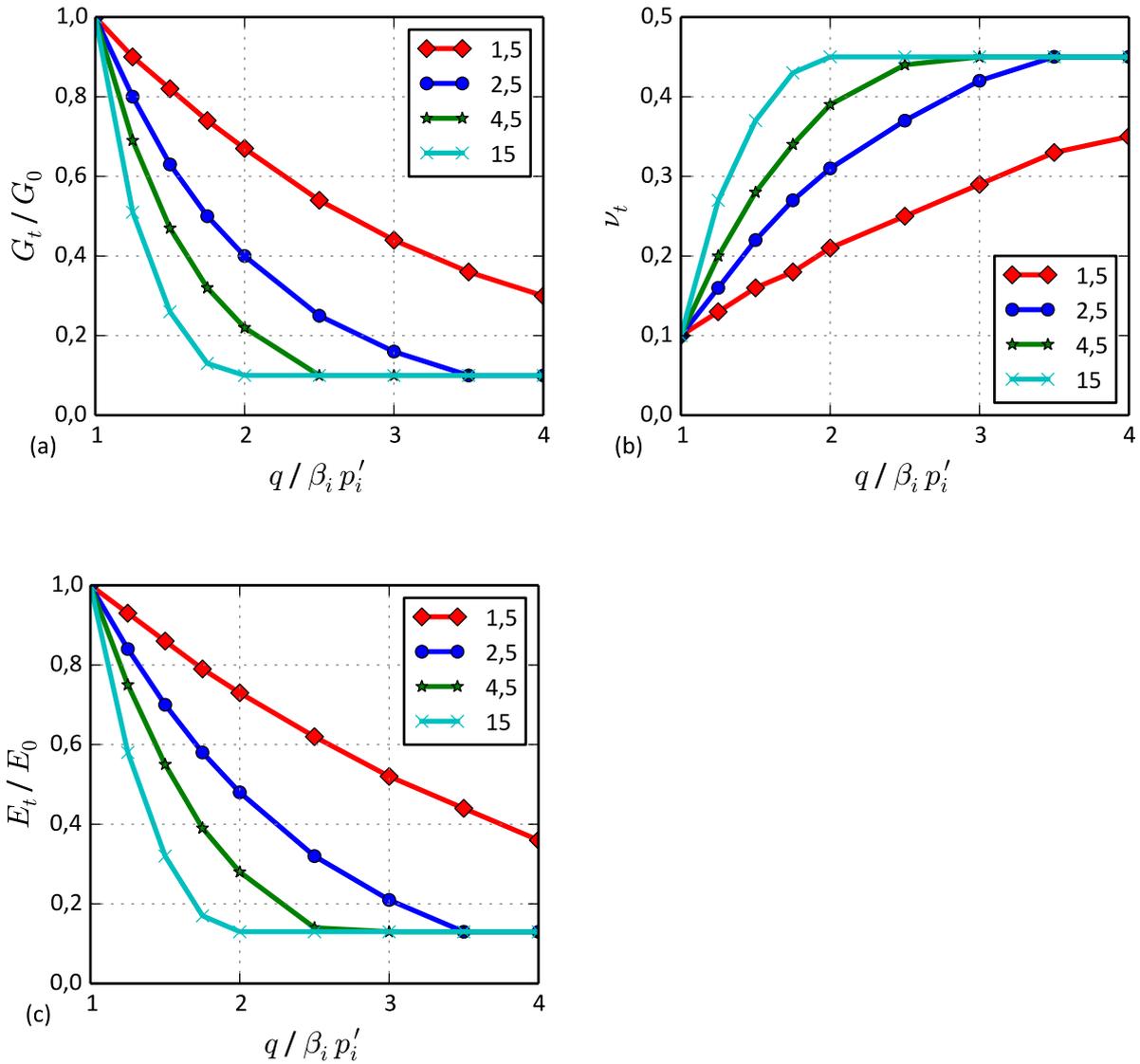


Figure 2.12 Variation des paramètres élastiques avec la contrainte déviatorique pour différentes valeurs de  $\xi$   
 (a) Module de cisaillement (b) Coefficient de Poisson avec  $\nu_0 = 0,1$  (c) Module de Young

Finalement, on propose donc une formulation où les paramètres  $G_{min}/G_0$ ,  $\beta$ ,  $\xi$  et  $\nu_0$  sont définis par l'utilisateur.

On teste l'influence de cette formulation et en particulier du paramètre  $\xi$  sur le tassement maximal et la largeur de la cuvette de tassement avec les paramètres du Tableau 2.7 sur le modèle caractéristique tridimensionnel. Chaque phase d'excavation est divisée en 10 incréments où la matrice de raideur élastique est actualisée. Les valeurs de  $\xi$  égales à 1,5 ; 2,5 et 4,5 correspondent à des situations de sols réalistes, le cas où  $\xi$  est égal à 15 est une situation exagérée pour mieux mettre en évidence l'effet, ou non, du mécanisme sur le profil

de tassement. Le cas élastique linéaire de référence est défini par un module de Young égal à 100 MPa et un coefficient de Poisson égal à 0,2.

**Tableau 2.7 Paramètres d'élasticité non linéaire**

$G_0$ (MPa)	$G_{min}/G_0$ (-)	$\nu_0$ (-)	$\xi$ (-)	$\beta$ (-)
45,45	0,1	0,1	1,5 ; 2,5 ; 4,5 ; 15	0,375

On a relevé dans le Tableau 2.8 le tassement maximal, le paramètre  $K$  et le volume de la cuvette. La progression du tassement maximal atteste de l'activation du modèle par la sollicitation d'excavation. Le tassement maximal est multiplié par cinq en utilisant le profil de dégradation du module le plus rapide. Cependant la très forte non-linéarité du comportement sous sollicitation déviatorique n'influence que de façon très marginale la largeur de la cuvette de tassement par rapport au modèle homogène élastique linéaire contrairement à notre intuition initiale.

**Tableau 2.8 Influence du paramètre  $\xi$  sur la largeur de la cuvette de tassement et le tassement maximal**

$\xi$	1,5	2,5	4,5	15	Linéaire
$S_{max}(mm)$	6,8	10,0	15,1	25,1	5,1
$K$	0,54	0,555	0,55	0,525	0,545
$V_{cuvette} (m^3/ml)$	0,21	0,30	0,46	0,74	0,16
$V_{cuvette}/V_{Peck}(\%)$	+12	+9	+10	+12	+16

Le principal avantage de cette formulation est d'avoir la maîtrise du module initial dans le massif quel que soit l'état initial de contrainte grâce au paramètre  $\beta$  et d'isoler la contribution de cisaillement dans la dégradation de ce module. Le paramètre  $\xi$  permet de définir le profil de décroissance du module sans dépendre des paramètres de rupture.

La Figure 2.13 et la Figure 2.14 représentent les isovaleurs du module de Young pour les quatre profils de décroissance précédents dans un plan transverse à 5 m en avant du front ( $X = 5$  m) et dans le plan vertical qui contient l'axe du tunnel ( $Y = 0$ ). On a identifié en bleu la ligne d'isovaleur pour laquelle le module de Young a baissé de 40 %. Le paramètre  $\xi$  permet bien de moduler la décroissance du module de façon cohérente avec la structure étudiée. De manière analogue au profil de la contrainte déviatorique, la décroissance du module se produit en amont de l'excavation, au niveau de front de taille et remonte jusqu'à la surface.

A titre d'illustration, on présente sur la Figure 2.15 l'évolution des isovaleurs du module de Young pour cinq incréments de calcul lors du calcul de la dernière phase de l'excavation pour  $\xi = 15$ .

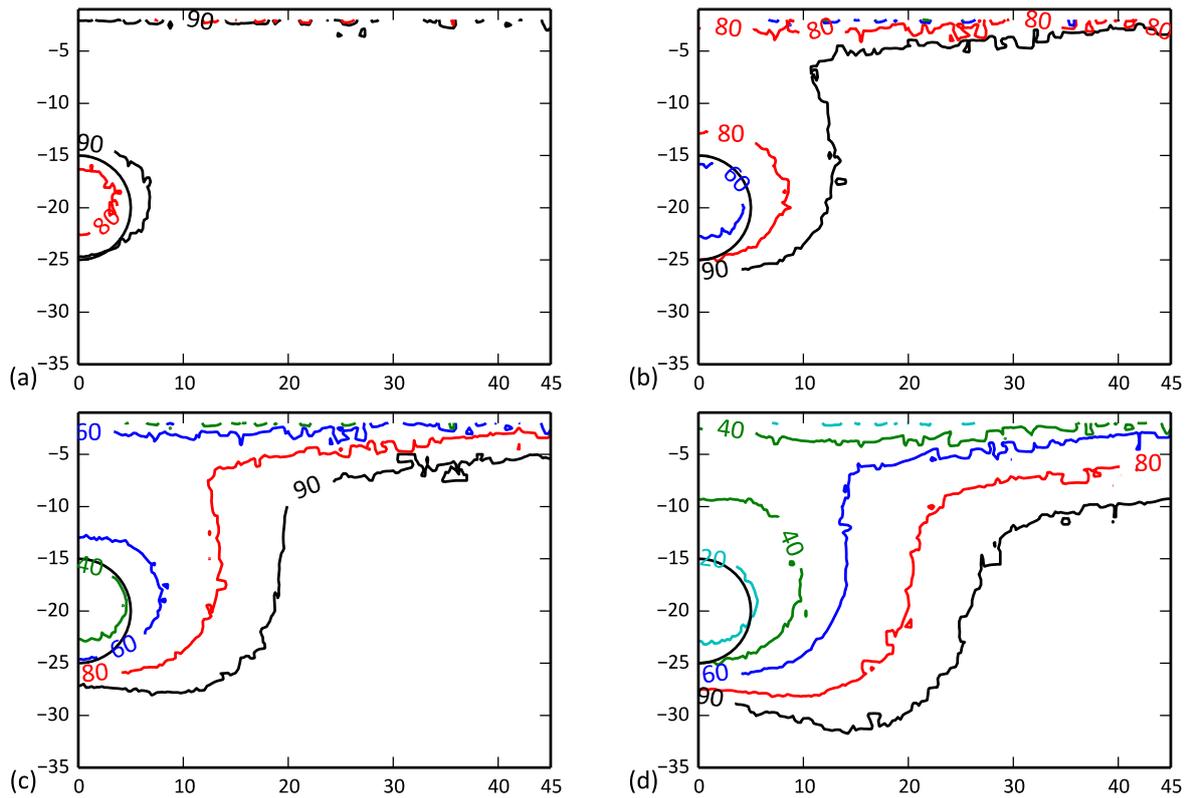


Figure 2.13 Isovaleurs du module de Young dans le plan  $X = 5 \text{ m}$  (a)  $\xi = 1,5$  (b)  $\xi = 2,5$  (c)  $\xi = 4,5$  (d)  $\xi = 15$

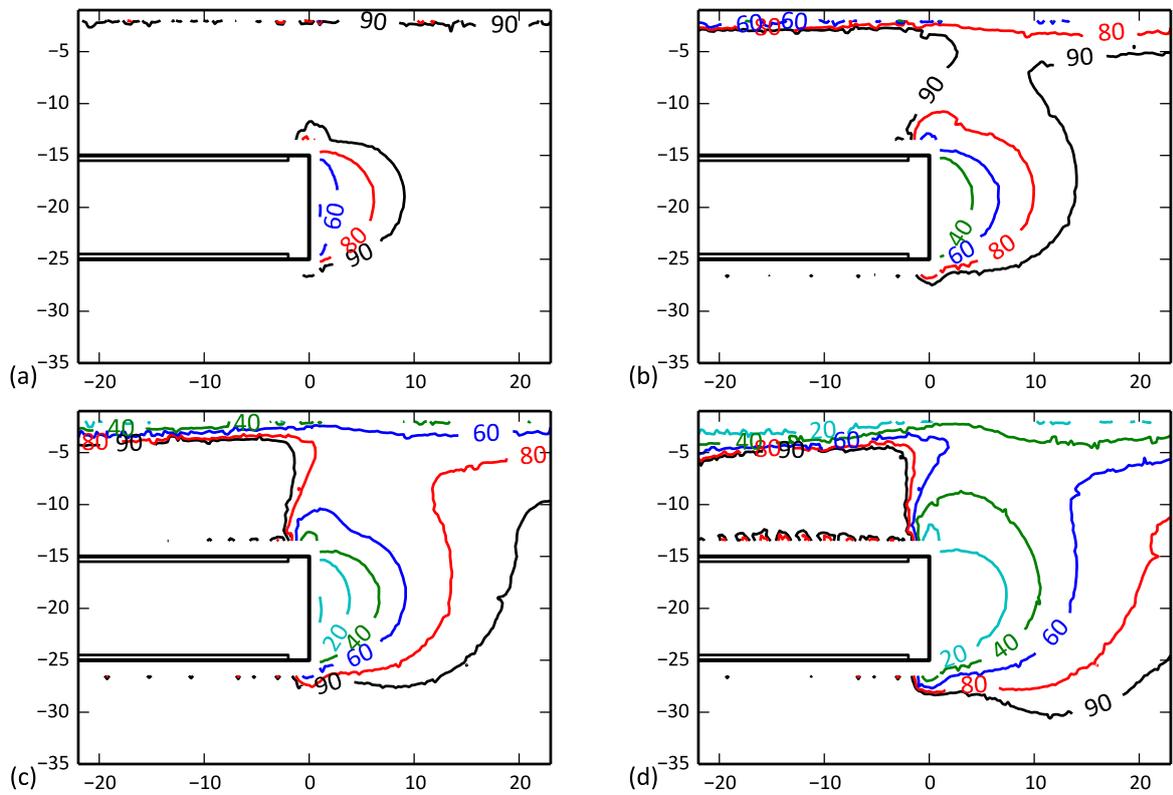


Figure 2.14 Isovaleurs du module de Young dans le plan  $Y = 0$  (a)  $\xi = 1,5$  (b)  $\xi = 2,5$  (c)  $\xi = 4,5$  (d)  $\xi = 15$

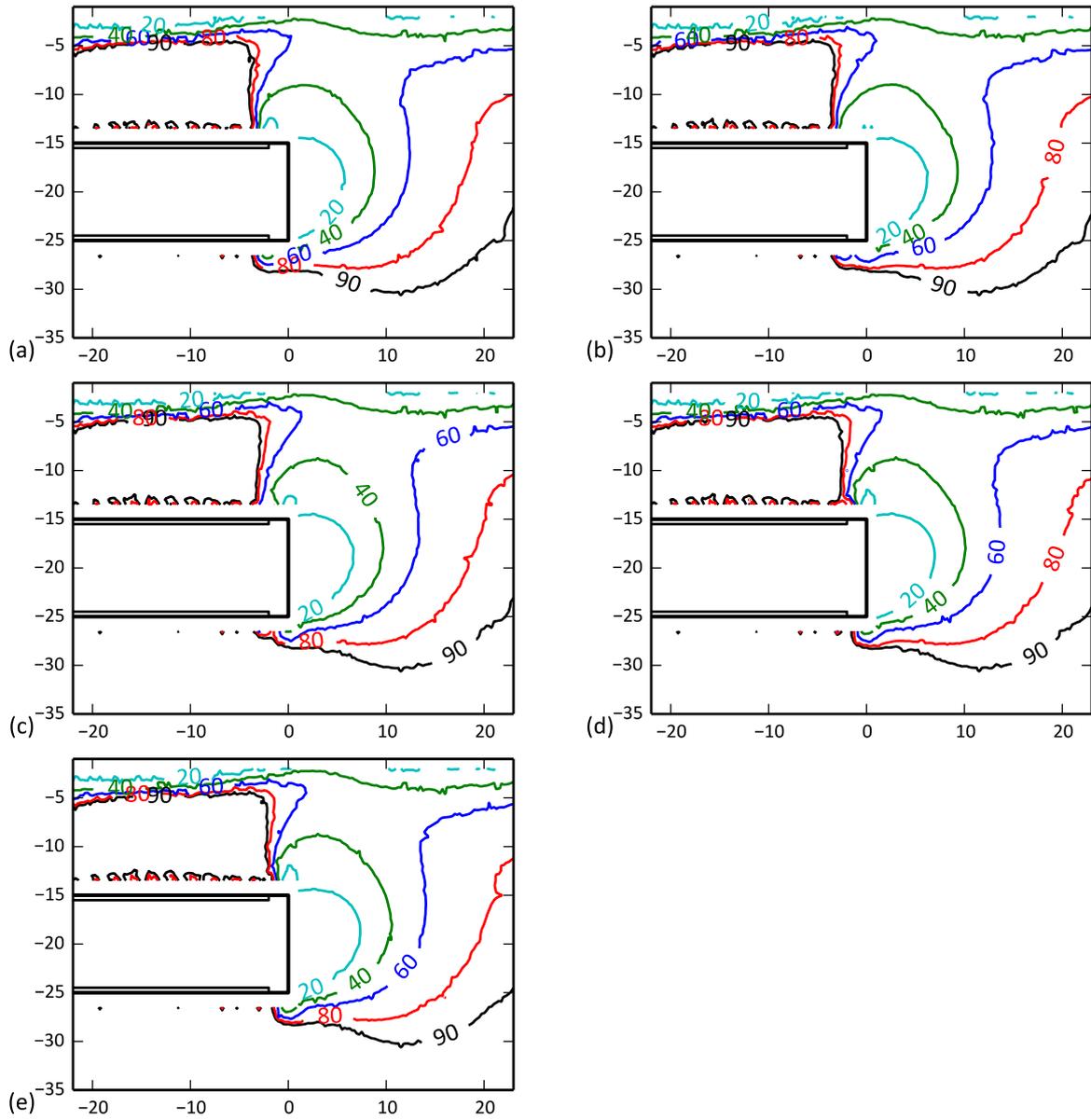


Figure 2.15 Isovaleurs du module de Young en fonction de l'incrément de calcul pour  $\xi = 15$

(a) 20% (b) 40% (c) 60% (d) 80% (e) 100%

### 3.3.3. Prise en compte du déchargement/rechargement

En dernier lieu, on propose d'intégrer dans la loi élastique non linéaire le traitement du comportement en déchargement/rechargement, en introduisant une variable d'état supplémentaire  $q^e$  homogène à une contrainte.

On y stocke à chaque incrément de calcul la plus grande contrainte déviatorique vue au point considéré. On introduit le module de cisaillement de déchargement/rechargement  $G_{ur}$  ainsi que le coefficient de Poisson de déchargement/rechargement  $\nu_{ur}$ . Ce mécanisme s'active lorsque la contrainte déviatorique  $q$  est inférieure à 90 % de  $q^e$ .

La formulation devient :

Si  $q \geq 0,9 q^e$  : chargement déviatorique primaire, on suit la formulation énoncée dans les équations (2.22) et (2.23) :

$$G_t = \text{Min} \left[ \text{Max} \left( G_{min}; G_0 \xi^{1-\frac{q}{\beta p'_i}} \right); G_0 \right]; \nu_t = \left[ \frac{(1+\nu_0) - \frac{G_t}{G_0}(1-2\nu_0)}{2(1+\nu_0) + \frac{G_t}{G_0}(1-2\nu_0)} \right] \quad (2.26)$$

si  $q < 0,9 q^e$  : déchargement ou rechargement, le comportement est élastique linéaire.

$$G_t = G_{ur}; \nu_t = \nu_{ur} \quad (2.27)$$

La variable d'état  $q^e$  est initialisée égale à  $\beta_i p'_i$ , la plus grande valeur connue de contrainte déviatorique. Elle est actualisée à chaque incrément de calcul et est stockée entre les différentes phases d'excavation.

On illustre ce mécanisme sur le profil  $(q, \varepsilon_1)$  d'un essai triaxial numérique en reprenant les paramètres de la loi précédente auquel on ajoute ceux du déchargement/rechargement  $G_{ur}/G_0$  et  $\nu_{ur}$  Tableau 2.9.

**Tableau 2.9 Paramètres d'élasticité non linéaire avec déchargement/rechargement**

$G_0$ (MPa)	$G_{min}/G_0$ (-)	$\nu_0$ (-)	$\xi$ (-)	$\beta$ (-)	$G_{ur}/G_0$ (-)	$\nu_{ur}$ (-)
45,45	0,1	0,1	3	0,375	2	0,2

La première étape de l'essai consiste à reproduire l'état de contraintes initial défini par  $K_0 = 0,7$  dans le massif à 20 m de profondeur :  $q_i = 120$  kPa et  $p'_i = 320$  kPa. La pression de confinement dans l'essai,  $\sigma'_3$ , est égale à 280 kPa. Lorsque la contrainte verticale atteint 400 kPa on a atteint l'état de contraintes initial. On calcule le coefficient  $\beta$  tel que son produit par la contrainte moyenne initiale du triaxial, égale à  $\sigma'_3$  (et non à  $p'_i$  dans le massif), soit égal à la contrainte déviatorique initiale dans le massif 120 kPa. Soit :

$$\beta = \frac{1 - K_0}{K_0} \approx 0,43 \quad (2.28)$$

On considère le chemin de contraintes triaxial de la Figure 2.16 sur lequel on a superposé la valeur de  $q^e$  à chaque étape de chargement. On a introduit deux cycles de déchargement/rechargement et la contrainte déviatorique finale est égale à trois fois la contrainte déviatorique initiale dans le massif.

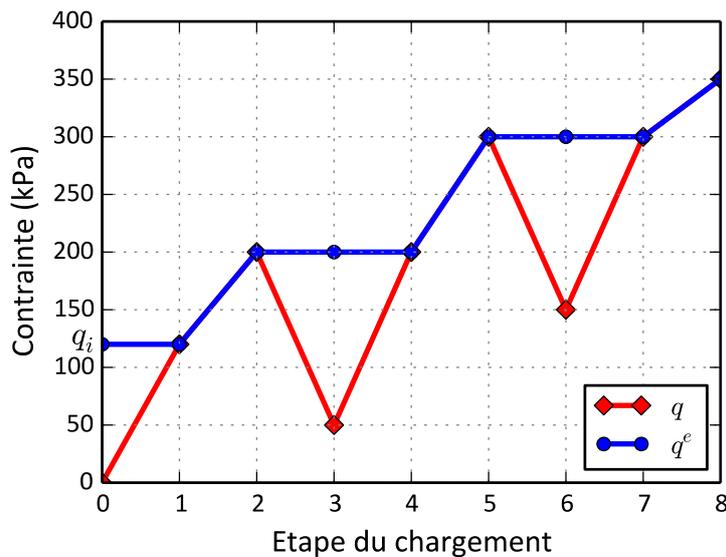


Figure 2.16 Chemin de contraintes de l'essai triaxial numérique

La Figure 2.17 présente le profil  $(q, \varepsilon_1)$  de l'essai triaxial suivant ce profil de chargement. Jusqu'à atteindre la contrainte déviatorique initiale dans le massif, le sol est en rechargement. Ensuite la dégradation de raideur en fonction de la contrainte déviatorique s'active suivant la loi exponentielle.

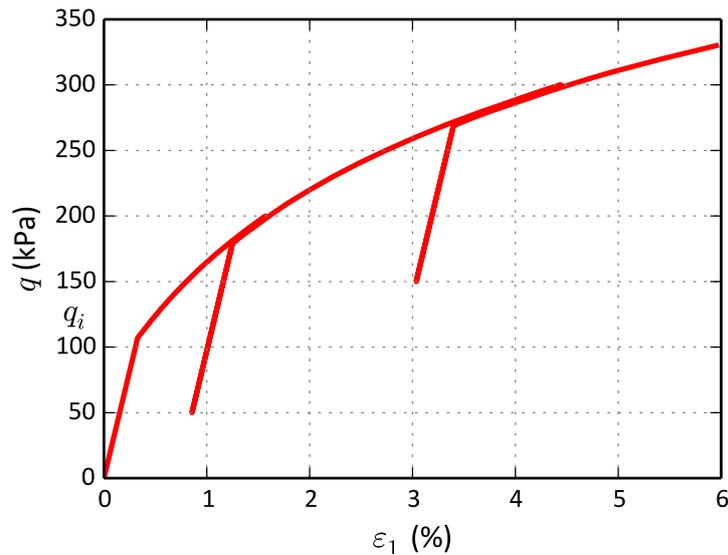


Figure 2.17 ( $q, \varepsilon_1$ ) de l'essai triaxial numérique

On teste l'effet de cette formulation sur le tassement en surface en retenant un module de cisaillement en déchargement/rechargement égal à trois fois le module de cisaillement initial  $G_0$ . On a retenu 0,2 pour le coefficient de Poisson  $\nu_{ur}$ . Les zones en déchargement/rechargement sont situées au droit de la zone soutenue et sous le radier (représentées en gris sur la Figure 2.18). En conséquence, l'impact de ce mécanisme sur le déplacement maximal et la largeur de la cuvette est très faible (Tableau 2.10). En effet, les déplacements en surface se développent en avant du front et au niveau de la zone non soutenue où la contrainte déviatorique croît de façon monotone avec les incréments de chargements et l'avancée dans les phases d'excavation.

En conclusion, pour l'application qui nous intéresse, l'introduction d'un comportement différent selon qu'on est en chargement déviatorique initial ou en déchargement/rechargement ne semble pas essentielle.

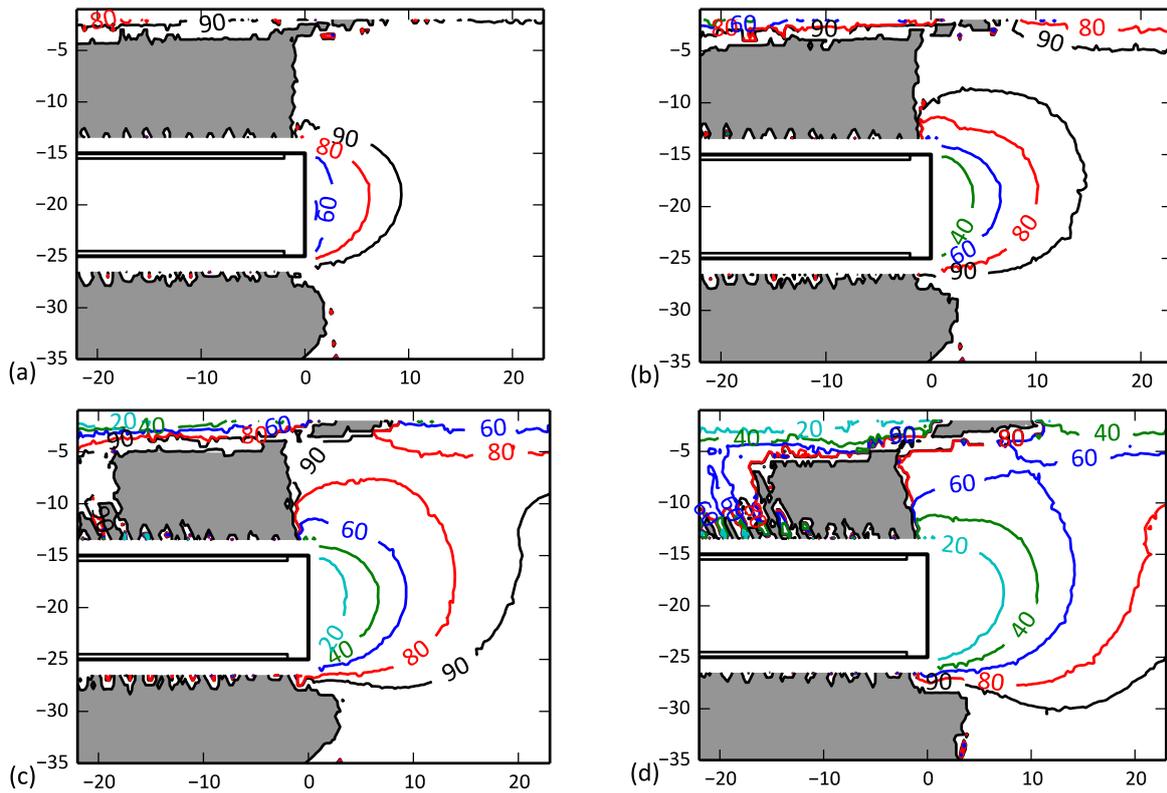


Figure 2.18 Isovaleurs du module de Young dans le plan vertical longitudinal

(a)  $\xi = 1,5$  (b)  $\xi = 2,5$  (c)  $\xi = 4,5$  (d)  $\xi = 15$

Tableau 2.10 Influence du module de déchargement/rechargement sur la largeur de la cuvette de tassement et le tassement maximal

$\xi$	1,5	2,5	4,5	15
$S_{max}$ (mm) sans $E_{ur}$	6,8	10,0	15,1	25,1
$S_{max}$ (mm)	7,6	10,1	16,1	25,7
$K$	0,580	0,575	0,555	0,530
$V_{cuvette}$ (m <sup>3</sup> /ml)	0,25	0,35	0,49	0,76
$\Delta S_{max}$ (mm)	+0,8	+0,1	+1,0	+0,6
$\Delta K$	+0,04	+0,02	+0,005	+0,005

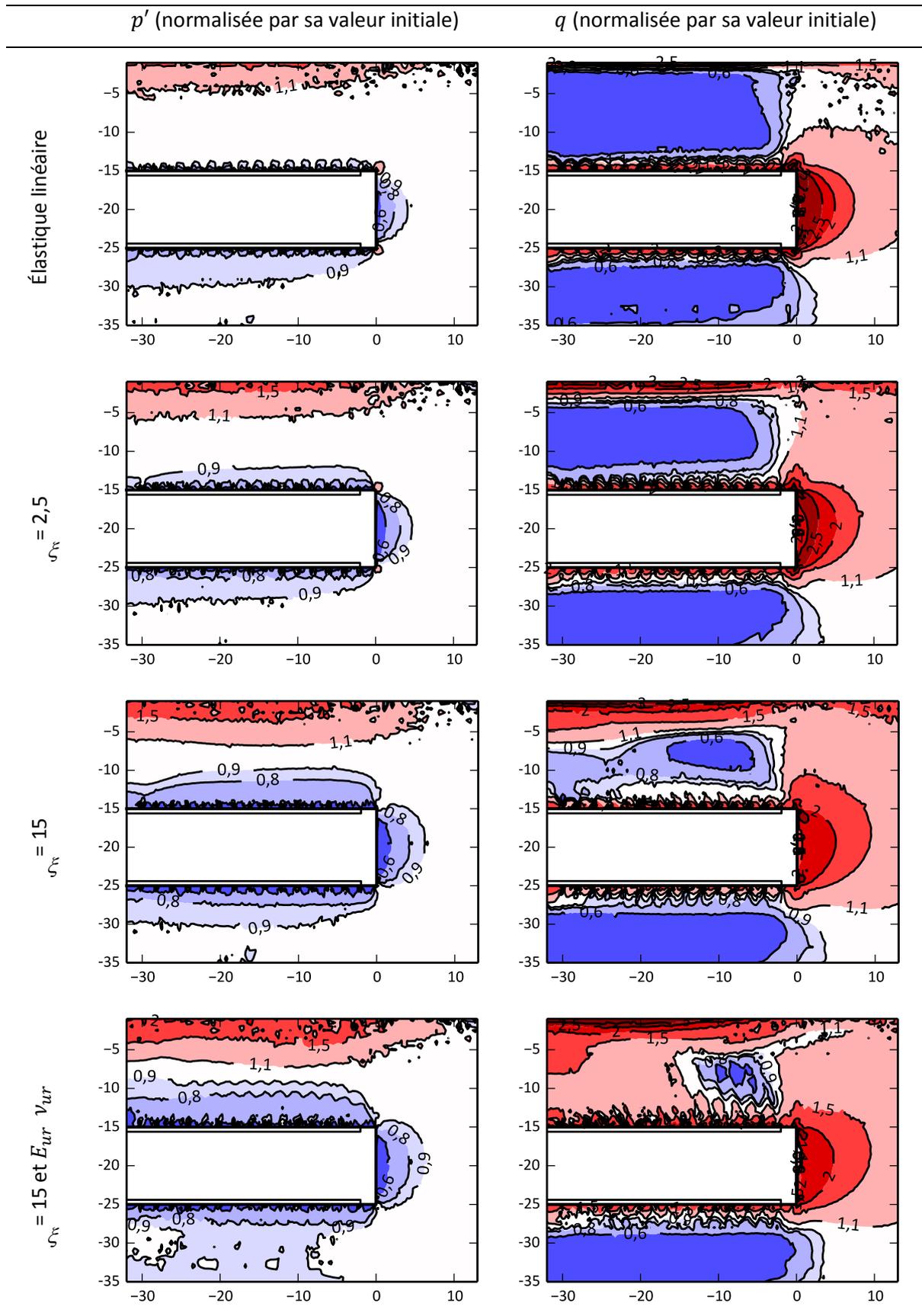
### 3.3.4. Influence de l'élasticité non-linéaire sur l'état de contraintes

Dans la première partie, on a étudié l'évolution des invariants de contraintes dans le cas élastique linéaire pour pouvoir discuter les différences entre modélisations bidimensionnelles et tridimensionnelles. On compare Tableau 2.11 les isovaleurs des invariants de contraintes entre le cas élastique linéaire et quelques cas élastiques non-linéaires.

D'une façon générale, l'introduction d'une loi élastique non-linéaire ne modifie pas profondément la distribution des contraintes par rapport au cas linéaire : on a toujours une faible variation de la contrainte moyenne et un chargement déviatorique en avant du front et vers la surface. La décroissance de raideur avec la contrainte déviatorique accentue la taille de la zone concernée par l'augmentation de contrainte déviatorique ainsi que celle de réduction de la contrainte moyenne. On retrouve qualitativement les résultats obtenus avec le modèle HSM et présentés en Figure 2.5 et Figure 2.6.

De plus, l'utilisation de la loi non-linéaire définie ici avec un modèle bidimensionnel n'est pas recommandée puisque l'évolution des modules dépend du chemin de contraintes, qui diffère en 2D et en 3D.

**Tableau 2.11** Influence de la formulation élastique non-linéaire sur les isovaleurs des invariants de contraintes



### 3.4. Modèle d'anisotropie avec isotropie transverse

#### 3.4.1. Généralités

La formation géologique du massif par apport successif de matériau et consolidation gravitationnelle est à l'origine d'une anisotropie des contraintes avec un profil isotrope transverse, traduite par le coefficient de pression des terres au repos.

Cependant, jusqu'à présent, les différentes lois de comportement que nous avons discutées font l'hypothèse d'un comportement isotrope du sol. Or la formation du massif peut aussi se traduire par une anisotropie des propriétés mécaniques, dont nous allons discuter l'influence.

On retient un modèle d'anisotropie avec isotropie transverse, la relation contraintes-déformations est donnée par l'équation (2.29) où  $x, y$  définissent le plan d'isotropie horizontal et  $z$  l'axe de symétrie vertical (Puzrin, 2012) :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{xz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & & & \\ & \frac{\nu_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & & & \\ & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & & & \\ & & & \frac{1 + \nu_{hh}}{E_h} & & \\ & & & & 0 & \\ & & & & & \frac{1}{2G_{vh}} \\ & & & & & & \frac{1}{2G_{vh}} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \end{bmatrix} \quad (2.29)$$

On a donc cinq paramètres indépendants :  $E_h$ ,  $E_v$ ,  $\nu_{hh}$ ,  $\nu_{vh}$  et  $G_{vh}$ . Avec ces paramètres, on définit trois rapports caractéristiques :

- le rapport entre les modules d'élasticité horizontal et vertical  $n = E_h/E_v$ .

- le rapport entre les modules de cisaillement horizontal et vertical  $\alpha = \frac{G_{hh}}{G_{hv}}$ ,

avec  $G_{hh} = \frac{E_h}{2(1+\nu_{hh})}$

- le rapport entre le module de cisaillement vertical  $G_{vh}$  et le module d'élasticité vertical  $E_v$   $m = \frac{G_{vh}}{E_v}$ . Pour un massif isotrope, il est égal à  $m_{iso} = \frac{1}{2(1+\nu_{hh})}$ , qui vaut 0,33 dans le cas d'un massif non drainé ( $\nu_{hh} = 0,5$ ) et 0,5 dans le cas où  $\nu_{hh}$  est nul. On s'intéressera dans la suite au rapport  $m/m_{iso}$ . On peut établir la relation suivante entre les différents ratios :

$$\frac{m}{m_{iso}} = \frac{n}{\alpha} \quad (2.30)$$

Un premier modèle propose de ne modifier, par rapport à la situation isotrope, que le module de cisaillement vertical  $G_{vh}$ , c'est-à-dire de prendre  $E_h = E_v = E$  ;  $\nu_{vh} = \nu_{hv} = \nu$ . Le comportement est donc défini par trois paramètres :  $E$ ,  $\nu$ , et  $G_{vh}$ .

Un modèle plus complet (dans la mesure où il permet de prendre en compte des modules différents dans les directions verticale et horizontale par exemple) et souvent repris dans la littérature, est le modèle de (Graham & Houlsby, 1983). Il ne fait intervenir que trois paramètres indépendants  $\alpha$ ,  $E_v$  et  $\nu_{hh}$ , les autres paramètres du modèle,  $\nu_{vh}$ ,  $E_h$  et  $G_{vh}$ , étant déterminés par les relations suivantes :

$$\alpha = \frac{G_{hh}}{G_{vh}} = \sqrt{\frac{\nu_{hh}}{\nu_{vh}}} = \sqrt{n} \quad (2.31)$$

On a de plus :

$$\alpha = \sqrt{n} = \frac{m}{m_{iso}}$$

### 3.4.2. Importance en tunnels urbains

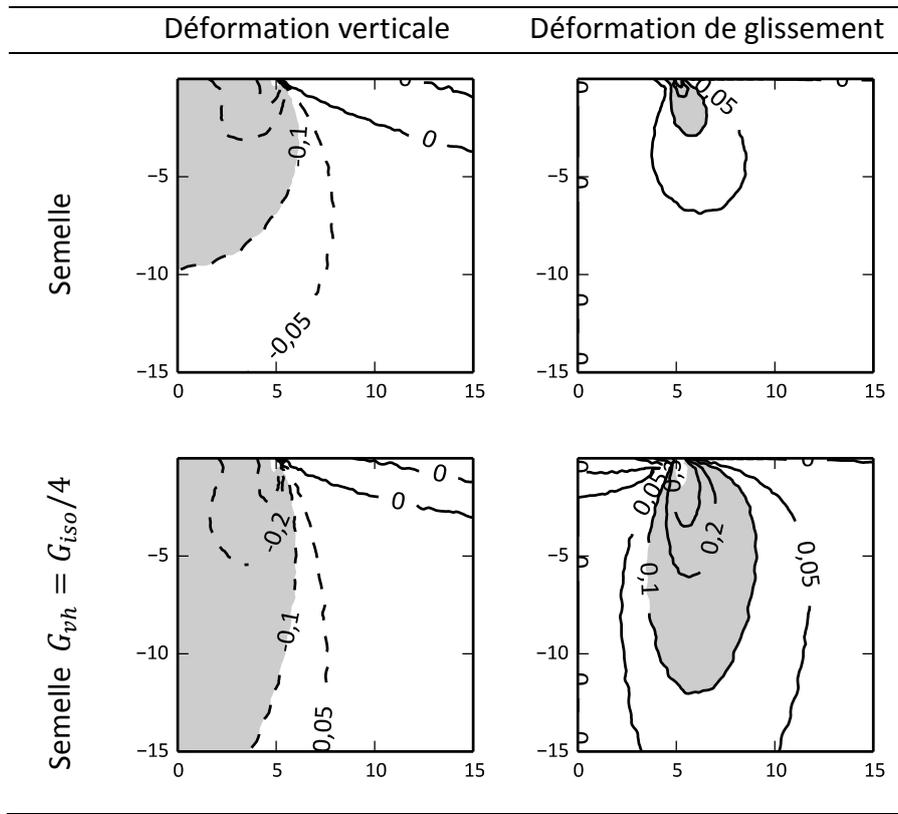
On reprend ici la démarche de (Lee & Rowe, 1989) pour illustrer l'influence de la prise en compte de l'isotropie transverse dans le cas d'une semelle filante. Nous prolongeons leur approche avec le cas d'un tunnel profond et nous la complétons en représentant la cartographie des déformations autour de l'ouvrage.

On considère un tunnel superficiel de 10 m de diamètre à une profondeur de 20 m dans un massif homogène élastique avec  $K_0$  égal à 0,7. L'excavation est modélisée en déformations planes par une relaxation totale des contraintes. A titre de comparaison, on considère également une semelle rigide filante de largeur 10 m soumise à un effort choisi pour obtenir le même ordre de grandeur de déformation verticale pour les deux simulations.

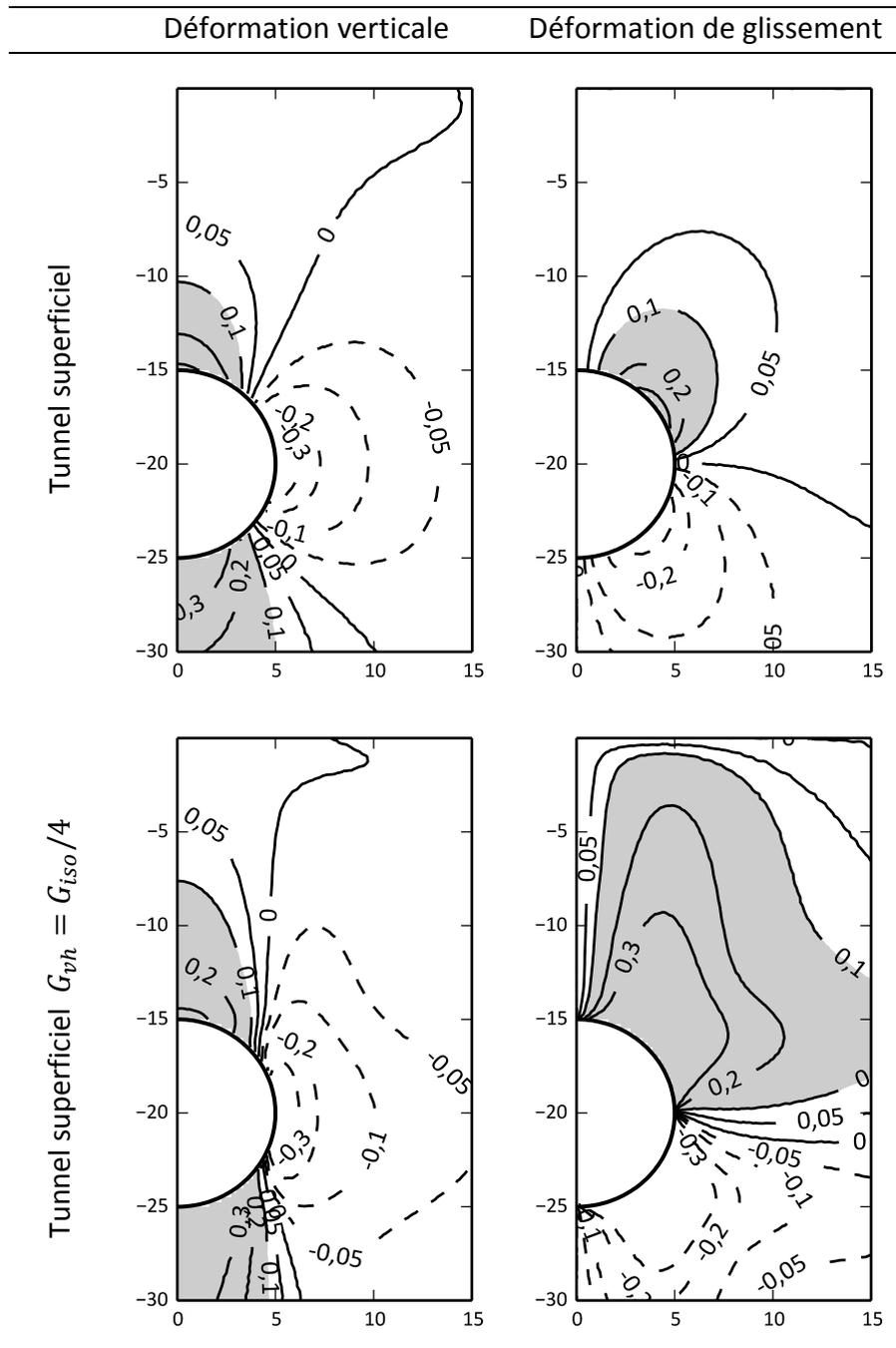
On visualise sur le Tableau 2.12 et le Tableau 2.13 les isovaleurs des déformations verticale et de glissement pour ces deux ouvrages, pour le cas où l'isotropie transverse se traduit par un module de cisaillement vertical  $G_{vh}$  égal à 25 % de la valeur du cas isotrope. On a grisé l'étendue du massif concernée par une déformation supérieure à 0,1 %, soit environ un tiers de la valeur maximale obtenue dans les deux cas.

Dans le cas de la semelle, la déformation verticale et celle de glissement sont maximales à son coin. Dans le cas du tunnel superficiel, la valeur maximale de la déformation verticale est située en clé de l'ouvrage, celle de la déformation de glissement est située en rein. On voit nettement que le rapport de la surface en glissement par rapport à celle en déformation verticale est plus faible pour la semelle que pour le tunnel superficiel. Par rapport à la situation isotrope, la déformation de glissement s'étend significativement plus que la déformation verticale en tunnel. A l'inverse, sur la semelle, les deux déformations progressent de manière comparable.

**Tableau 2.12 Déformations verticale et de glissement pour différents ouvrages avec un module de cisaillement transverse réduit à 25% de sa valeur isotrope**



**Tableau 2.13 Déformations verticale et de glissement pour différents ouvrages avec un module de cisaillement transverse réduit à 25% de sa valeur isotrope**



Cette différence de sensibilité vis-à-vis du module de cisaillement se confirme sur la Figure 2.19 où on relève le tassement de la semelle et le tassement en surface au-dessus du tunnel à l'issue de l'excavation en fonction du module de cisaillement vertical. Si le module de cisaillement vertical est égal à 50 % de sa valeur isotrope, le tassement de la semelle sera augmenté de 30 % ; dans le cas du tunnel superficiel, l'augmentation du tassement est de 80 %.

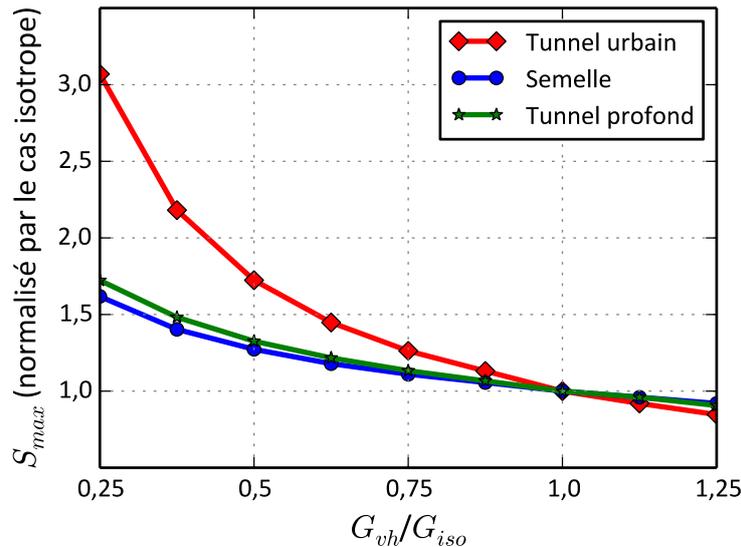


Figure 2.19 Influence du module de cisaillement transverse selon l'ouvrage considéré

Cette observation est bien spécifique aux tunnels superficiels et n'est pas valable pour les tunnels profonds : on a modélisé un tunnel profond en modifiant les conditions limites et en appliquant la contrainte à l'axe du tunnel à l'ensemble du massif ; l'anisotropie du champ de contraintes initial a été conservée. Dans ce cas, le rapport entre les déformations n'est pas fortement modifié par le changement du module de cisaillement, et le profil de la convergence en clé par rapport à la variation du module de cisaillement est proche de celui de la semelle Figure 2.19.

Cet exemple justifie à nouveau d'adapter le modèle de comportement à la structure étudiée : un modèle avec un module de cisaillement vertical indépendant a peu d'influence sur le calcul des déplacements d'une semelle ou d'un tunnel profond, beaucoup sur celui d'un tunnel superficiel. Il convient donc d'y porter une attention particulière.

### 3.4.3. Éléments bibliographiques

(Lee & Rowe, 1989) ont étudié l'influence de différents paramètres :

- le rapport C/D entre la couverture du tunnel et son diamètre a une faible influence sur le profil de la Figure 2.19 pour les valeurs testées : 1, 2 et 3.
- le module d'élasticité horizontal  $E_h$  n'a pas d'influence significative sur le tassement,
- il en va de même pour le rapport entre les coefficients de Poisson horizontal et vertical. A  $m = G_{vh}/E_v$  fixé, plus le coefficient de Poisson  $\nu_{hv} = \nu_{hh}$  est faible ( $m_{iso}$  élevé) plus le tassement maximal est élevé. Cette étude retient que l'on peut, en première approche, faire les hypothèses  $E_v = E_h$  et  $\nu_{hh} = \nu_{hv}$ , et privilégier l'influence du rapport  $m$  (ou de  $m/m_{iso}$ ).

(Lee & Rowe, 1989) avancent trois explications pour justifier que le module de cisaillement transverse est inférieur au module de cisaillement dans le plan horizontal :

- une explication géologique : ce serait une conséquence de la formation du terrain par consolidation verticale,
- des considérations liées à la distribution des déformations autour du tunnel : la relation contraintes-déformations en cisaillement est non linéaire et on constate un niveau particulièrement élevé de déformations de cisaillement à proximité de l'excavation,
- enfin, des données expérimentales montrent que pour le chemin de contraintes du tunnel le module d'élasticité  $E_v$  est supérieur à celui mesuré tandis que  $G_{vh}$  est conforme aux essais.

(Simpson et al., 1996) ont également étudié l'influence de l'isotropie transverse sur les tassements, au moyen de calculs par éléments finis. Après un premier calcul avec un module de cisaillement transverse très fortement réduit ( $m = 0,1$ ), ils prolongent le résultat de (Lee & Rowe, 1989) sur le tassement maximal à la largeur de la cuvette de tassement : cette dernière est beaucoup plus étroite avec le modèle isotrope transverse. (Simpson, et al., 1996) présentent les résultats d'analyse par mesure de la vitesse d'onde de cisaillement en laboratoire et in-situ sur l'argile de Londres pour évaluer le rapport  $\alpha$  entre les modules de cisaillement. Les deux méthodes permettent d'établir un rapport égal à 1,5. L'utilisation de

l'isotropie transverse ainsi formulée, avec réduction du module de cisaillement transverse, associée à une loi non-linéaire ou élastique linéaire permet d'approcher le profil de la cuvette de tassement du London Heathrow express. Les valeurs de  $K$  obtenues dans le cas de Londres sont proches de 0,4.

(Addenbrooke et al., 1997) arrivent à des conclusions proches de (Simpson, et al., 1996) en prenant appui sur les données du creusement à Londres St James Park. Ils remarquent qu'un modèle non-linéaire permet de reproduire le tassement maximal en surface sans modifier la largeur de la cuvette de tassement. Ils proposent de chercher à améliorer la largeur de la cuvette de tassement à l'aide d'une isotropie transverse. Un modèle isotrope transverse avec  $n > 1$  et un module d'élasticité vertical réduit par rapport au calcul isotrope augmente la profondeur de la cuvette ( $S_{max}$ ) sans significativement en améliorer la forme. L'introduction d'un rapport  $m/m_{iso} < 1$  permet d'atteindre des cuvettes plus étroites.

(Lee & Ng, 2002) étudient l'influence de  $K_0$  et de  $n$  sur la base de modélisations par éléments finis tridimensionnels. Ils retiennent un modèle avec  $m = m_{iso}$ . Ils montrent que plus  $K_0$  est petit plus la cuvette est étroite. En outre, ils montrent que plus  $n$  est grand plus celle-ci est étroite ( $K = 0,47$  avec  $n = 1,6$  contre  $K = 0,51$  avec  $n = 1$  dans le cas  $K_0 = 0,5$ ), mais cet effet reste limité. Cette étude nuance le résultat de (Lee & Rowe, 1989) et de (Addenbrooke, et al., 1997) sur l'influence du rapport des modules d'élasticité.

(Franzius et al., 2005) discutent l'opportunité d'un modèle élastique non-linéaire isotrope transverse avec des modélisations par éléments finis tridimensionnels. Ils retiennent notamment le modèle de (Graham & Houlsby, 1983) pour caractériser l'anisotropie, avec  $m > m_{iso}$  et  $n > 1$ . Ils concluent ainsi à l'inutilité de l'isotropie transverse pour améliorer le profil de la cuvette de tassement. On notera cependant qu'ils ont utilisé un modèle différent de celui des auteurs précédents.

(Puzrin, et al., 2012) et (Zymnis, et al., 2013) proposent un calcul analytique des tassements, pour un modèle isotrope transverse, dans la suite des solutions proposées pour le cas isotrope par (Sagaseta, 1987), (Verruijt et Booker, 1996), (Verruijt, 1997) et (Park, 2005). Ils constatent qu'à l'instar des modélisations par éléments finis avec des modèles isotropes, les différentes formulations analytiques ne permettent pas de reproduire l'étroitesse des cuvettes de tassements empiriques. Les deux articles se concentrent sur les argiles de

Londres et en particulier prennent appui sur le cas du St James Park déjà étudié numériquement dans (Addenbrooke, et al., 1997) et (Franzius, et al., 2005). Ils s'appuient sur les mêmes études géotechniques, les travaux de (Hight, et al., 2007) qui mettent en évidence par de nouveaux essais en laboratoire et in-situ la forte anisotropie de l'argile de Londres (London Clay) au droit du site étudié. Il est donc remarquable que (Puzrin, et al., 2012) et (Zymnis, et al., 2013) arrivent à des conclusions diamétralement opposées.

(Puzrin, et al., 2012) reproduisent par une méthode analytique les résultats de (Lee & Rowe, 1989), (Simpson, et al., 1996) et (Addenbrooke, et al., 1997). Ils utilisent un modèle où seul le module de cisaillement transverse est différent du cas isotrope. Des travaux de (Hight, et al., 2007) ils tirent le rapport entre les modules de cisaillement  $\alpha = G_{hh}/G_{hv}$ , égal à 1,54. Ils se placent dans le cas non drainé ( $\nu = 0,5$ ), ce qui conduit à  $m = 0,22$  (selon l'équation (2.30)) et  $m/m_{iso} < 1$ . (Puzrin, et al., 2012) constatent alors une réduction de la largeur de la cuvette de tassement et poursuivent jusqu'à établir une corrélation directe entre le paramètre caractéristique de la largeur de la cuvette de tassement  $K$  et le rapport  $G_{hh}/G_{hv}$  (en fait  $m/m_{iso}$  puisque  $n$  est égal à 1) :

$$K = \frac{3 - \sqrt{\alpha}}{4} \quad (2.32)$$

avec  $\alpha$  compris entre 0,36 et 3,24

Cette corrélation semble cependant très audacieuse compte tenu de l'hypothèse très forte d'égalité des modules d'élasticité vertical et horizontal.

Les travaux de (Zymnis, et al., 2013) utilisent un modèle isotrope transverse plus complexe. Ils retiennent, suivant (Hight, et al., 2007), que le module de Young horizontal  $E_h$  est bien supérieur au module vertical  $E_v$ , et adoptent la valeur  $n = 2,07$ , d'où  $m = 0,66$  avec  $\alpha$  égal à 1,54 en suivant les travaux de (Graham & Houlsby, 1983). Le module de cisaillement vertical est alors supérieur au cas isotrope, à l'inverse de (Puzrin, et al., 2012). Dans la formulation analytique de (Zymnis, et al., 2013) les effets de la différence entre les modules vertical et horizontal et de l'augmentation du module de cisaillement vertical se compensent remarquablement, la superposition des profils de déplacement dans le massif le montre. On retrouve le constat de (Franzius, et al., 2005) fait sur la base de modélisations numériques. (Zymnis, et al., 2013) concluent donc de l'étude du cas St James Park, que la prise en compte

de l'isotropie transverse n'apporte pas d'améliorations significatives sur la prévision des tassements.

### **Synthèse**

On distingue deux approches pour tenir compte de l'isotropie transverse : la première se concentre sur le module de cisaillement transverse, la seconde établit des corrélations entre les cinq paramètres.

Avec la première approche, l'isotropie transverse a une influence importante sur le profil de tassement calculé au-dessus d'un tunnel, en augmentant le tassement maximal et réduisant sa largeur. Elle est par contre restrictive en supposant que les modules d'élasticité vertical et horizontal sont égaux, ce que la majorité des auteurs considèrent comme peu représentatif de la réalité géologique.

La seconde formulation étudiée, basée sur les travaux de (Graham & Houlsby, 1983) conduit à un module de cisaillement transverse supérieur au module de cisaillement du cas isotrope. Dans ce cas, la prise en compte de l'isotropie transverse modifie peu la cuvette de tassement. Il faut noter que cette approche est centrée sur les argiles, en particulier celles de Londres.

#### *3.4.4. Modèle d'isotropie transverse pour la prévision des tassements*

A l'issue de l'étude des différents modèles existant dans la littérature, on propose d'élaborer une formulation qui permette de reproduire les cuvettes de tassement observées, en particulier dans le cas où le coefficient de pression des terres au repos est inférieur à 1. On s'appuie sur le constat de l'influence du module de cisaillement transverse sur la largeur de la cuvette de tassement. On vérifie ensuite la validité de l'approche proposée sur le modèle tridimensionnel. La majorité des exemples de la littérature reposent en effet sur des modélisations bidimensionnelles ou analytiques.

Tout d'abord, on retient pour les coefficients de Poisson  $\nu_{hh} = \nu_{hv} = 0,2$ . Ces valeurs sont vraisemblables, et il n'est pas possible d'isoler simplement en laboratoire ou in-situ la valeur de chacun de ces coefficients. Pour ce coefficient de Poisson, le rapport entre le module de cisaillement et le module d'élasticité dans le cas isotrope  $m_{iso}$  est égal à 0,42.

Dans le cas où le coefficient de pression des terres au repos est inférieur à 1, ce qui paraît représentatif de la région parisienne, la contrainte horizontale est inférieure à la contrainte verticale. On fait l'hypothèse que cette anisotropie de contraintes se traduit par un module de Young horizontal plus faible que le module de Young vertical, c'est-à-dire  $n$  inférieur à 1. On envisage une variation de  $n$  comprise entre 0,5 et 1. On cherche maintenant à définir une corrélation entre  $n$  et  $m/m_{iso}$  qui ferait intervenir  $\alpha$  à la manière des travaux de (Graham & Houlsby, 1983). On teste ensuite la possibilité d'associer à un couple  $(n, m/m_{iso})$  une valeur du paramètre de Peck  $K$  à la manière de (Puzrin, et al., 2012).

(Masin & Rott, 2014) ont généralisé la formulation de (Graham & Houlsby, 1983) en introduisant le paramètre sans dimension strictement positif  $x$  tel que

$$\alpha = n^x \quad (2.33)$$

Chez (Graham & Houlsby, 1983)  $x$  est égal à 0,5. A l'issue de leur étude bibliographique (Masin & Rott, 2014) proposent de retenir la valeur de 0,8. A noter que les auteurs ne parviennent pas à établir de corrélation équivalente pour les coefficients de Poisson et proposent donc de les définir de manière arbitraire. Cette formulation conduit à des valeurs de  $n$  supérieures à 1 pour  $\alpha$  supérieur à 1, elle est donc insuffisante pour notre situation. Elle a été établie à partir d'essais et de retour d'expériences sur des argiles surconsolidées pour lesquelles  $K_0$  et  $n$  sont supérieurs à 1.

On propose d'étudier l'égalité suivante entre  $\alpha$ , et l'inverse de  $n$  exposant  $x$  :

$$\alpha = \frac{G_{hh}}{G_{hv}} = \frac{1}{n^x} \quad (2.34)$$

Ce choix est justifié par les bons résultats qu'il donne sur la largeur des cuvettes de tassements, mais on ne dispose pas de résultats d'essais adaptés suffisamment nombreux et documentés pour l'étayer.

La connaissance de deux paramètres,  $\alpha$  et  $x$  par exemple permet alors de déterminer complètement le modèle isotrope transverse.

En inversant cette formulation il vient :

$$n = \alpha^{-1/x} \tag{2.35}$$

Et suivant (2.30) on a :

$$\frac{m}{m_{iso}} = \alpha^{-(1/x+1)} = n^{1+x} \tag{2.36}$$

Si  $x$  est infini (pour  $\alpha$  donné),  $n$  tend vers 1 et  $\frac{m}{m_{iso}}$  tend vers  $1/\alpha$ , on retrouve alors le modèle de (Lee & Rowe, 1989) où seul le module de cisaillement transverse diffère du cas isotrope. D'autre part, on a :

$$\frac{dn}{dx} = n \ln(\alpha)/x^2 \tag{2.37}$$

$n = E_h/E_v$  est donc une fonction croissante de  $x$  si  $\alpha > 1$  et décroissante si  $\alpha < 1$ .

En faisant varier la valeur de  $\alpha$ , pour  $x$  fixé, on fait varier simultanément  $n$  et  $m/m_{iso}$ . On a illustré  $m/m_{iso}$  en fonction de  $n$  pour différentes valeurs de  $x$  sur la Figure 2.20.

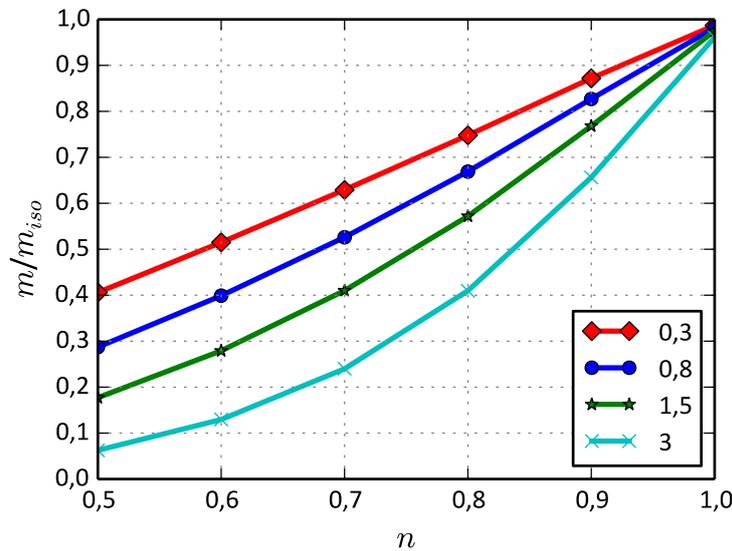


Figure 2.20  $m/m_{iso}$  en fonction de  $n$  pour différentes valeurs de  $x$

Par exemple, pour  $x = 0,8$ , lorsque  $n$  varie entre 0,5 et 0,8, le rapport  $m/m_{iso}$  varie entre 0,2 et 0,66. Compte tenu des résultats de l'étude bibliographique, ces deux fourchettes de valeurs devraient aboutir à des cuvettes dont la largeur est proche de celles relevées par (Mair & Taylor, 1997).

On teste sur le modèle caractéristique quatre couples  $(n, m/m_{iso})$  de paramètres d'isotropie transverse, trois cas de références et un cas de type Graham-Houlsby : les paramètres correspondants sont donnés dans le Tableau 2.14.

**Tableau 2.14 Paramètres du modèle isotrope transverse**

cas	$\alpha$	$n$	$m/m_{iso}$
Iso	1	1,00	1
E	1,25	0,76	0,61
F	1,5	0,60	0,40
G	1,75	0,50	0,28
H	-	1,00	0,40
I	-	0,60	1
GH	0,7	0,50	0,7

- Le cas Iso correspond à la situation isotrope.
- Les cas E, F, G correspondent à trois valeurs de  $\alpha > 1$  (avec  $n = \alpha^{-1/0,8}$ ).
- La comparaison du cas H avec le cas F permet de discuter l'influence de  $n$  seul (par rapport à la modélisation combinée proposée).
- La comparaison du cas I avec le cas F permet de discuter l'influence de  $m/m_{iso}$  seul (par rapport à la modélisation combinée proposée)

- Le cas GH correspond à la formulation de (Graham & Houlsby, 1983) avec  $\alpha$  inférieur à 1, soit  $n$  et  $m/m_{iso}$  inférieurs à 1. Pour le cas GH on a choisi le coefficient  $\alpha$  tel que le rapport  $n$  entre les modules d'élasticité est égal à 0,5.

Le Tableau 2.15 présente les principaux résultats pour le tunnel caractéristique : la largeur de la cuvette de tassement  $K$ , le tassement maximal  $S_{max}$  normalisé par le cas isotrope, la pente maximale, au point d'inflexion, rapportée à la pente maximale du modèle isotrope, le volume de la cuvette de tassement rapporté au volume de la cuvette équivalente du modèle de Peck.

**Tableau 2.15 Cas isotrope transverse - Valeurs caractéristiques du profil de tassement transversal**

	$n$ (-)	$m/m_{iso}$ (-)	$K$	$S_{max}$ (normalisé)	$Pente$ (normalisée)	$V_{cuvette}$ $/V_{Peck}$
Iso	1,00	1	0,545	1	1	1,16
E	0,76	0,61	0,425	1,42	1,83	1,24
F	0,60	0,40	0,36	1,89	2,86	1,29
G	0,50	0,28	0,315	2,46	4,25	1,29
H	1,00	0,40	0,355	1,92	2,95	1,33
I	0,60	1	0,57	0,99	0,95	1,09
GH	0,49	0,7	0,475	1,27	1,46	1,17

Dans le modèle proposé, les cas Iso, E, F et G permettent d'établir une corrélation entre les paramètres  $n$  et  $m/m_{iso}$ , et la grandeur  $K$  qui varie de 0,545 à 0,315 du cas isotrope au cas isotrope transverse le plus prononcé.

Les modèles H et I, comparés avec le modèle F, montrent la contribution de  $n$  et  $m/m_{iso}$ . La contribution principale à l'augmentation du tassement maximal et à la réduction de la largeur de la cuvette de tassement est due à  $m/m_{iso}$ . L'effet de  $n$  sur le profil de tassement

en surface est très limité. Conformément aux constats établis dans la littérature, les deux effets sont opposés.

Le modèle GH présente une cuvette de tassement plus étroite que le modèle isotrope mais bien supérieure à celle recherchée, même si on a choisi des paramètres qui réduisent le plus possible la largeur de la cuvette avec la formulation de (Graham & Houlsby, 1983).

Le tassement maximal obtenu pour le cas G est 2,5 fois supérieur au cas isotrope. Ce résultat était attendu puisqu'on a globalement réduit la raideur du massif en dégradant le module de cisaillement vertical et le module d'élasticité horizontal. La conjonction d'une augmentation du tassement maximal et d'un rétrécissement de la largeur de la cuvette de tassement se traduit aussi par une augmentation de la pente maximale.

Le rapport entre le volume de la cuvette calculée et la cuvette équivalente de Peck est plus élevé avec les modèles isotropes transverses. Le tassement au-delà du point d'inflexion reste important. Ce point justifie de le combiner avec une élasticité non-linéaire telle que celle décrite au paragraphe 3.2 qui concentre les déplacements à proximité de l'excavation.

Cette étude permet de choisir les paramètres  $n$  et  $m/m_{iso}$  de notre modèle pour ajuster la largeur de la cuvette de Peck donnée dans (Mair & Taylor, 1997) pour différents types de sols (Tableau 2.16).

**Tableau 2.16 Corrélation entre l'isotropie transverse et la grandeur caractéristique  $K$**

Sols	$K$	$n$	$m/m_{iso}$
Argiles	0,5	1	1
Marnes/limons	0,4	0,76	0,61
Sables moyens	0,35	0,60	0,40
Sables grossiers	0,325	0,50	0,28

Les deux paramètres  $n$  et  $m/m_{iso}$  définis à partir de la connaissance du terrain et en accord avec les considérations empiriques permettent de tenir compte d'un comportement

mécanique isotrope transverse du sol et d'obtenir par des méthodes numériques des cuvettes de tassement dont la largeur est conforme aux observations sur le terrain.

La validité de la corrélation établie dans le Tableau 2.16 au-delà du cas étudié, tunnel de diamètre 10 m à 20 m de profondeur, doit être considérée avec la plus grande précaution. Elle a en outre été établie avec un modèle de comportement élastique linéaire. Il est raisonnable de penser que sa validité pourrait s'élargir à une gamme de tunnels de géométrie et profondeur semblable. On le vérifiera en Partie 4 sur un tunnel de 4 m de diamètre à 17 m de profondeur et avec une élasticité non-linéaire.

### 3.5. Critère de rupture de Mohr-Coulomb

On se place dans le cadre de l'étude des déplacements autour d'un ouvrage dont la stabilité est avérée. La loi de comportement se concentre sur la phase élastique et ne cherchera pas à décrire précisément les comportements post-rupture. En effet, si l'analyse de stabilité montre un risque d'un tel comportement, l'ingénieur privilégiera dans son analyse de risque la mise en œuvre de méthodes de confortement, même lourdes, à une tentative de description numérique de la rupture du massif et des déplacements engendrés.

Malgré la formulation isotrope transverse de l'élasticité, on a choisi de conserver la formulation isotrope du critère de plasticité, bien que de nombreux auteurs aient mis en évidence l'anisotropie des caractéristiques de résistance des sols.

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb consiste à caractériser la rupture par une condition sur les contraintes principales extrêmes :

$$(\sigma_1' - \sigma_3') - (\sigma_1' + \sigma_3') \sin\varphi - 2c \cos\varphi < 0 \quad (2.38)$$

Dans le cas d'une excavation de tunnels, la contrainte principale intermédiaire reste proche de sa valeur initiale et la différence entre les contraintes principales extrêmes est proche de la valeur de la contrainte déviatorique  $q$ .

La loi d'écoulement est non associée et définie par l'angle de dilatance  $\psi$ .

### 3.6. Synoptique et implémentation du modèle

La loi est construite en quatre blocs indépendants. L'utilisateur choisit, en fonction des données dont il dispose, les mécanismes qu'il veut ou non utiliser. Ces quatre blocs sont les suivants :

- dépendance du module élastique vis-à-vis de la contrainte moyenne ;
- dépendance du module élastique vis-à-vis de la contrainte déviatorique, avec éventuellement prise en compte d'un module en déchargement/rechargement ;
- isotropie transverse ;
- critère de rupture de Mohr-Coulomb.

On en rappelle les paramètres et formulations au Tableau 2.17.

L'utilisateur définit entre 2 (élasticité linéaire) et 14 paramètres selon le modèle de comportement choisi. La connaissance du terrain, les essais géotechniques ou les retours d'expériences permettent de déterminer les paramètres. Par exemple, une utilisation sans dépendance vis-à-vis de la contrainte moyenne et sans module de déchargement rechargement requiert 5 paramètres pour l'élasticité non linéaire, 2 pour l'isotropie transverse et 3 pour le critère de rupture.

Du point de vue du calcul numérique, on divise le chargement d'excavation en dix incréments, pour lesquels on actualise la matrice de raideur avec la formulation précédente. La dépendance des modules d'un point d'intégration à l'autre à l'intérieur d'un même élément fini nous a conduits à privilégier un schéma d'intégration complet afin d'assurer la convergence des calculs.

Dans la quatrième partie, on illustre la loi par une mise en œuvre de l'ensemble des mécanismes et des méthodes pour la détermination des différents paramètres et une évaluation des tassements sur une situation fictive vraisemblable de la région parisienne.

Tableau 2.17 Synoptique du modèle

Paramètres	Formulation	Commentaires
$G_{ref}; \mathcal{A}; r$	$G_0 = G_{ref} + \mathcal{A} \frac{p' r}{p_{ref}}$	Si $\mathcal{A} = 0$ alors $G_0 = G_{ref}$ $p_{ref} = 20 \text{ kPa}$
$G_{min}/G_0;$ $\nu_0$	Si $q \geq 0,9 q^e$ $G_t = \text{Max} \left( G_{min}; G_0 \xi^{1 - \frac{q}{\beta_i p'_i}} \right)$ $\nu_t = \left[ \frac{(1 + \nu_0) - \frac{G_t}{G_0} (1 - 2\nu_0)}{2(1 + \nu_0) + \frac{G_t}{G_0} (1 - 2\nu_0)} \right]$	$q^e$ est une variable d'état actualisée à chaque incrément selon : $q^e = \text{Max}(q^e; q)$ et égal à $\beta_i \cdot p'_i$ à l'état initial.
$\xi; \beta$	Si $q < 0,9 q^e$	$\beta_i = \text{Max} \left( \frac{q_i}{p'_i}; \beta \right)$
$\nu_{ur}; G_{ur}/G_0$	$G_t = G_{ur}; \nu_t = \nu_{ur}$	Si $\xi = 1$ et $G_{ur} = G_0$ alors $G_t = G_0$ et $\nu_t = \nu_0$
	$E_{v,t} = 2G_t(1 + \nu_t)$	
	$E_{h,t} = \frac{1}{n} E_{v,t}$ $G_{hh,t} = \frac{E_{h,t}}{2(1 + \nu_t)}$	Corrélation entre (Mair & Taylor, 1997) et les paramètres $n$ et $m/m_{iso}$
$n; m/m_{iso}$	$G_{vh,t} = \frac{m}{m_{iso}} \frac{E_{v,t}}{2(1 + \nu_t)}$	Si $n = 1$ et $\frac{m}{m_{iso}} = 1$ : cas isotrope
	$\nu_{hh,t} = \nu_{hv,t} = \nu_t$	
$c; \varphi$ et $\psi$	$(\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin\varphi - 2c \cos\varphi < 0$	

## 4. Synthèse

On a mis en évidence dans cette partie les interactions entre les lois de comportements et la spécificité des tunnels urbains. Dans un premier temps, on a précisé le fonctionnement des mécanismes du modèle *Hardening Soil Model*. On a relevé les mécanismes utiles, ceux qui le semblent moins et certaines difficultés dans l'interprétation de la formulation. Sur cette base et avec les résultats de la première partie, on a développé une loi de comportement qui intègre quatre mécanismes indépendants.

Le premier mécanisme permet d'exprimer la raideur du sol comme une fonction croissante du niveau de confinement du massif.

On a ensuite présenté la perte de raideur du sol avec l'augmentation de la contrainte déviatorique. Cette formulation est normalisée par la contrainte initiale et non la contrainte de rupture et intègre la possibilité d'une élasticité linéaire en déchargement/rechargement.

Ces deux premiers mécanismes sont insuffisants pour obtenir des cuvettes de tassements plus étroites. Une étude bibliographique sur l'utilisation des lois isotropes transverses dans le cadre de la modélisation d'excavation de tunnels a mis en évidence l'influence du module de cisaillement transverse sur la largeur de la cuvette de tassement. Une formulation a été proposée et une corrélation a pu être établie entre la grandeur  $K$  et les paramètres d'isotropie transverse.

On a associé à ces mécanismes le critère de rupture de Mohr-Coulomb classique.

Ainsi, on a développé une loi de comportement spécifique pour l'étude des tunnels urbains qui réconcilie la largeur des cuvettes de tassement empirique et numérique. De plus, l'indépendance des mécanismes permet à l'ingénieur d'effectuer facilement des études de sensibilité et de déterminer les paramètres de façon indépendante. L'ingénieur adapte le modèle au niveau de connaissance qu'il a du terrain et ne s'appuie que ponctuellement sur des corrélations.

Une fois la loi de comportement établie, on se propose d'étudier l'influence des dispositifs de présoutènement sur la stabilité de l'excavation et le profil de tassement.

## PARTIE 3 : PRÉSOUTÈNEMENTS

*« Geological hazard and the lack of appropriate survey, design and construction instruments for tackling those terrains we call “difficult”, with good prospects of success, have always made the design and construction of underground works a risky affair. »*

*P. Lunardi préface à Design and construction of tunnels. 2008 ed. Springer.*

## 1. Introduction

La mise en œuvre du soutènement est la seule disposition constructive pour la stabilité de l'excavation et la limitation des tassements que l'on a considérée dans les modélisations jusqu'ici. On a d'ailleurs principalement eu recours à des lois élastiques sans chercher à atteindre le critère de rupture afin de concentrer l'étude sur les déplacements. La stabilisation de la face excavée, en particulier pour des tunnels de grands diamètres, est un enjeu de la conception qui doit être intégré dans notre méthode. Cet objectif est à l'origine des deux dispositifs de présoutènements que nous allons étudier dans cette partie : le boulonnage du front de taille et la voûte parapluie. On va discuter leur apport sur la stabilité de l'excavation mais aussi sur les tassements en surface et proposer une méthode pour leur conception. Ce type de dispositif est éminemment tridimensionnel et, compte tenu des limites de la méthode de relaxation des contraintes mises en avant en Partie 1, on ne cherchera pas à proposer une méthode pour intégrer les présoutènements dans une modélisation éléments finis bidimensionnelle.

On présente dans un premier temps les dispositifs de présoutènements et on propose une technique de modélisation. On discute ensuite leur contribution à la stabilité de l'excavation et leur impact sur le tassement en surface. On utilisera le critère de Mohr-Coulomb avec une élasticité linéaire, et en combinaison avec la loi de comportement élastique non linéaire dépendant de la contrainte déviatorique présentée en Partie 2.

## 2. Description des présoutènements

### 2.1. Enjeux et hypothèses

On a discuté dans la première partie l'évolution des contraintes lors du creusement d'un tunnel superficiel dans un massif homogène avec un comportement élastique linéaire et sans renforcements au front de taille. Autour de l'excavation et au front de taille, la contrainte radiale diminue et la contrainte orthoradiale augmente. La contrainte déviatorique augmente tandis que la contrainte moyenne effective varie relativement peu, aux facteurs liés au gradient vertical et à l'anisotropie des contraintes initiales près. Cette réorganisation des contraintes, appelée effet de voûte, est à l'origine des instabilités dans le massif. Si cet effet est suffisamment prononcé par rapport aux caractéristiques de résistance en cisaillement du terrain, il entraîne la rupture du massif par cisaillement au front et sur la zone de terrain non soutenue. En deuxième partie, on a notamment discuté l'influence de la perte de raideur du massif avec l'augmentation de la contrainte déviatorique. On a montré que le tassement maximal calculé avec ce type de modèle est significativement modifié. Il en est de même pour l'extrusion du front. On peut donc penser qu'un dispositif permettant de maintenir la contrainte déviatorique à un niveau proche de sa valeur initiale, au front de taille et dans la zone non soutenue, est indispensable au travail d'excavation en toute sécurité et peut contribuer à la maîtrise des tassements en surface et à la réduction du risque sur les bâtis.

Les recommandations de (AFTES, 1995) et de (ITA, 2007) sur la prévision des tassements pour les tunnels peu profonds insistent dès le premier chapitre sur l'importance de l'évaluation de la stabilité du front de taille. Dans le dossier pilote des tunnels (CETU, 1998), le lien entre stabilité du front et maîtrise des déplacements est également explicite.

Pour améliorer la stabilité du massif en amont du creusement, on distingue en général deux catégories de renforcements du sol :

- d'une part les améliorations du terrain : par injection, jet-grouting, drainage, ou congélation,
- et d'autre part l'insertion dans le massif d'éléments rigides de grande longueur dans l'axe de creusement du tunnel.

Ces dernières techniques sont adaptées au creusement par la méthode conventionnelle puisqu'elles sont mises en œuvre depuis le tunnel au cours de creusement. (Lunardi, 2008) fournit la description la plus complète de ces méthodes et présente la méthode ADECO-RS (pour *Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soil*). L'auteur se base sur 40 ans de retours d'expérience en France et en Italie pour développer sa méthode de conception de dispositions constructives pour la maîtrise de la stabilité du front de taille lors de l'excavation. Au-delà de la stabilité du front de taille (Lunardi, 2008) prolonge en affirmant que cette stabilisation, que l'on suit par des dispositifs d'auscultation du front de taille, participe fortement à la limitation des convergences autour du tunnel. Pour (Lunardi, 2008) la maîtrise du comportement du front de taille est garante de la performance générale de la structure. (Lunardi & Barla, 2014) montrent la supériorité de ces méthodes avec renforcement par rapport à un creusement en section divisée d'un point de vue économique, grâce à une réduction des délais d'excavation. Ils s'appuient sur douze tunnels construits à Sotchi simultanément en 2010, pour partie en pleine section avec présoutènements et pour partie en section divisée. La progression des tunnels réalisés en pleine section a été de trente mètres par mois contre vingt mètres par mois avec la méthode en section divisée. Le soutènement définitif est mis en œuvre environ trois semaines après l'attaque en creusement en pleine section contre plusieurs mois après en section divisée. Si la mise en œuvre des présoutènements est évidemment coûteuse, la considération du coût global reste à l'avantage de la solution avec présoutènements.

On se propose donc d'introduire les dispositifs de présoutènements dans le modèle numérique, et de discuter leur impact sur l'évolution de la contrainte déviatorique, et par suite sur la stabilité du front et sur le tassement en surface. L'hypothèse la plus courante sur l'impact des deux dispositifs de présoutènements étudiés sur l'évolution du champ de contraintes a été explicitée par (Kavvadas, 2005). Elle est illustrée par la Figure 3.1.

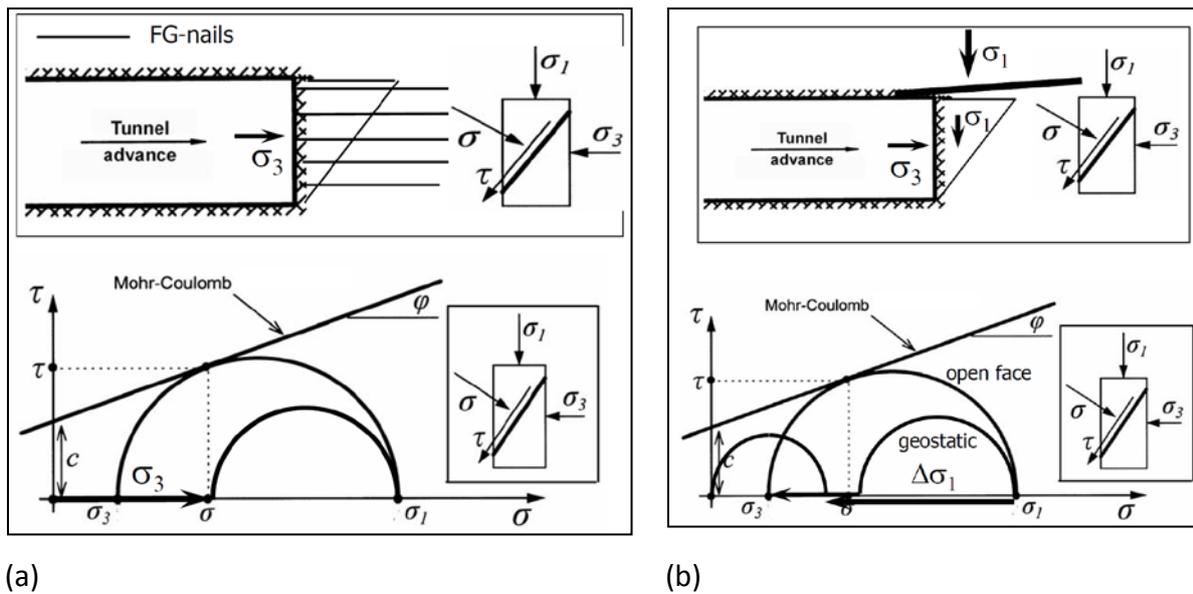


Figure 3.1 Hypothèses sur le fonctionnement des présoutènements selon (Kavvadas, 2005)

(a) Boulonnage de front (b) Voûte parapluie

(Kavvadas, 2005) étudie l'état de stabilité du front de taille pour un critère de type Mohr-Coulomb. Il considère que le boulonnage de front permet de limiter la diminution de la contrainte mineure principale  $\sigma_3$  dans le massif, tandis que la voûte parapluie réduit la contrainte majeure verticale  $\sigma_1$ , en la reportant en partie en avant de la face excavée. Dans leur méthode analytique d'analyse de la stabilité d'une excavation avec présoutènements, (Oreste & Dias, 2012) considèrent que la voûte parapluie reprend le poids du massif au-dessus du noyau d'avancement et le transfère en flexion longitudinale de chaque côté, sur le soutènement et en avant du front de taille. On peut ainsi déduire une partie du poids du massif au-dessus du noyau des facteurs déstabilisants dans l'analyse de stabilité du noyau d'avancement. Ainsi présentés, les effets sont indépendants, même si les deux dispositifs peuvent être combinés pour plus d'efficacité.

Les méthodes numériques tridimensionnelles devraient permettre de mettre en évidence l'apport des présoutènements sur la stabilité de l'excavation anticipé par les résultats empiriques et discuté par des approches analytiques. Elles devraient permettre d'évaluer leur effet sur les tassements en surface et d'apporter une méthode de dimensionnement complémentaire aux méthodes analytiques en précisant leur mode de fonctionnement.

## 2.2. Mise en œuvre, caractéristiques géométriques et mécaniques

Les méthodes et technologies pour la bonne mise en œuvre des présoutènements ne font pas l'objet d'une présentation détaillée ici. Elles sont du ressort de l'entreprise en charge du creusement. On en rappelle seulement les points essentiels.

Le renforcement du front de taille par boulonnage est réalisé en plusieurs étapes. Il s'agit dans un premier temps de réaliser un ensemble de forages d'une longueur variant de dix à dix-huit mètres dans l'axe du tunnel selon le maillage défini à la conception. La densité varie d'un demi à deux boulons au mètre carré en général (Figure 3.2). On vient ensuite placer le boulon dans le forage et on le scelle à l'aide de coulis de ciment ou d'une résine expansée. Une fois le front de taille renforcé, l'excavation peut se dérouler jusqu'à la mise en œuvre d'une nouvelle série de boulons. On a ainsi de deux à trois volées de boulons qui se recouvrent. Afin de permettre l'excavation, les boulons sont constitués de fibres de verre scellées dans une résine polyester. Cela leur donne une grande résistance en traction (environ 800-1000 MPa) et une très faible résistance en cisaillement. Ils sont sectionnés et non arrachés par les outils d'excavation. (Lunardi, 2008) donne de nombreux détails sur leur mise en œuvre et plusieurs exemples de chantiers illustrés. Les renforcements peuvent être des barres ou un assemblage de trois plaquettes formant un "Y". La bonne qualité du produit de scellement et la rugosité du forage sont importants pour permettre le transfert de charge du sol vers le boulon.

**Figure 3.2 Mise en place de boulons de front dans le tunnel « Vasto » en 1991 (Lunardi, 2008)**

Le terme de voûte parapluie désigne plusieurs technologies de protection par une voûte hors-section, dont le fonctionnement mécanique est proche. On trouve une nomenclature précise des différents dispositifs utilisés dans le monde dans (Oke, et al., 2014). On y distingue les voûtes continues, réalisés par injection de ciment, méthode Perforex ou tubes de grand diamètre, de celles dont les éléments sont disjoints. On s'intéresse ici à un renforcement du deuxième type mais les mêmes outils d'analyses pourraient être repris pour une voûte continue.

On considère ici une série de voûte emboîtées constituées de tubes injectés, du type décrit par le dossier pilote des tunnels (CETU, 1998). Une série de tubes métalliques de forte inertie et de grande longueur (de quinze à vingt mètres) sont intégrés dans le massif de sol en avant du front de taille le long de la voûte sur un secteur angulaire par rapport à l'axe vertical compris entre 60 et 90 degrés. Ces tubes peuvent être autoforés ou mis en place et injectés après foration si le terrain et les outils le permettent (Figure 3.3). La liaison entre le terrain et le tube est donc assurée. Ils sont également fixés au cintre métallique de soutènement en arrière du front. Ces tubes sont inclinés d'environ 5° afin d'assurer le renouvellement de la voûte une fois le creusement arrivé à mi-voûte. La passe d'excavation met à nu la voûte qui est ensuite scellée au cintre métallique et recouverte par le béton projeté.

**Figure 3.3 Mise en place d'une voûte parapluie sur le tunnel de la Croix-Rousse**

La mise en œuvre des présoutènements ralentit la séquence d'excavation. On doit en effet arrêter l'avancée du creusement un ou plusieurs jours pour les mettre en place. De plus elle implique la réalisation de forages et d'injections qui peuvent déstructurer le sol. Ces deux aspects peuvent être à l'origine de l'apparition de tassements, mais on n'en tiendra pas compte dans les modèles numériques, parce qu'on ne dispose pas de retours d'expériences sur des tassements systématiques lors du forage et de l'injection des présoutènements. On reste néanmoins conscient que ces deux éléments peuvent nuancer l'apport des présoutènements sur les tassements qui pourra être mis en évidence numériquement. C'est aussi pour cette raison qu'on modélise leur raideur de façon prudente (sans tenir compte de la raideur du matériau de scellement par exemple).

**2.3. Mise en œuvre dans le modèle numérique**

Le processus de mise en œuvre réel est séquentiel, avec une période qui est un multiple de la longueur d'une passe d'excavation : on peut mettre en œuvre un renouvellement du boulonnage de front (pour des boulons de 18 m) tous les 6 mètres soit quatre passes d'excavation d'1,5 m par exemple. Strictement, sur la longueur entre deux renouvellements, le confinement apporté par le boulonnage, ou la voûte, est donc différent à chaque passe d'excavation. Cela impliquerait un calcul du tassement maximal sur chaque passe. On considère dans la suite que le confinement est assuré et que l'on peut considérer la longueur de présoutènements comme constante avec l'avancement du creusement. On s'appuie notamment sur (Janin, 2012) qui a mené l'étude de l'influence du renouvellement du

boulonnage de front sur le cas du tunnel de Toulon. Cette hypothèse est également courante dans les modèles analytiques.

Pour le modèle numérique, il s'agit d'abord de choisir une géométrie et un matériau pour les boulons. Une liste de produits utilisés pour ce rôle précis est proposée par (SIREG, 2015). On a retenu pour la suite les caractéristiques du Tableau 3.1 pour les boulons. On a volontairement choisi les boulons de grand diamètre afin de maximiser leur effet dans le modèle numérique. On vérifiera que la limite à la rupture des boulons est supérieure aux niveaux de sollicitations rencontrées. La densité de boulons dans cette partie est de 1 boulon par mètre carré ( $1b/m^2$ ). Les boulons sont intégrés de façon discrète dans le maillage à l'aide d'éléments linéiques de type barre quadratiques. La longueur retenue pour le boulonnage en avant du front est égal à 10 mètres, dans le but de reproduire un boulonnage à l'aide de boulons de 20 mètres et un renouvellement à mi-distance. Il n'existe pas de caractéristiques standards pour décrire la résistance et la raideur de l'interface entre les boulons et le sol. Elle dépend en effet du sol, du matériau de scellement et du niveau de confinement du sol sur l'interface.

**Tableau 3.1 Caractéristiques des boulons de front**

Diamètre (mm)	$S$ ( $cm^2$ )	$E$ (GPa)
40	13	40

Les tubes des voûtes parapluies sont des tubes en acier utilisés pour les forages pétroliers dont les dimensions sont standardisées. La documentation de la société autrichienne DYWIDAG (DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL, 2016) propose cinq géométries de tubes pour la réalisation de voûte parapluie que nous reprenons dans le Tableau 3.2. La classe d'acier selon la norme EN10296-1 est E355 c'est-à-dire un module de Young de 210 000 MPa et une limite élastique de 355 MPa.

**Tableau 3.2 Caractéristiques des tubes de voûte parapluie**

	Diamètre externe (mm)	Epaisseur (mm)	$S$ (cm <sup>2</sup> )	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$E$ (GPa)
AT-76	76,1	6,3	13,8	85	210
AT-89	88,9	6,3	16,3	140	210
AT-114	114,3	6,3	21,4	312	210
AT-139	139,7	8,0	33,1	720	210
AT-168	168,0	12,5	61,1	1860	210

Plus le diamètre du tube est grand, plus l'efficacité de la voûte est importante a priori. On retient dans la suite le tube AT-139 pour mettre en évidence le rôle de la voûte parapluie. On ne tient pas compte de l'apport du produit d'injection dans la raideur du tube pétrolier et on considère également que l'adhérence entre le tube, le sol et le soutènement est parfaite.

On traite le renouvellement de la voûte parapluie comme celui du boulonnage de front : on admet que le recouvrement entre les voûtes successives permet de garantir l'efficacité du dispositif et la similarité de situation pour chaque passe d'excavation. La conicité de la voûte complique la réalisation d'un maillage représentant la géométrie réelle de la voûte. Compte tenu du très faible angle d'inclinaison nous proposons de considérer la voûte horizontale et de maintenir la section de creusement constante. On modélise la voûte par des éléments poutres quadratiques parallèles à l'axe du tunnel, activés à l'avancement de manière à ce que la longueur de la voûte dans le massif en avant du front soit fixe et égale à 6 m. On considère trois angles d'ouverture de la voûte parapluie, 60°, 90° et 120° de part et d'autre de la clé. Les tubes sont espacés d'environ 60 cm. La voûte est donc constituée respectivement de 18, 28 et 38 éléments.

Chaque passe d'excavation est représentée par une phase de calcul combinant désactivation du volume excavé, activation du soutènement et, le cas échéant, activation du boulonnage,

activation de la voûte parapluie (Figure 3.4). Ainsi la distance de boulonnage et de voûte est constante à chaque passe d'excavation. Une modélisation similaire de l'ensemble voûte parapluie et boulonnage de front a été proposée par (Prountzopoulos, 2011).

Cette modélisation est simple, elle peut être automatisée pour permettre des études rapides sur la géométrie ou la densité de présoutènements. Elle va nous permettre de mettre en évidence le rôle du boulonnage de front et de la voûte parapluie dans la stabilité de l'excavation et la maîtrise des tassements. Ainsi on fera émerger une méthode pour le dimensionnement et l'optimisation de ces structures. Les méthodes analytiques homogénéisées sont calées le plus souvent grâce à des modèles éléments finis tridimensionnels avec des éléments discrets pour le renforcement. La méthode d'analyse des présoutènements proposée ci-après permet donc de réaliser dans chaque situation un calcul 3D avec présoutènements. Par rapport aux règles analytiques, l'approche adoptée ici présente l'avantage de tenir compte des spécificités liées au caractère superficiel du tunnel, et surtout des spécificités des différentes lois de comportement du sol ou de l'inclusion. C'est pourquoi on ne cherchera pas à établir d'abaques de dimensionnement dont on ne saurait justifier l'utilisation au-delà du cadre restrictif qui a permis de les établir.

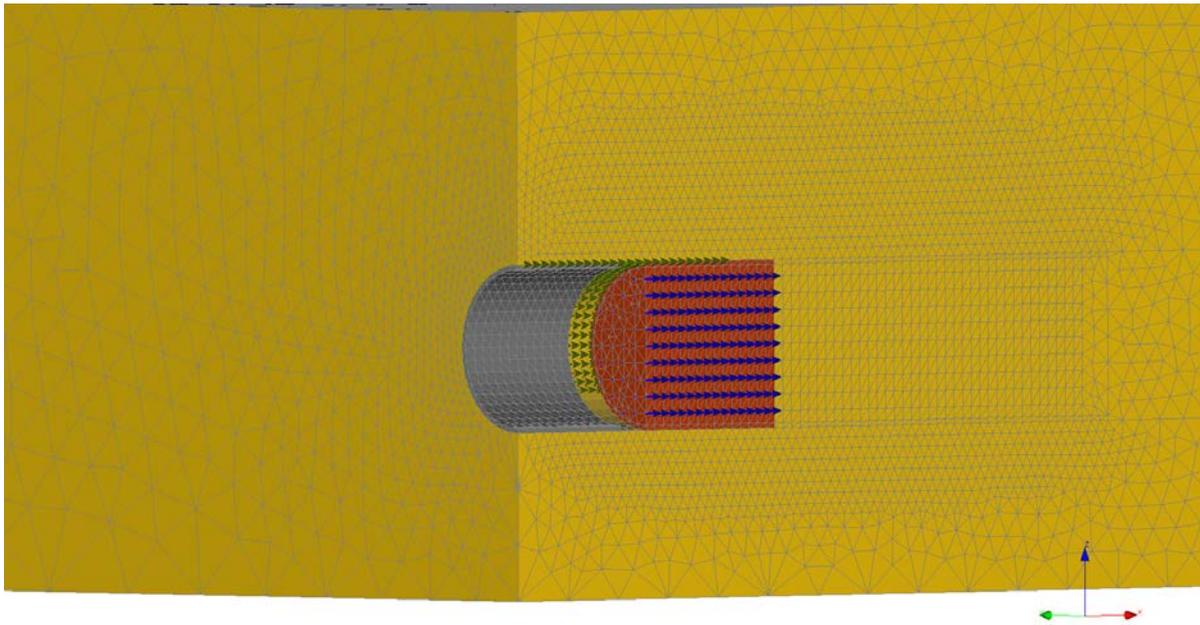


Figure 3.4 Vue du maillage ; gris : soutènement ; jaune : massif ; rouge : noyau d'avancement ; flèches bleues : boulonnage sur 10 m en avant du front ; flèches vertes : voûte parapluie avec couverture angulaire de  $120^\circ$  sur 6 m en avant du front

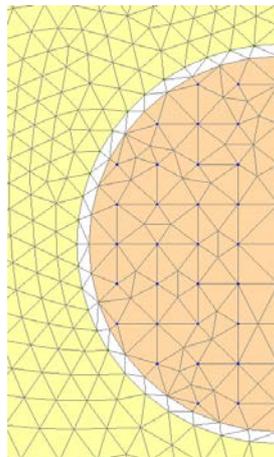


Figure 3.5 Densité du maillage au front de taille

### 3. Rôle du boulonnage de front

#### 3.1. Stabilité du front

##### 3.1.1. Retour sur les méthodes empiriques et analytiques

De nombreux auteurs et recommandations ont introduit le « nombre de stabilité »  $N$  défini comme le rapport entre les forces « actives » sur le front et les forces « résistantes » :

$$N = \frac{F_{active}}{F_{resistant}} \quad (3.1)$$

Par exemple, le rapport (ITA, 2007) propose pour les tunnels creusés en massif purement cohésif

$$N = \frac{\gamma H}{S_u} \quad (3.2)$$

Avec  $S_u$  la cohésion non drainée.

On établit ensuite une classification en fonction de la valeur du nombre de stabilité:

- $N < 3$  : le sol garde un comportement élastique sans risque d'instabilité
- $3 < N < 6$  : le sol a un comportement faiblement plastique, risque faible d'instabilité
- $N > 6$  : le sol a un comportement fortement plastique, fort risque d'instabilité

On retrouve cette catégorisation en trois comportements dans la méthode ADECO-RS développée dans (Lunardi, 2008).

Afin de qualifier l'apport du renforcement, la littérature propose de quantifier l'apport du renforcement par fibre de verre en jouant sur l'un ou l'autre des termes du nombre de stabilité. Les boulons sont soit considérés comme un dispositif pour maintenir la contrainte dans le noyau d'avancement soit comme un renforcement du matériau à la manière d'une injection.

(Grasso, et al., 1989) propose un terme de cohésion supplémentaire dans le calcul de  $F_{resistant}$ , pour le critère de Mohr-Coulomb.

$$c' = c + \frac{nF_a}{2S} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3.3)$$

(Peila, 1994) réalise une série de corrélations avec des modélisations éléments finis pour modéliser le renforcement par une pression de front équivalente. Cette pression peut ensuite être déduite de la force active dans le calcul du nombre de stabilité. Cette pression est le minimum entre la capacité en traction d'un boulon et la capacité en cisaillement de son interface.

$$p_{face} = \text{Min}\left(\frac{NA\sigma_b}{S}; \frac{Ns_l\tau_a}{S}\right) \quad (3.4)$$

Ces approches ne peuvent clairement pas être utilisées dans un calcul en déformation pour évaluer l'apport des boulons pour réduire l'extrusion.

De manière générale, les approches reposant sur un nombre de stabilité caractérisent par un facteur de sécurité la stabilité du front à la rupture, et cherchent à intégrer l'apport du renforcement sur ce facteur. Comme pour l'étude de la stabilité d'un talus ou d'un mur cloué, on considère une famille de lignes de rupture et on sollicite le matériau à sa limite. Cette approche a fait l'objet de développements dans (Oreste & Dias, 2012). Sa principale limite est qu'elle considère que la valeur maximale de la résistance du sol et du renforcement peut être mobilisée simultanément en tout point.

(Wong, et al., 1999) proposent une solution homogénéisée pour prendre en compte le comportement d'un tunnel renforcé au front. L'approche repose sur l'hypothèse que l'on peut assimiler le tunnel à une cavité sphérique que l'on déconfiner progressivement afin de déterminer sa convergence finale. Cette méthode a été développée pour différents critères de rupture du sol : Tresca, Von Mises, Mohr Coulomb et différents comportements du boulon : élastique parfait, élastique avec rupture en frottement, élastique avec glissement. Elle présente plusieurs limites : tunnel de section circulaire, milieu infini homogène, isotrope, champ de contraintes initial uniforme et hydrostatique. Ces modèles ont fait l'objet de corrélations avec des modèles numériques. (Trompille, 2003) propose de retenir la valeur d'extrusion moyenne au front, quand (Guilloux, et al., 2005) proposent de retenir la valeur d'extrusion maximale au front.

### 3.1.2. Méthode numérique

On se propose ici de caractériser la stabilité du front par l'étendue de la zone plastique. L'approche tridimensionnelle permet de mieux intégrer les spécificités géométriques de la section et celles de l'état de contraintes.

On trace sur la Figure 3.6 dans le plan adapté au critère de Mohr-Coulomb ( $s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ ,  $t = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ ) le chemin de contraintes en avant du front à l'axe du tunnel. Le comportement du sol est élastique linéaire. Le point en bas à droite à 20 m du front correspond à l'état de contraintes initial.

$\sigma'_3$  est la contrainte principale mineure qui vaut 0 au front.  $\sigma'_1$  est la contrainte principale majeure, verticale et qui croît en s'approchant du front.

On constate une décompression significative à partir de 5 m du front (un rayon) associée à une augmentation de la contrainte déviatorique, liée à la chute de la contrainte principale mineure dans l'axe du tunnel. Ce diagramme justifie également de privilégier un critère de rupture frottant de type Mohr-Coulomb (augmentation du déviateur) à un critère isotrope.

A partir de ce diagramme, on obtient facilement l'étendue de la zone plastique pour un couple  $(c, \varphi)$  considéré en traçant dans le plan  $(s', t)$  la limite de Mohr-Coulomb. On a ici tracé cette limite pour deux couples  $(c, \varphi)$ .

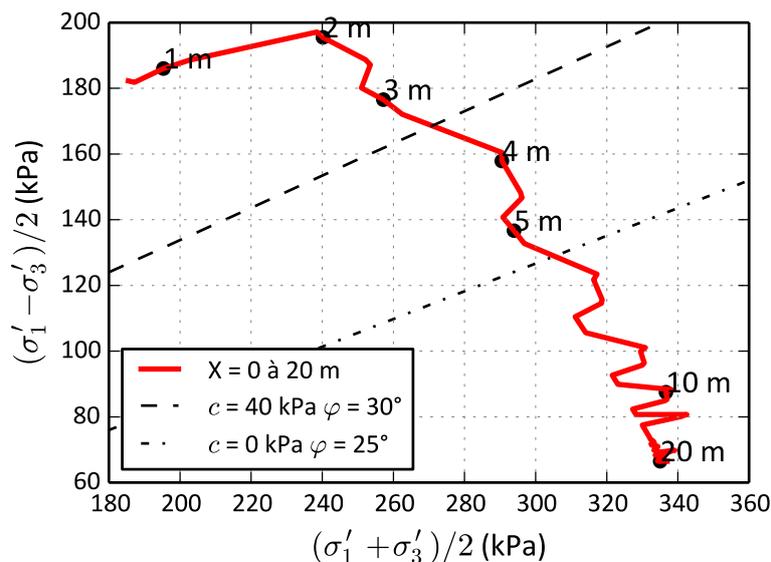


Figure 3.6 Chemin de contraintes au front dans le plan  $((\sigma'_1 + \sigma'_3)/2, (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2)$

Il est alors possible de reprendre la classification précédente :

- Pas d'intersection : comportement élastique
- Intersection < 3 m : zone plastique peu étendue
- Intersection > 3 m : zone plastique très étendue – risques d'instabilités

Par rapport à la méthode analytique, l'approche numérique permet de prendre en compte l'anisotropie des contraintes, le gradient vertical de contraintes et l'influence des soutènements ou structures avoisinantes. En première approche, cette méthode d'analyse de stabilité peut être utilisée avec un modèle élastique linéaire. Elle est donc simple à mettre en œuvre même si elle recourt aux éléments finis tridimensionnels.

### *3.1.3. Influence du boulonnage*

On teste dans un premier temps, sur le modèle élastique caractéristique, avec un module de Young égal à 100 MPa et un coefficient de Poisson égal à 0,2, l'hypothèse de (Kavvas, 2005) : l'ajout du boulonnage se traduit par une augmentation de la contrainte mineure principale au front (Figure 3.7). Elle se rapproche de l'ajout d'une pression de confinement au front pour modéliser le boulonnage.

On relève la contrainte mineure  $\sigma'_3$  au milieu du front de taille au centre d'une maille de boulonnage. La direction de la contrainte mineure principale est ici quasi-colinéaire à l'axe de creusement. Le boulonnage permet de limiter la décroissance de  $\sigma'_3$  entre 0 et 5 m en avant du front. Au front  $\sigma'_3$  est égale à 20 % de sa valeur initiale. Malgré le choix d'un maillage relativement dense avec des boulons de sections importantes, l'effet reste limité.

A titre de comparaison, on reprend la modélisation avec un module de Young égal à 40 MPa (Figure 3.8). Comme le milieu est élastique, et que l'influence du soutènement est faible sur le profil de contraintes au front, le profil de contrainte mineure sans boulons est identique dans les deux modélisations. L'effet du boulonnage est plus significatif sur la distance comprise entre 1 et 5 m du front de taille.

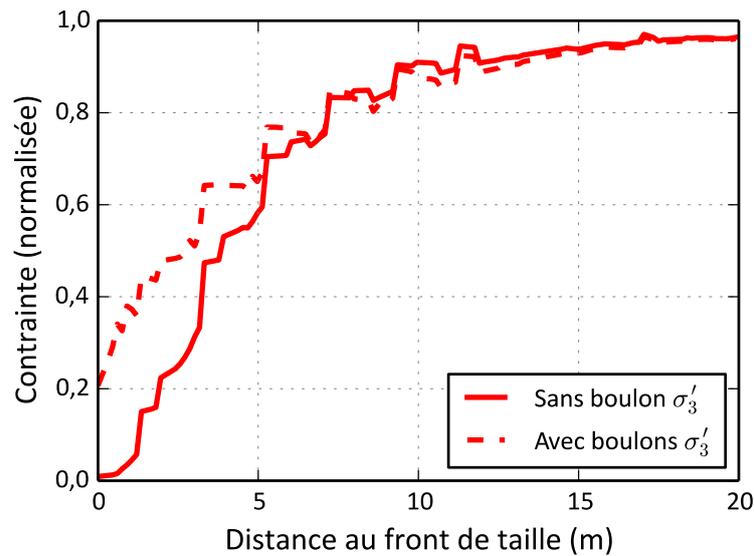


Figure 3.7 Contrainte principale mineure au front avec et sans renforcement –  $E = 100$  MPa

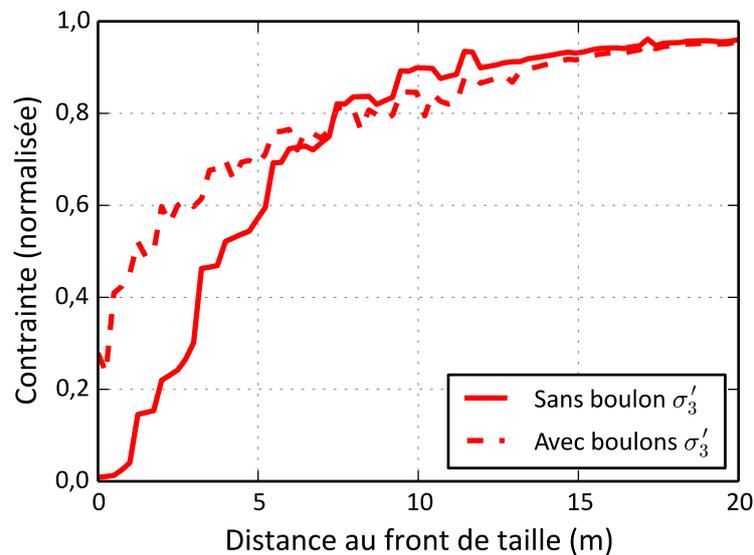


Figure 3.8 Contrainte principale mineure au front avec et sans renforcement –  $E = 40$  MPa

L'ajout du renforcement permet de réduire la diminution de la contrainte principale mineure. Son efficacité dépend du rapport de raideur relatif entre le massif de sol et le boulonnage. Plus le sol est souple par rapport aux boulons plus ces derniers participent au maintien de la contrainte mineure. On retrouve ce résultat sur l'ensemble du front boulonné. Si on compare sur la Figure 3.9 à 3 m en avant du front, la contrainte déviatorique au front de taille avec et sans boulonnage, son apport est net. Sans boulonnage, la contrainte déviatorique au front est supérieure à deux fois sa valeur initiale, avec le boulonnage, elle reste inférieure à deux fois sa valeur initiale. De plus, l'influence du boulonnage en dehors de la zone renforcée est limitée.

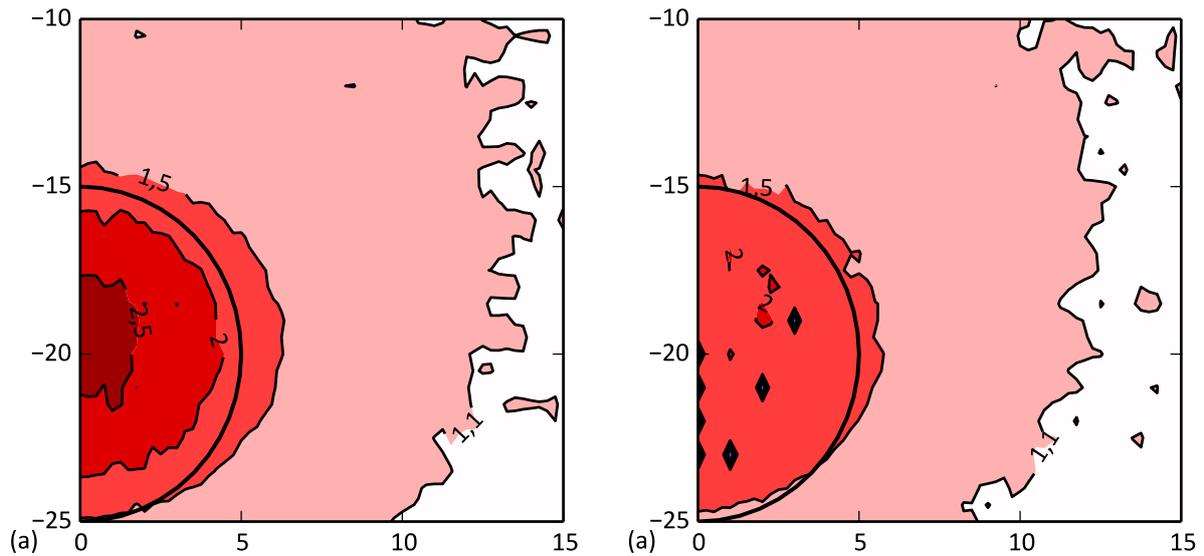


Figure 3.9 Isovaleurs de contrainte déviatorique normalisée par sa valeur initiale dans le plan  $X = 3$  m  
 (a) sans boulonnage (b) avec boulonnage.

Si on combine ce résultat avec l'étude de stabilité, on attend du boulonnage qu'il limite l'extension du domaine plastique et stabilise le front de taille. On teste cette hypothèse avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb avec  $c = 40$  kPa et  $\varphi = 30^\circ$  et le module de Young égal à 40 MPa. La Figure 3.10 montre le profil de contraintes au front dans le massif plastifié sans boulonnage, le critère est atteint à 4 m en avant du front.

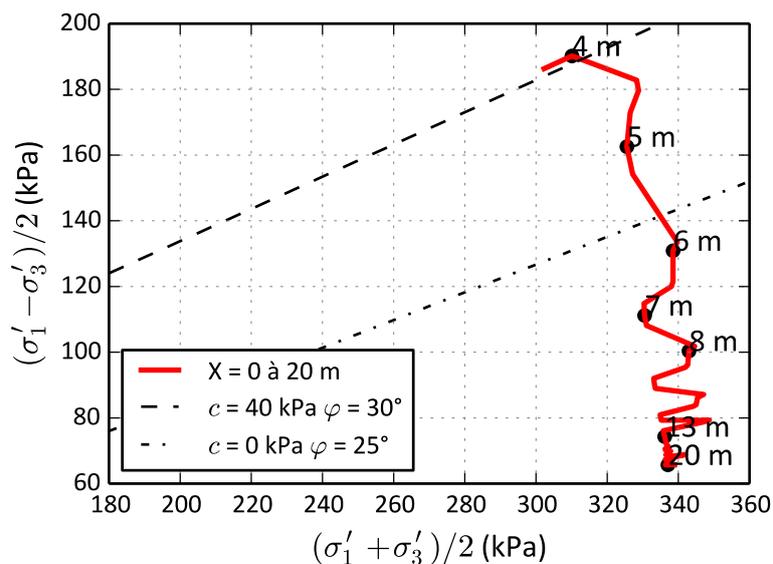


Figure 3.10 Chemin de contraintes au front avec massif plastifié sans boulonnage

La Figure 3.11 présente le profil identique avec le boulonnage. Le boulonnage produit bien l'effet attendu et maintient la contrainte déviatorique sous le critère de rupture.

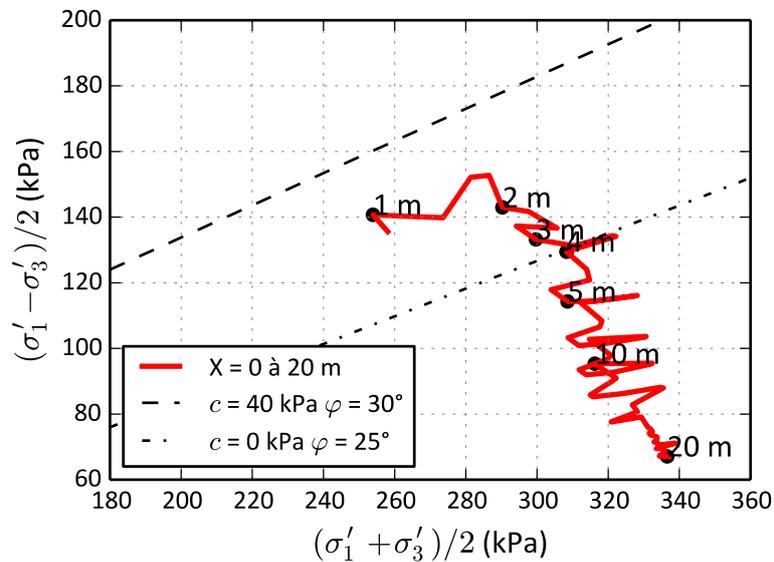


Figure 3.11 Chemins de contraintes au front avec massif plastifié et boulonnage

On illustre à nouveau ce résultat Figure 3.12, sur les invariants de contraintes cette fois-ci. Avec le boulonnage le critère de rupture et la décroissance conjointe de la contrainte déviatorique et moyenne effective dans le modèle sans boulonnage est atteint plus proche du front de taille (environ 0,75 m contre 4 m sans boulonnage).

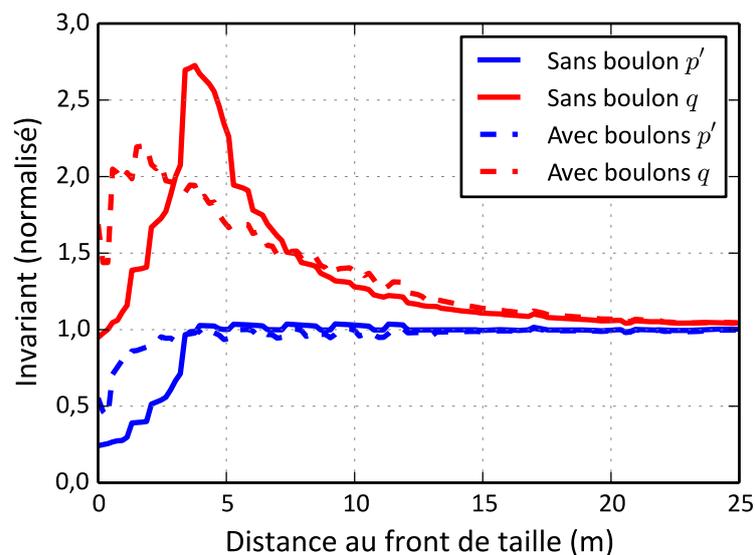


Figure 3.12 Influence du boulonnage sur les invariants de contraintes normalisés par leur valeur initiale

En conclusion, on a mis en évidence l'efficacité du boulonnage de front pour la stabilité du front de taille vis-à-vis d'une rupture de Mohr-Coulomb. Le schéma proposé par (Kavvadas, 2005) en (Figure 3.1a) a été retrouvé par la modélisation numérique. Le boulonnage du front de taille permet de maintenir la contrainte axiale longitudinale  $\sigma'_3$  dans le front de taille. On peut aussi souligner que l'efficacité du dispositif dépend de la rigidité relative du dispositif par rapport au massif de sol : cet effet n'est pas toujours identifié dans les méthodes actuelles analytiques ou basées sur des abaques de dimensionnement.

## 3.2. Extrusion et profil de tassement

### 3.2.1. *Elasticité linéaire et élasticité linéaire parfaitement plastique*

On relève le déplacement longitudinal au front (extrusion), à la profondeur de l'axe du tunnel ( $Z = -20$  m), en se plaçant entre deux boulons ( $Y = 0,5$  m). A cette position on obtient quasiment l'extrusion maximale au front. On note cette valeur référence  $u$ , elle est exprimée en millimètres. L'extrusion est maximale un peu au-dessous de l'axe du tunnel car la contrainte initiale est croissante avec la profondeur, et donc les forces de déconfinement également. On relève le profil de la cuvette de tassement à l'aide de la méthode différentielle décrite en première partie, et on en tire le tassement maximal  $S_{max}$  et la largeur de la cuvette de tassement caractérisée par le paramètre  $K$ . Le coefficient de Poisson est pris égal à 0,2 pour l'ensemble des modélisations. On compare deux calculs élastiques avec  $E$  égal à 100 MPa et 40 MPa, et un calcul élasto-plastique introduit précédemment  $E = 40$  MPa,  $c = 40$  kPa,  $\varphi = 30^\circ$ ,  $\psi = 5^\circ$ .

On présente ces résultats dans le Tableau 3.3. Dans les cas élastiques, l'extrusion est réduite de 18 % pour  $E = 100$  MPa et de 26 % pour  $E = 40$  MPa. On retrouve l'influence de la raideur relative sol/inclusions. Dans le cas élastoplastique, l'extrusion est réduite de 60 %. Avec le boulonnage, le critère de rupture n'est atteint qu'en bordure du front de taille, et l'extrusion est presque égale au cas simplement élastique (35 mm contre 33,5 mm).

**Tableau 3.3 Influence du boulonnage sur les déplacements dans le massif – élasticité linéaire**

Sol	Boulons	$u$ (mm)	$S_{max}$ (mm)	$K$ (-)
$E = 100 \text{ MPa}$	Non	17,5	5,1	0,545
$E = 100 \text{ MPa}$	Oui	14,4	5,1	0,545
$E = 40 \text{ MPa}$	Non	45,0	9,8	0,51
$E = 40 \text{ MPa}$	Oui	33,5	9,8	0,51
$E = 40 \text{ MPa} ; c=40\text{kPa} ;$ $\varphi = 30^\circ$	Non	85,6	20,5	0,57
$E = 40 \text{ MPa} ; c=40\text{kPa} ;$ $\varphi = 30^\circ$	Oui	35,0	15,9	0,56

Le boulonnage du front de taille n'a aucune influence sur le tassement maximal dans le cas simplement élastique. Dans le cas élastoplastique, le tassement maximal est plus faible de 22 % avec le boulonnage. L'effet du renforcement du front de taille trouve des conséquences en surface, mais il paraît difficile d'établir une corrélation directe entre extrusion au front et tassement en surface.

Dans l'ensemble des cas, la présence du boulonnage n'a pas d'influence sur la largeur de la cuvette de tassement.

On présente en Figure 3.13 les zones plastiques avec et sans boulonnage dans le plan  $Y = 0$ . Le boulonnage limite la formation des déformations plastiques au front de taille. En revanche, il ne permet pas de limiter les déformations plastiques dans la zone non supportée. Ceci explique pourquoi le tassement maximal calculé reste bien supérieur au cas élastique malgré la stabilisation complète du front de taille. Le renforcement du front de taille est insuffisant pour contrôler les déplacements de la totalité de l'excavation, au moins

s'il est utilisé seul. Il est possible que son impact sur les tassements soit plus significatif s'il est utilisé en combinaison avec la voûte parapluie.

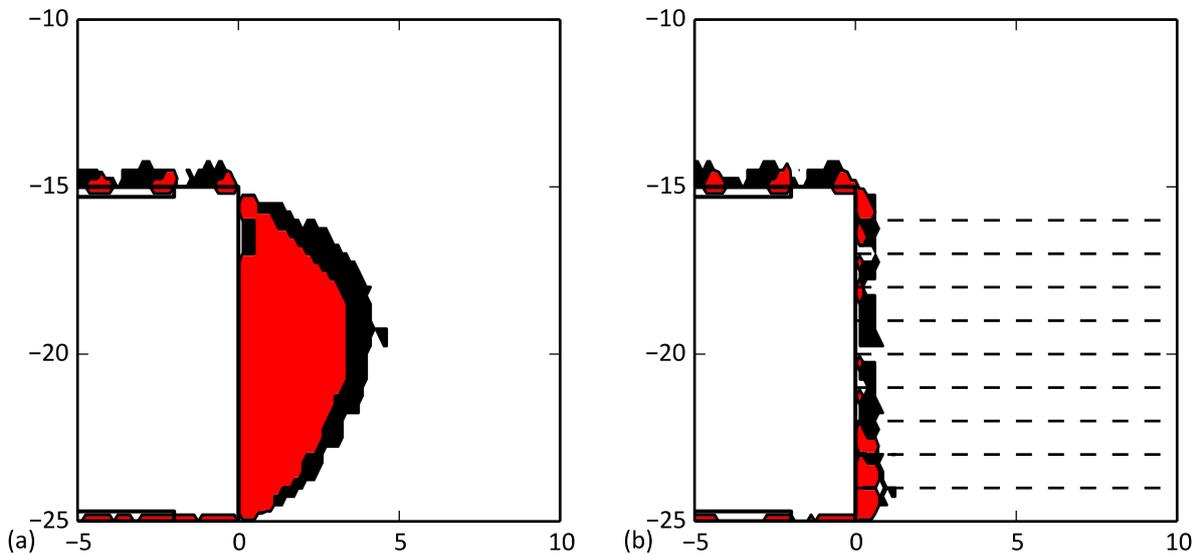


Figure 3.13 Zones où la déformation plastique est supérieure à 0,15 %, en rouge supérieure à 1 %

(a) sans boulonnage (b) avec boulonnage

### 3.2.2. Élasticité non-linéaire

Jusqu' alors, dans cette partie, la raideur du massif est indépendante de l'état de contraintes. Or, le boulonnage ayant un effet sur l'état de contraintes en maintenant la contrainte mineure principale, son effet a probablement été sous-estimé. On teste donc le boulonnage avec la loi de comportement décrite en Partie 2. On ne considère ici que la partie de la loi qui régit la raideur en fonction de la contrainte déviatorique normalisée par sa valeur initiale. On retient les paramètres du Tableau 3.4, le module de Young initial est égal à 100 MPa et décroît jusqu'à atteindre 10 MPa (lorsque la contrainte déviatorique est égale à 2,5 fois sa valeur initiale). On a conservé un comportement complètement élastique pour centrer notre analyse sur l'élasticité non-linéaire.

Tableau 3.4 Paramètres d'élasticité non linéaire

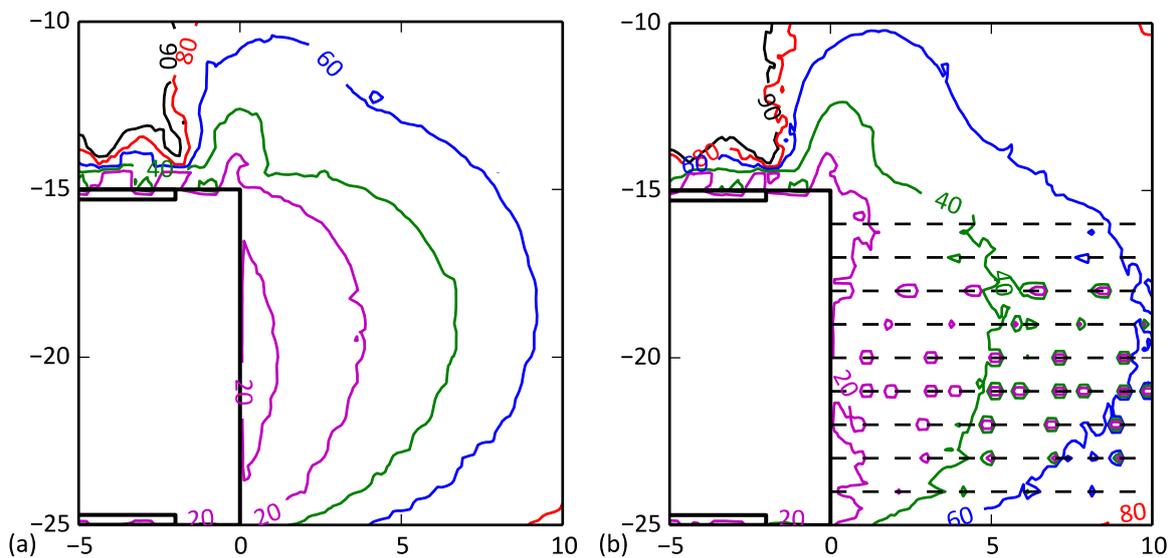
$G_0$	$G_{min}/G_0$	$\nu_0$	$\xi$	$\beta$
(MPa)	(-)	(-)	(-)	(-)
45,45	0,1	0,1	4,5	0

On relève les résultats dans le Tableau 3.5. Le boulonnage réduit l'extrusion de 40 %, contre 12% et 26% dans les cas linéaires : son influence est significativement accentuée par le changement de modèle par rapport à l'élasticité linéaire. Le tassement maximal est réduit de 6 %. On retrouve la difficulté de corrélérer extrusion et tassement maximal et l'insuffisance du boulonnage du front de taille pour la maîtrise des tassements en surface.

**Tableau 3.5 Influence du boulonnage sur les déplacements dans le massif – élasticité non-linéaire**

Sol	Boulons	$u$ (mm)	$S_{max}$ (mm)	$K$ (-)
$\xi = 4,5$	Non	33,2	15,0	0,55
$\xi = 4,5$	Oui	19,9	14,1	0,55

La Figure 3.14 met en évidence l'influence du boulonnage sur la raideur au front de taille de la loi élastique non linéaire. On note également que son influence ne s'étend pas au-delà de la zone renforcée, ce qui justifie l'impact limité sur le tassement en surface.



**Figure 3.14 Isovaleurs de module de Young au front de taille (a) sans boulonnage (b) avec boulonnage**

### 3.3. Efforts dans les boulons

#### 3.3.1. Boulons adhérents

Les boulons ont été modélisés jusqu'ici à l'aide d'éléments discrets parfaitement adhérents au maillage et au comportement élastique linéaire. On présente sur la Figure 3.15 l'effort de traction  $N$  dans le boulon situé le long de l'axe du tunnel. On y présente également la force transmise par frottement entre le sol et le boulon par unité de longueur  $I$ .

L'effort de traction est maximal à environ 2 mètres du front de taille et est égal à 80 kN, soit une contrainte dans le boulon égale à 62 MPa très inférieure à la limite de rupture en traction de ce matériau (800-1000 MPa selon (SIREG, 2015)). Ainsi, une solution de dimensionnement, même pour un calcul à la rupture, qui considère les boulons comme reprenant un effort égal à l'effort maximal admissible en traction est fortement déconseillée.

La sollicitation en cisaillement est très élevée à proximité du front de taille jusqu'à atteindre 120 kN/m à 0,5 m du front et quasi constante au-delà du maximum d'effort normal autour d'une valeur de 10 kN/m. Cette limite dépend du produit de scellement, du massif de sol, de l'outil de forage et de la contrainte moyenne autour de la barre. Un forage rugueux avec un produit de scellement bien adapté au sol avec une forte adhérence dans un milieu fortement confiné offrira une très bonne résistance au cisaillement, alors qu'un forage lisse, mal scellé, dans un sol peu confiné aura une très faible résistance.

Dans le cadre d'un dimensionnement, l'étude menée avec un boulonnage parfaitement adhérent permet aussi de mettre en avant la résistance au cisaillement à obtenir par les méthodes constructives pour que le boulonnage soit le plus efficient possible.

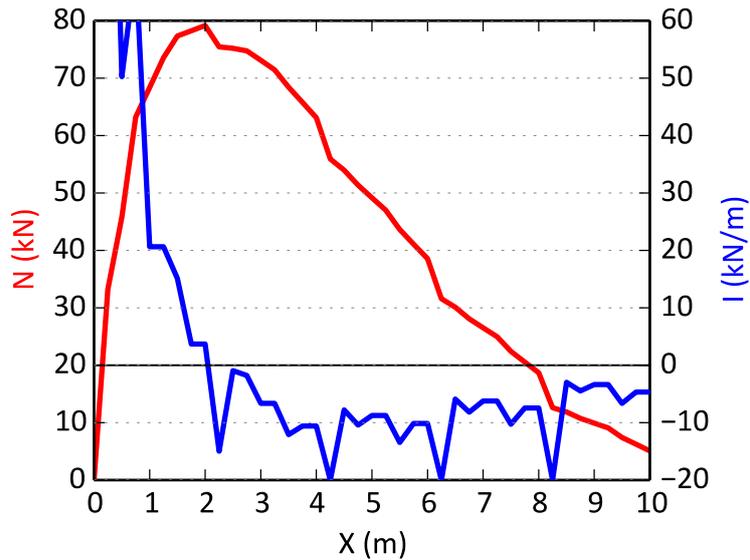


Figure 3.15 Effort de traction et de frottement dans les boulons - cas adhérent

### 3.3.2. Boulons frottants

On peut affiner la modélisation du boulonnage pour mieux représenter le rôle de l'interface entre le boulon et le sol : il faut alors revenir sur l'hypothèse d'adhérence parfaite entre le sol et le boulon.

Dans la réalité, deux interfaces sont à considérer l'interface entre le boulon et le scellement et l'interface entre le scellement et le sol. Pour simplifier, on considère de manière globale l'interface boulons-sol, que l'on modélise par un modèle élastique linéaire parfaitement plastique décrit sur la Figure 3.16. Il s'agit de celui présenté dans (Bourgeois, et al., 2012). Il intègre une raideur élastique en plus de la limite en cisaillement par rapport à (Wong, et al., 1999) et est équivalent à celui utilisé par (Perazzelli & Anagnostou, 2013).

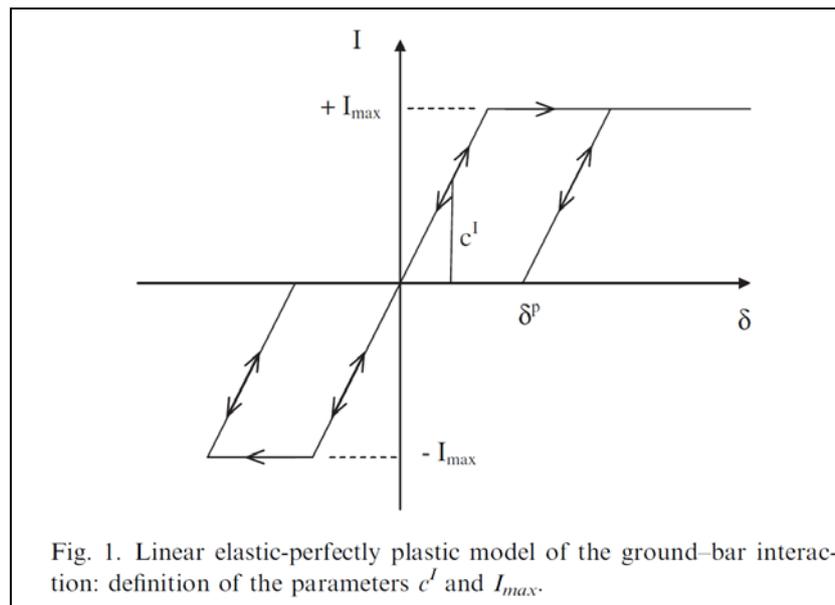


Figure 3.16 Extrait (Bourgeois, et al., 2012)

Ce modèle introduit deux paramètres supplémentaires pour décrire les barres, la raideur d'interface  $c^I$  et la valeur maximale de la force transmise au boulon par unité de longueur  $I_{max}$ . Le déplacement relatif de la barre et du sol  $\delta$  est relié à la force (linéique) d'interaction  $I$  selon :

$$\delta = I/c^I \quad (3.5)$$

Dans le cas précédent, en considérant une raideur d'interface égale à la raideur du sol 40 MPa et l'intensité maximale égale à 20 kN/m, la rupture de l'interface se produit pour un déplacement relatif  $\delta$  égal à 0,5 mm. La raideur de l'interface est pourtant sans doute supérieure à la raideur du sol.

La force linéique d'interaction maximum  $I_{max}$  se traduit en contrainte de cisaillement maximale  $\tau_{max}$  en la divisant par le périmètre de la section de rupture. Les boulons ont un traitement spécifique pour améliorer leur adhérence ; la rupture se produit à l'interface scellement/sol et non à l'interface scellement/boulons, (Thenevin, et al., 2016). Si on estime le diamètre du forage à 6 cm et  $I_{max}$  égal à 50 kN/m on obtient pour  $\tau_{max}$  une valeur de 133 kPa.

Si on approxime la limite de cisaillement  $\tau_{max}$  à l'aide de la formule de Coulomb et des paramètres du sol, on a :

$$\tau_{max} = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (3.6)$$

Si on considère pour  $\sigma_n$  la contrainte mineure principale initiale à 20 m de profondeur 300 kPa, la valeur de  $\tau_{max}$  est égale à 139 kPa pour  $c = 0$  et  $\varphi = 25^\circ$ . Le choix de  $I_{max}$  et  $c^I$  utilisé pour ce calcul est donc prudent pour que l'effet de l'interaction soit surévaluée dans le calcul numérique.

L'effet sur les déplacements dans le massif (Tableau 3.6) est cependant très limité. L'extrusion relevée est supérieure de 6 % avec la modélisation frottante par rapport à la modélisation adhérente. Le tassement maximal est identique.

**Tableau 3.6 Influence de la modélisation du boulonnage sur les déplacements**

Sol	Boulons	$u$ (mm)	$S_{max}$ (mm)	$K$ (-)
$E = 40$ MPa	Non	45,0	9,8	0,51
$E = 40$ MPa	Oui	33,5	9,8	0,51
	Frottant			
$E = 40$ MPa	$C^I = 40$ MPa	35,5	9,9	0,52
	$I_{max} = 50$ kN/m			

L'effort dans les boulons est légèrement inférieur. On trouve l'effet de la limitation à 50 kN/m au niveau du front. Le point d'inflexion est légèrement reculé vers l'intérieur du massif.

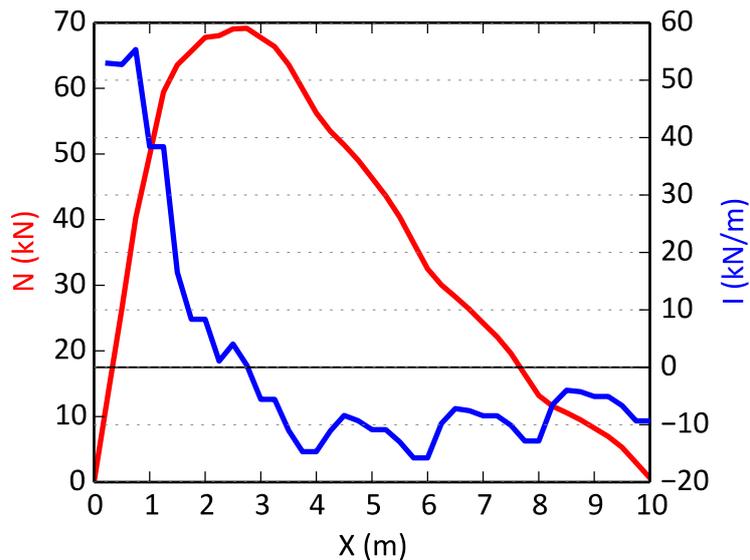


Figure 3.17 Effort de traction et de frottement dans les boulons - cas frottant

La prise en compte d'un modèle frottant pour les barres est possible avec les modèles discrets. Cependant, pour notre étude, la modélisation par des barres adhérentes est tout à fait acceptable pour un dimensionnement si l'ancrage est ensuite réalisé dans de bonnes conditions.

### 3.4. Synthèse

La modélisation par éléments finis avec renforcement permet de retrouver les principaux résultats issus de la littérature sur la stabilité du front de taille. On peut en première approche évaluer la stabilité du front à partir de l'analyse des contraintes calculées avec un modèle élastique linéaire. L'ajout de renforcement permet de maintenir la contrainte mineure principale dans le front et d'assurer la stabilité du front de taille.

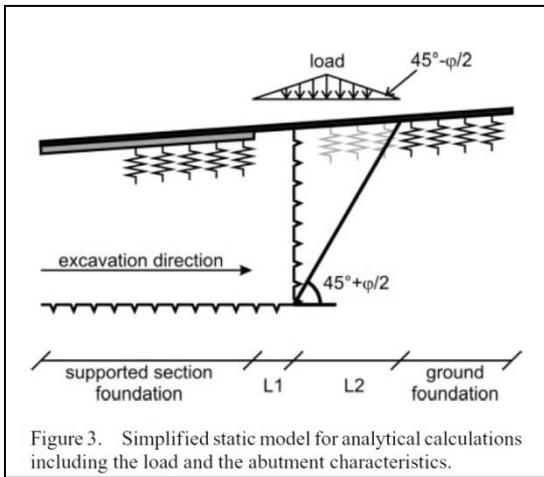
Du point de vue du tassement maximal et dans la limite des lois de comportement utilisées, le renforcement de front n'a pas d'impact significatif, le cas le plus favorable dans les simulations ci-dessus correspond au cas où le front est plastifié et où l'on adopte une loi élastique non linéaire : la réduction de tassement n'est que de l'ordre de 20%.

## 4. Rôle de la voûte parapluie

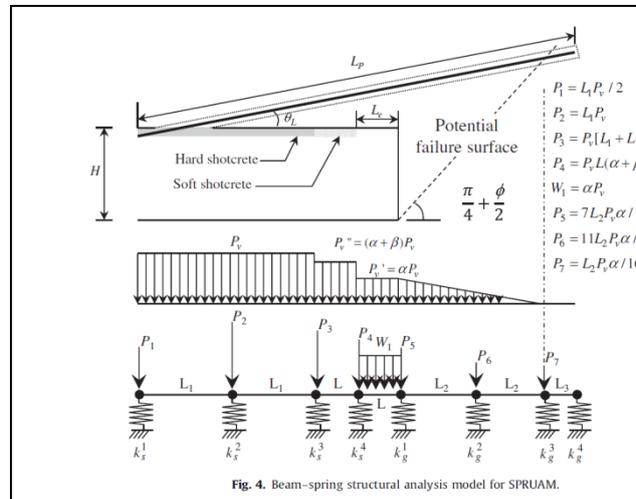
### 4.1. Stabilité de l'excavation

#### 4.1.1. Hypothèses des méthodes analytiques

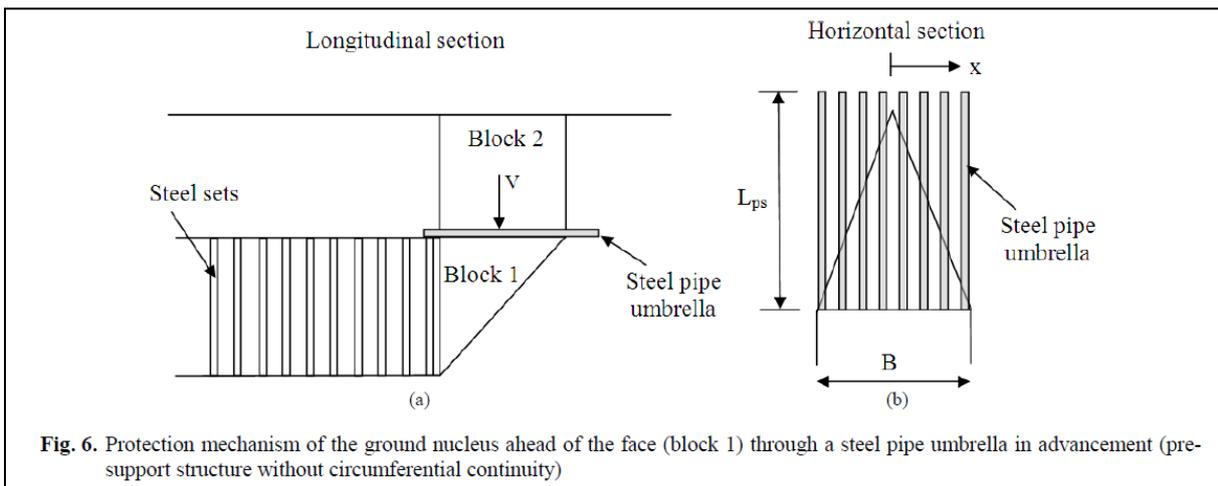
Selon plusieurs approches analytiques centrées sur l'étude de stabilité de l'excavation, la voûte parapluie agit en reprenant une partie de la contrainte verticale exercée par le bloc situé au-dessus du noyau dont on étudie la stabilité. Ce fonctionnement suppose que sa longueur en avant du front est supérieure à la longueur du noyau dont on étudie la stabilité (Figure 3.18).



(a)



(b)



(c)

Figure 3.18 Schéma de dimensionnement de voûtes parapluie pour la stabilité du front de taille selon

(a) (Volkman & Schubert, 2010) (b) (Song, et al., 2013) (c) (Dias & Oreste, 2013)

(Volkman & Schubert, 2010) et (Song, et al., 2013) évaluent le chargement transmis par le massif de sol au-dessus du noyau d'avancement et repris par la voûte parapluie par la méthode des appuis élastiques. Ils se concentrent sur l'évaluation du chargement repris par la voûte pour son dimensionnement. Cette approche ne permet pas d'accéder à l'impact du dispositif sur le tassement en surface.

(Dias & Oreste, 2013), dans une démarche de calcul à la rupture, considèrent l'élément de voûte chargée en flexion pure à sa limite élastique. Ils prennent pour portée la distance entre le premier élément de soutènement et le sol sain dans lequel la voûte est ancrée au-delà du « Block 1 » sur la Figure 3.18c. L'appui au niveau du noyau d'avancement est considéré comme rigide ; cela conduit à considérer que la voûte permet de compenser totalement l'effet de la distance non supportée sur la stabilité de l'excavation.

Ces trois auteurs considèrent dans leurs modèles une voûte horizontale et continue de longueur constante, ce qui est proche du modèle numérique que nous proposons ici.

#### 4.1.2. Méthode numérique

Au front de taille selon (Kavvas, 2005), la voûte parapluie contribue à la stabilité en reprenant les contraintes radiales autour du front d'excavation. Cela se traduit par une diminution de  $\sigma_1'$  et donc de la contrainte déviatorique au front de taille.

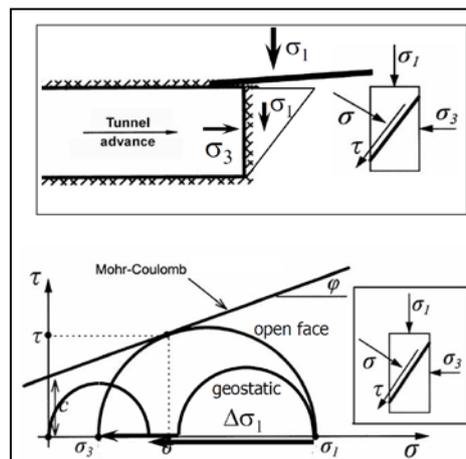


Figure 3.19 Effet de la voûte parapluie sur la stabilité du front de taille selon (Kavvas, 2005)

Le formalisme présenté en partie 1 pour décrire l'évolution de la contrainte déviatorique par des isovaleurs de la contrainte déviatorique normalisée par la valeur initiale convient tout à fait à cette analyse. Pour cette étude, on considère le tunnel caractéristique avec un

comportement élastique linéaire (avec  $E = 40$  MPa et  $\nu = 0,2$ ). La voûte parapluie a les caractéristiques géométriques définies au premier paragraphe avec des tubes de diamètre extérieur de 140 mm. On teste les trois ouvertures angulaires  $60^\circ$  ;  $90^\circ$  et  $120^\circ$ . On présente l'effet de la voûte parapluie sur la contrainte déviatorique au front de taille dans le plan longitudinal en Figure 3.20.

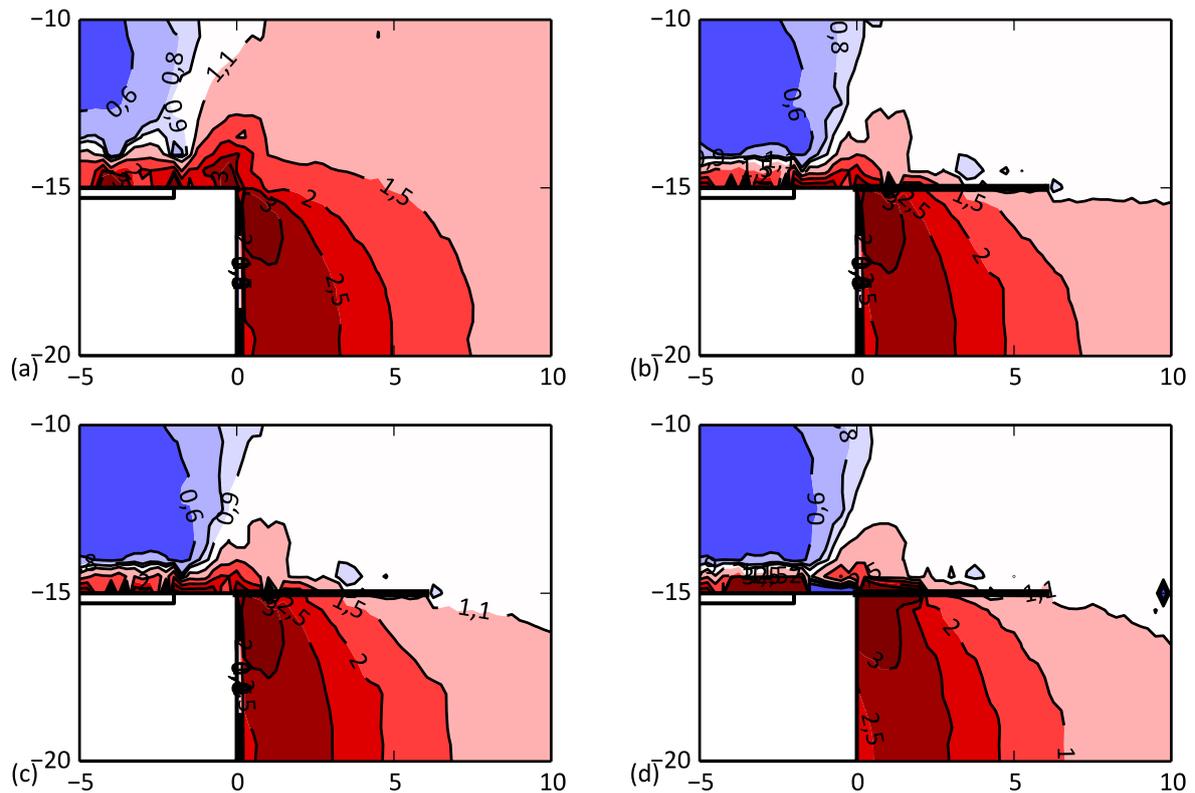


Figure 3.20 Isovaleurs de contrainte déviatorique normalisée par la valeur initiale dans le plan  $Y = 0$

(a) sans voûte parapluie (b)  $60^\circ$  (c)  $90^\circ$  (d)  $120^\circ$

La voûte parapluie modifie la contrainte déviatorique au-dessus de la clé du tunnel. Elle ne modifie pas sensiblement les contraintes au voisinage du front de taille, à l'inverse du boulonnage de front, et contrairement à l'hypothèse formulée par (Kavvas, 2005). La voûte s'appuie sur le noyau d'avancement et ne réduit pas clairement la contrainte verticale au voisinage du front.

La coupe longitudinale nous donne une information partielle sur l'état de contraintes au front. On présente en Figure 3.21 l'état de contrainte déviatorique dans le noyau d'avancement à 1 m en avant du front de taille.

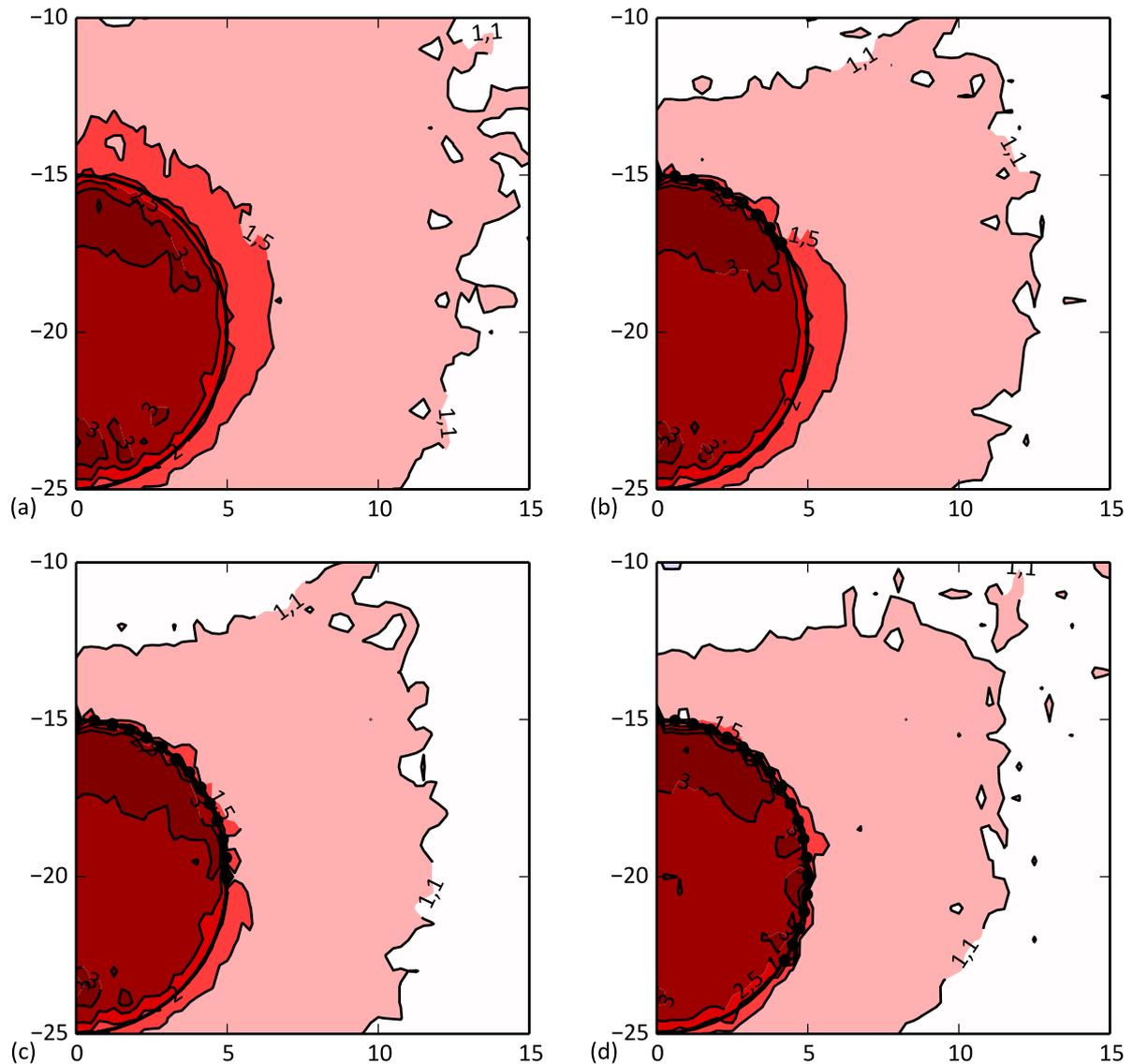


Figure 3.21 Isovaleurs de contrainte déviatorique normalisée par la valeur initiale dans le plan  $X = 1$  m

(a) sans voûte parapluie (b)  $60^\circ$  (c)  $90^\circ$  (d)  $120^\circ$

Il est clair que la voûte parapluie n'a qu'un effet mineur sur l'état de contrainte déviatorique dans le noyau de terrain situé en avant du front taille. Hors du front, la zone où la contrainte déviatorique augmente de 50 % par rapport à sa valeur initiale est moins étendue à mesure que le secteur angulaire couvert par la voûte augmente.

On prolonge en Figure 3.22 cette analyse au niveau de la zone non supportée en arrière du front, là où la contrainte déviatorique est la plus élevée. A l'instar du cas précédent, la voûte limite la progression de la contrainte déviatorique en reprenant une part de la relaxation des contraintes comme le ferait un soutènement. La couverture angulaire élargie au-delà de  $90^\circ$

permet de limiter la zone dans laquelle la contrainte déviatorique dépasse 2,5 fois sa valeur initiale.

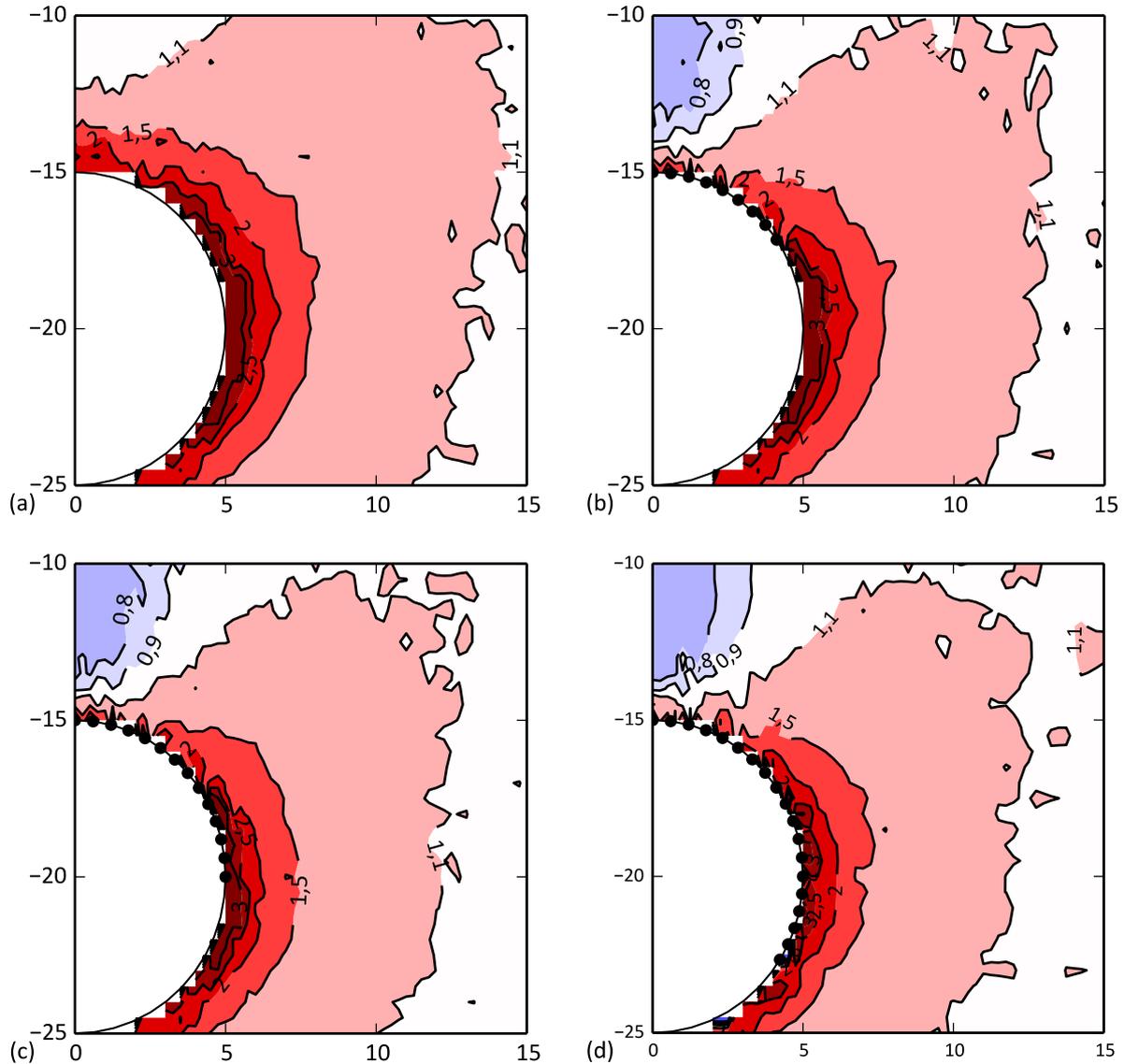


Figure 3.22 Isovaleurs de contrainte déviatorique normalisée par la valeur initiale dans le plan  $X = -1$  m

(a) sans voûte (b)  $60^\circ$  (c)  $90^\circ$  (d)  $120^\circ$

Si on trace le chemin de contraintes dans le plan ( $s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ ,  $t = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ ), pour un point situé en rein, et qu'on superpose un critère de rupture de Mohr-Coulomb, comme on l'a fait pour le boulonnage du front, on peut proposer une étude de la stabilité de la zone non-soutignée à partir du modèle élastique linéaire. En traçant ce chemin pour les différentes configurations de voûte sur la Figure 3.23, il ressort que seule la voûte dont la couverture est égale à  $120^\circ$  permet de maintenir l'état de contraintes en-deçà du critère de rupture pour une cohésion de 40 kPa et un angle de frottement interne de  $30^\circ$ .

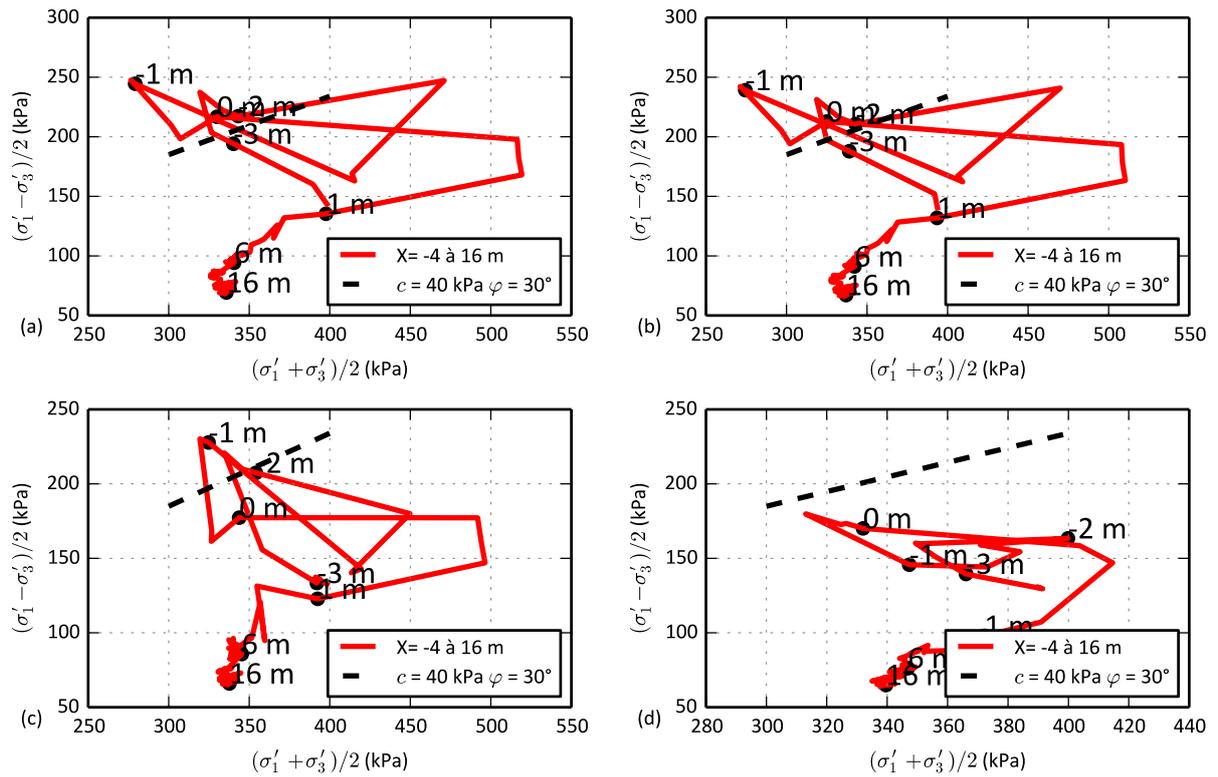


Figure 3.23 Chemins de contraintes au rein (a) sans voûte (b) 60° (c) 90° (d) 120°

## 4.2. Profil de tassement

On présente dans le Tableau 3.7 l'effet de la voûte parapluie sur les tassements pour les cas élastiques linéaires et élastique linéaire parfaitement plastique. A l'instar du boulonnage, l'efficacité de la voûte dépend de la raideur relative de la voûte et du sol. On a ici retenu un sol de module de Young égal à 40 MPa et une voûte relativement rigide afin d'avoir un ordre de grandeur de résultats plausible.

**Tableau 3.7 Effets de la voûte parapluie sur les déplacements dans le massif**

Sol	Voûte	$u$ (mm)	$S_{max}$ (mm)	$K$ (-)
$E = 40$ MPa	Non	45,0	9,8	0,51
$E = 40$ MPa	60°	41,2	8,6	0,51
$E = 40$ MPa	90°	39,5	8,2	0,50
$E = 40$ MPa	120°	37,7	7,8	0,50
$E = 40$ MPa $c = 40$ kPa ; $\varphi = 30^\circ$	Non	85,6	20,5	0,57
$E = 40$ MPa $c = 40$ kPa ; $\varphi = 30^\circ$	60°	81,4	19,5	0,57
$E = 40$ MPa $c = 40$ kPa ; $\varphi = 30^\circ$	90°	79,1	18,2	0,57
$E = 40$ MPa $c = 40$ kPa ; $\varphi = 30^\circ$	120°	78,1	15,6	0,55

Dans le cas élastique linéaire, la voûte a un faible impact sur les déplacements quelle que soit l'ouverture angulaire considérée. L'extrusion est réduite de 8 à 16 % et le tassement maximal de 12 à 21 % selon l'ouverture angulaire considérée. Dans le cas élastoplastique, l'extrusion est réduite de 5 à 8 % et le tassement maximal de 5 à 24 %. Dans ce dernier cas, la couverture angulaire a une influence majeure. Par ailleurs en limitant la progression de la plasticité en rein (Figure 3.24), la voûte avec la plus grande couverture angulaire limite

l'élargissement de la cuvette de tassement dû aux déformations plastiques en rein ( $K$  est égal à 0,55 contre 0,57).

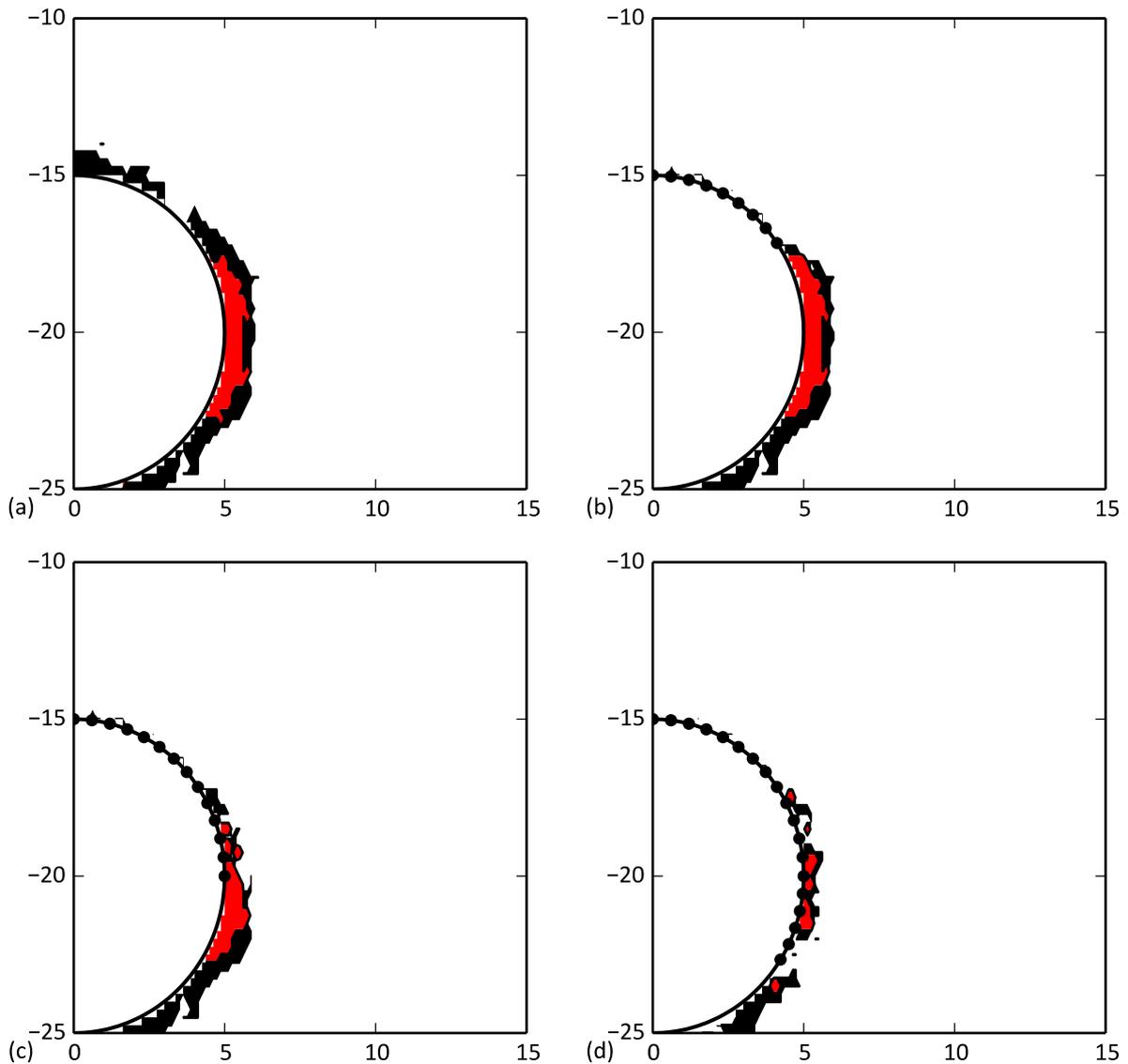


Figure 3.24 Zones où la déformation plastique est supérieure à 0,15 % en rouge supérieure à 1 %

(a) sans voûte (b) 60° (c) 90° (d) 120°

L'utilisation de la loi non-linéaire met en évidence à nouveau l'influence de l'ouverture angulaire sur le tassement maximal. On reprend les paramètres d'élasticité non-linéaire du Tableau 3.4 et on relève les déplacements dans le Tableau 3.8.

**Tableau 3.8 Déplacements dans le massif en fonction de la couverture angulaire avec une loi élastique non-linéaire.**

Sol	Voûte	$u$ (mm)	$S_{max}$ (mm)	$K$ (-)
$\xi = 4,5$	Non	33,2	15,0	0,55
$\xi = 4,5$	90°	28,2	12,0	0,56
$\xi = 4,5$	120°	26,8	11,0	0,56

L'extrusion est réduite de 15 à 19 % selon l'ouverture angulaire. Le tassement maximal est réduit de 20 % pour une voûte de couverture angulaire égale à 90° et de 27 % pour une voûte de couverture angulaire égale à 120°. La cartographie des isovaleurs de module de Young montre l'efficacité du dispositif pour maintenir la raideur dans le massif de sol au niveau de la zone non-supportée (Figure 3.25).

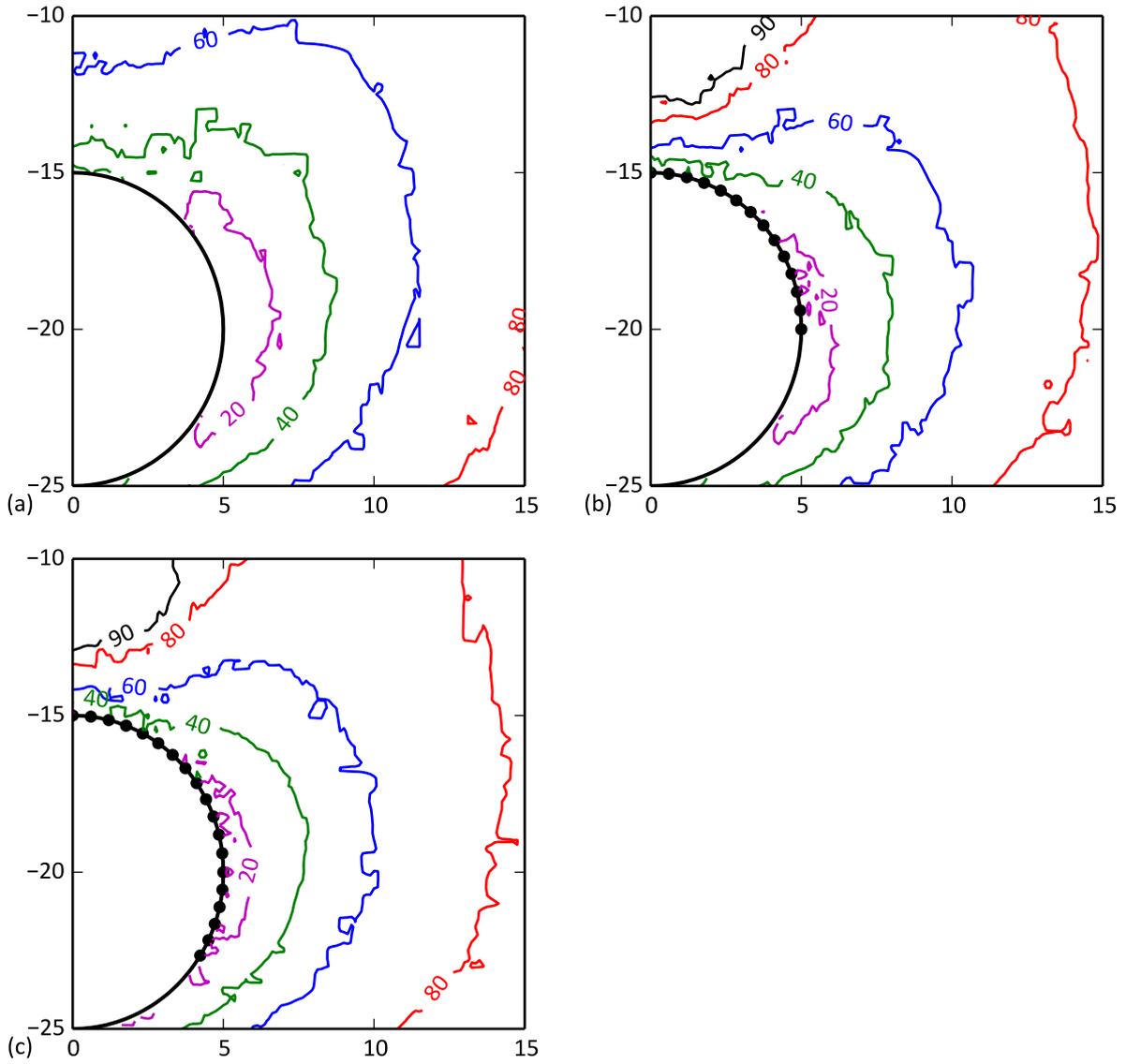


Figure 3.25 Influence de la voûte parapluie sur les isovaleurs de module de Young avec loi élastique non-linéaire pour  $X = -1m$  (a) Sans voûte (b)  $90^\circ$  (c)  $120^\circ$

### 4.3. Efforts dans la voûte parapluie

On s'intéresse à présent au moment de flexion dans le tube le long de l'axe du tunnel dans le cas élastique linéaire, avec une ouverture de  $120^\circ$  (Figure 3.26). La flexion de la voûte est maximale au niveau de la zone non supportée (entre  $X = -2$  m et  $X = 0$ ). Cette flexion est équilibrée sur le soutènement et juste en avant du front sur environ deux mètres de distance. Cette modélisation semble indiquer que la voûte n'a pas besoin d'être ancrée à une longue distance du front de taille pour être active. Ce profil est très proche dans la forme et l'ordre de grandeur de celui mesuré en 1998 dans les travaux de Harazki (Figure 3.27).

Le moment est très inférieur à la valeur maximale admissible par le tube en flexion. La contrainte maximale est égale à 48,5 MPa alors que la limite d'élasticité de l'acier est de 355 MPa.

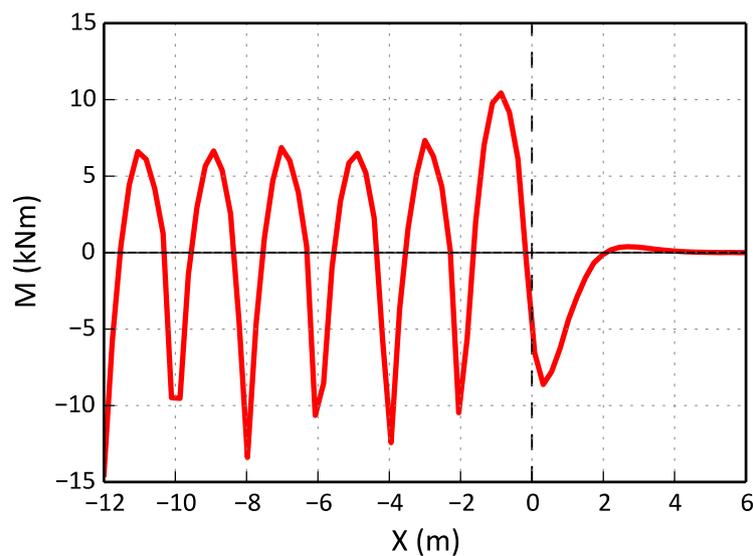
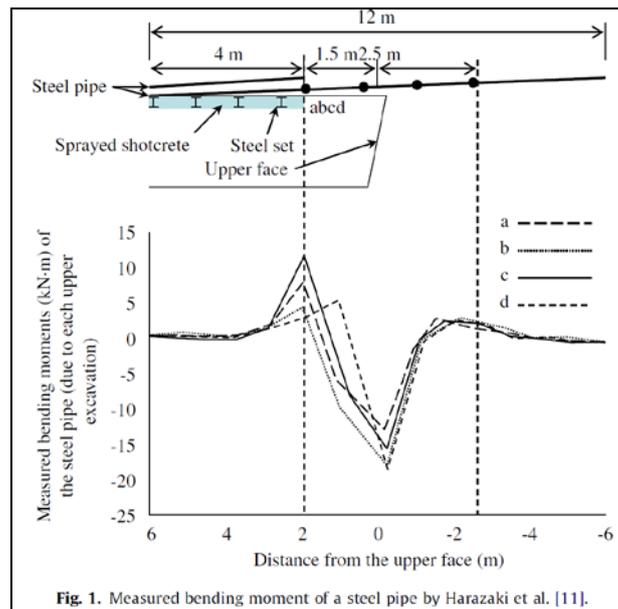
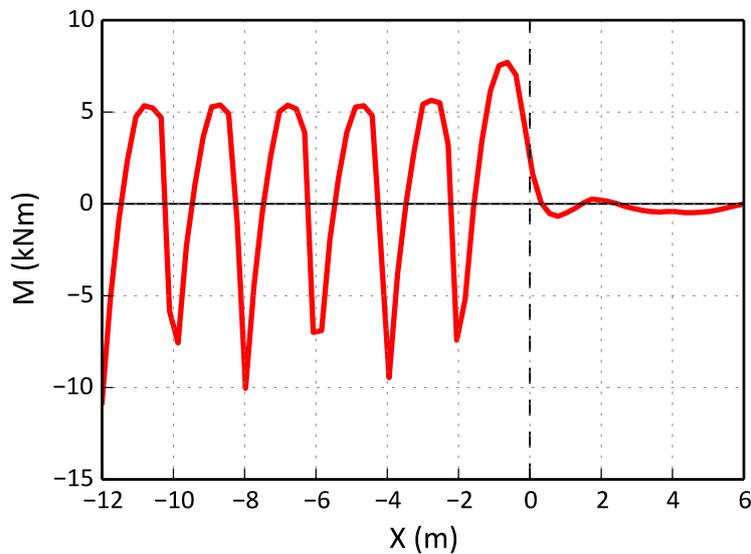


Figure 3.26 Moment de flexion dans la voûte située le long de l'axe longitudinal



**Figure 3.27 Extrait (Song, et al., 2013)**

Lorsque le sol est plastifié, ici le cas avec voûte d'ouverture angulaire 120°, l'appui en avant du front (plastifié) est moins raide et l'effort repris par la voûte est plus faible.



**Figure 3.28 Moment de flexion dans la voûte dans le cas plastique**

Les tubes de la voûte parapluie ne sont pas uniquement sollicités en flexion, ils le sont aussi en compression par l'extrusion du front de taille. L'effort de compression est maximal au niveau de la zone non supportée.

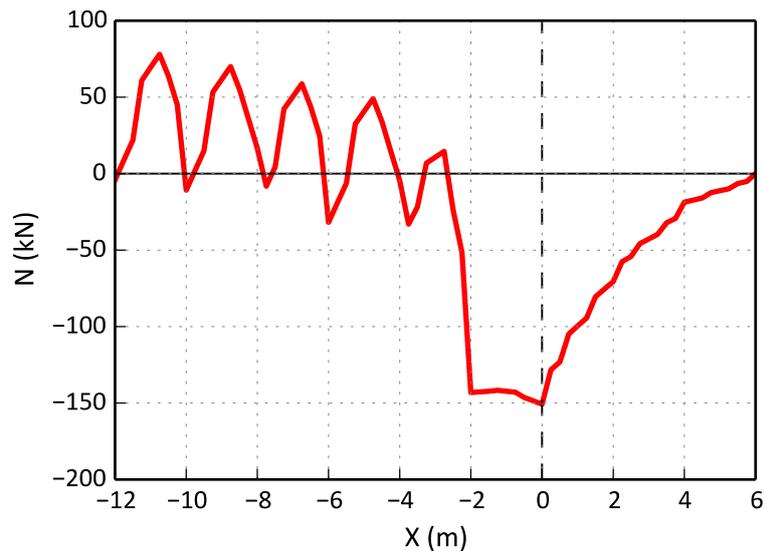


Figure 3.29 Effort normal dans la voûte

Les énergies élastiques associées à la flexion et à la compression sont du même ordre de grandeur. Pourtant le comportement en compression est souvent négligé dans les approches courantes de modélisations de voûtes parapluies.

#### 4.4. Combinaison avec le boulonnage de front

On a vu que la voûte parapluie modifie peu les contraintes dans le noyau, et est insuffisante pour stabiliser le front d'excavation. Il reste à étudier son influence dans le cas où le front est renforcé par boulonnage. On compare dans le Tableau 3.9 les principaux déplacements pour le cas élastique linéaire parfaitement plastique avec et sans voûte parapluie (pour une couverture angulaire de  $120^\circ$ ) et avec et sans boulonnage de front.

Le Tableau 3.10 présente la même comparaison pour le modèle élastique non linéaire.

**Tableau 3.9 Effets combinés de la voûte parapluie et du boulonnage sur les déplacements pour le modèle élastique linéaire parfaitement plastique**

Boulons	Voûte	$u$ (mm)	$S_{max}$ (mm)	$K$ (-)
non	non	85,6	20,5	0,57
oui	non	35,0	15,9	0,56
non	oui	78,1	15,6	0,55
oui	oui	29,2	11,9	0,55

**Tableau 3.10 Effets combinés de la voûte parapluie et du boulonnage sur les déplacements pour le modèle élastique non-linéaire sans plasticité**

Boulons	Voûte	$u$ (mm)	$S_{max}$ (mm)	$K$ (-)
non	non	33,2	15,0	0,55
oui	non	19,9	14,1	0,55
non	oui	26,8	11,0	0,56
oui	oui	17,6	10,3	0,56

On constate que la superposition des deux effets est très efficace, notamment dans le cas parfaitement plastique. Pour l'élasticité non-linéaire, la combinaison est également favorable.

Le bon résultat de la voûte combinée au boulonnage sur le tassement dans le cas plastique s'explique par l'amélioration de l'appui offert à la voûte sur le noyau d'avancement en limitant la plasticité. Sur le profil de moment de flexion de la voûte, on observe que ce meilleur appui permet de solliciter davantage la voûte (Figure 3.30).

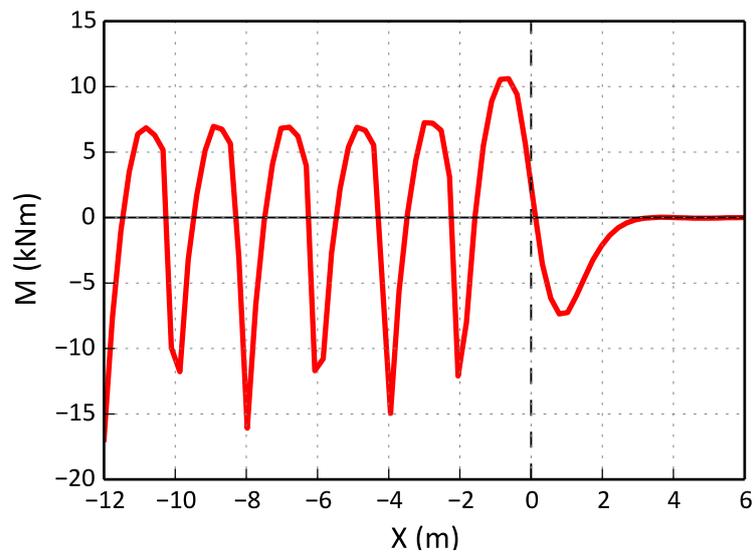


Figure 3.30 Moment de flexion dans la voûte dans le cas plastique avec boulonnage

#### 4.5. Synthèse

La voûte parapluie ne participe pas de façon suffisamment significative à la stabilisation du front de taille dans la modélisation numérique pour que le dispositif soit utilisé seul. Elle contribue cependant au maintien de la contrainte déviatorique autour de la section, en avant du front et au niveau de la zone non-supportée. Avec un comportement élastique linéaire de faible raideur pour le sol et une voûte raisonnablement raide et dense, l'effet sur les déplacements dans le massif est faible.

L'influence de la voûte sur les contraintes explique son efficacité pour réduire le tassement maximal dans le cas d'atteinte du critère de plasticité ou d'utilisation d'une loi élastique non-linéaire. L'ouverture angulaire de la voûte est un paramètre important puisque l'augmentation de la contrainte déviatorique se concentre en rein en raison de l'anisotropie initiale des contraintes. Ainsi, une voûte avec une ouverture plus large que  $90^\circ$  a une efficacité supérieure. Les efforts dans la voûte parapluie sont bien en-deçà de ceux admissibles par les tubes en acier et la modélisation de leur comportement en élasticité est donc légitime. On note une sollicitation en compression significative en plus de celle en flexion déjà bien identifiée dans la littérature. La voûte prend appui en flexion sur le soutènement et sur le massif juste à l'avant du front de taille, ce qui est un autre aspect de la complémentarité avec le boulonnage du front. En particulier, dans le cas où le front plastifie, le boulonnage améliore l'appui de la voûte au front et donc son efficacité dans la zone non supportée.

## 5. Dimensionnement d'une solution de présoutènements

On a proposé une méthode pour intégrer les présoutènements à la modélisation tridimensionnelle de l'excavation de tunnels urbains : elle repose sur l'utilisation d'éléments discrets en avant du front, de longueur constante, aussi bien pour le renforcement du front par des boulons en fibre de verre, modélisés avec des éléments barres, que pour la voûte parapluie, modélisée avec des éléments poutres.

Lors du dimensionnement, l'ingénieur a plusieurs décisions à prendre : mise en œuvre ou non, caractéristiques géométriques du présoutènement et densité du présoutènement. On propose ci-après un synoptique pour l'étude de la solution de présoutènement. On fait l'hypothèse que les moyens de calculs permettent de rapidement réaliser les modèles et calculs, en particulier en élasticité. C'est pourquoi le synoptique part du modèle élastique et essaie d'en valoriser au mieux les informations.

INITIALISATION : Définition du diamètre du tunnel et du pas d'excavation

ÉTAPE 1 : Étude de la stabilité de l'excavation

Calcul en élasticité linéaire avec critère de rupture de Mohr-Coulomb.

1. Comparaison avec le critère de rupture au front de taille.
  - a. Non atteint : boulonnage inutile,
  - b. Atteint : dimensionnement du boulonnage de front
2. Dimensionnement du boulonnage : diamètre du boulon (de 10 à 40 mm) et densité (de  $0,5b/m^2$  à  $2b/m^2$ ). La longueur du boulon modélisé est égale à une demi-longueur de boulons dans le cas d'un simple renouvellement à mi-longueur.
  - a. Calcul avec la solution la plus dense possible : on vérifie que la solution permet de ramener la contrainte au front dans le domaine élastique.
  - b. Si non, il faut reprendre la démarche, la géométrie du tunnel, le séquençage ou le pas d'excavation.
3. Dimensionnement de la voûte parapluie de manière analogue au boulonnage de front. L'ouverture angulaire sera large dans le cas où le coefficient de pression des terres au repos est inférieur à 1 pour descendre jusqu'au piédroit, où la contrainte déviatorique est maximale.

### ÉTAPE 2 : Estimation des tassements

Calcul avec le modèle de sol plus complet intégrant une élasticité non-linéaire, l'isotropie transverse, le critère de plasticité (éventuellement l'écroutissement...).

1. Si l'extrusion et le tassement sont acceptables, on vérifie le niveau de sollicitation dans les présoutènements : flexion de la voûte et contrainte de cisaillement à l'interface boulonnage/sol.
2. Si non, il faut reprendre la démarche, la géométrie du tunnel, le séquençage ou le pas d'excavation.

### ÉTAPE 3 : Optimisation du présoutènement et évaluation des marges

1. Itérations sur les présoutènements en diminuant la raideur et la densité jusqu'à avoir une solution optimisée.
2. Études de sensibilités sur les paramètres de sols avec la solution de présoutènement retenue pour évaluer les marges.

La réalisation de ces différentes étapes permet d'avoir un jeu important de résultats avec différentes solutions de présoutènements et différentes lois de comportement du massif de sol. On peut ainsi en déduire les marges dont on dispose et les mettre en regard des risques sur les structures qui doivent être protégées de l'excavation.

## PARTIE 4 : MISE EN ŒUVRE SUR UNE SITUATION DU GRAND PARIS EXPRESS

*« Observations et modélisations resteront toujours complémentaires, et le rôle de l'ingénieur est de savoir utiliser les deux conjointement, tout en gardant la modestie et l'humilité nécessaires devant la complexité des sites : concevoir en restant conscient des incertitudes qui subsistent inévitablement, puis construire en adaptant les techniques à la réalité des chantiers. »*

A. Guilloux. 2016. Revue Française de Géotechnique. N° 146.

## 1. Introduction

On se place dans le contexte d'un cas fictif mais représentatif des situations que l'on peut rencontrer sur les chantiers du Grand Paris Express. Cette partie propose d'illustrer la démarche de maîtrise des risques sur l'environnement urbain liés aux tassements excessifs. On définit un cas type de tunnel creusé à la méthode conventionnelle dont la profondeur de l'axe est à 17 m. On suit au mieux les différentes étapes du projet en conception. Tout d'abord, on décrit l'ouvrage étudié, son environnement géotechnique général et la situation du bâti en surface. Ensuite, on illustre le choix des paramètres de la loi de comportement « ANL » décrite en Partie 2 à partir d'essais pressiométriques et d'essais à l'appareil triaxial drainés et non drainés. A l'aide du modèle numérique 3D et du modèle géotechnique, on vérifie la stabilité de l'excavation, et les niveaux de tassements attendus pour plusieurs dispositifs de présoutènements. L'analyse de risques sur le bâti permet alors de choisir la bonne disposition de conception qui est toujours un compromis entre le risque pris et le niveau de soutènement.

## 2. Un ouvrage dans son environnement

### 2.1. Un tunnel d'accès caractéristique du Grand Paris Express

On définit d'abord un exemple de tunnel caractéristique du contexte du Grand Paris Express. On considère un tunnel non circulaire avec un radier contre-voûté dont la section est définie par les intersections des cercles dont les centres et rayons sont donnés dans le Tableau 4.1. La jonction entre la voûte et le piédroit correspond à un angle de  $115^\circ$  par rapport à la clé.

L'axe X définit la direction de creusement, l'axe Z la direction verticale (la surface étant située en  $Z = 0$ ), et l'axe Y est la direction transversale.

Tableau 4.1 Section du tunnel

	Y	Z	R
	(m)	(m)	(m)
Voûte	0	-17	4
Piédroit	1,5	-17,1	2,6
Radier	0	-13,3	6,6

On ne cherche pas d'optimisation sur la forme de la section dont on suppose qu'elle a été définie en grande partie pour des raisons fonctionnelles et parce que des tunnels de même sections ont déjà été creusés avec succès.

Le soutènement est constitué de cintres et béton projeté. Dans la modélisation, il est homogénéisé et a une épaisseur constante de 30 cm. Son comportement est élastique linéaire avec un module de Young de 10 000 MPa et un coefficient de Poisson égal à 0,2. Deux distances de pose ont été considérées : 1 m et 2 m.

La géométrie en section transversale est représentée en Figure 4.1.

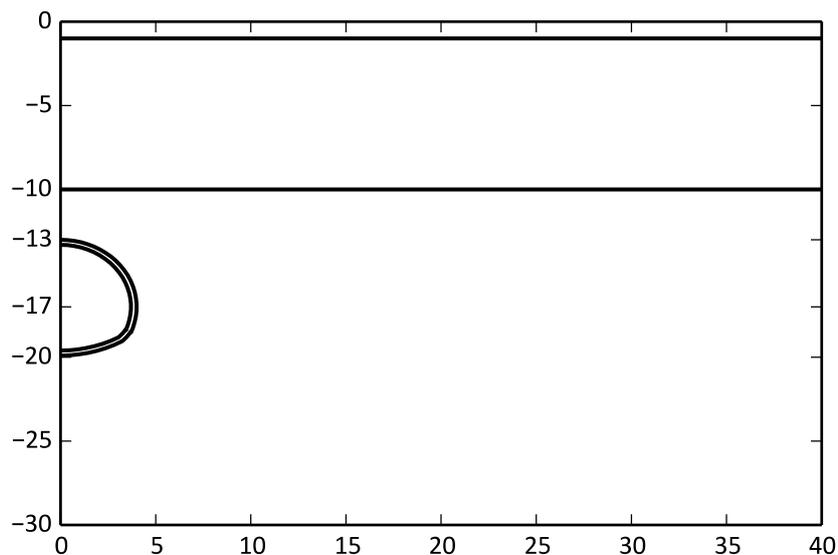


Figure 4.1 Section avec soutènement en coupe transversale

## 2.2. Données géotechniques

On dispose sur la zone (30 m de part et d'autres de la section choisie) de deux essais pressiométriques SP1 et SP2 sur une profondeur de 2 à 35 m par pas d'environ 1 mètre. On dispose également de trois essais à l'appareil triaxial drainés Td1 Td2 Td3 et deux essais à l'appareil triaxial non drainés Tu1 Tu2. Ces essais ont été réalisés à 8, 11, 14, 20 et 21 mètres de profondeur.

Les sondages carottés et l'expérience de la zone ont permis de proposer la stratigraphie indicative suivante :

0 - 1 m	Remblai
1 - 10 m	Marnes sableuses
10 - 30 m	Sables argileux
> 30 m	Calcaires grossiers dont la raideur est environ 20 fois supérieure à la couche précédente

Le creusement par la méthode conventionnelle est effectué en condition drainée, dans la couche des sables argileux.

Le nombre d'essais n'est pas représentatif d'une situation réelle mais suffisant pour réaliser une étude de cas cohérente avec le contexte parisien.

Le coefficient des terres au repos est égal à 0,5. Là encore ce choix repose sur l'expérience de la zone ou des mesures préalables. Son influence ne sera pas discutée dans cette partie.

### 2.3. Modèle éléments finis tridimensionnels

Le modèle a été construit en conformité avec les recommandations définies dans la Partie 1 pour la construction d'un modèle tridimensionnel de creusement de tunnels. En particulier, on exclut toute analyse bidimensionnelle, même préliminaire, puisque le choix du taux de déconfinement dépend du comportement du sol et des dispositions constructives et que nous ne disposons dans cette situation de conception d'aucun élément de comparaison ou de retour d'expériences.

La largeur du modèle est égale à 40 mètres et sa longueur totale est de 70 mètres. Il comporte 200 000 éléments tétraédriques. On a retenu 13 phases de creusement de 2 mètres et 26 phases de creusement de 1 m. On a ainsi atteint le régime permanent qui permet d'utiliser la méthode différentielle pour le calcul de la cuvette de tassement. Les dispositifs de présoutènements sont modélisés par des éléments linéiques quadratiques adhérents selon la méthode décrite en Partie 3. On a adopté pour le boulonnage de front une densité de 1,5 boulon par mètre carré (soit une distance entre boulons de 0,8 m). L'ouverture angulaire de la voûte parapluie est de  $115^\circ$  avec un espacement de 60 cm entre deux tubes.

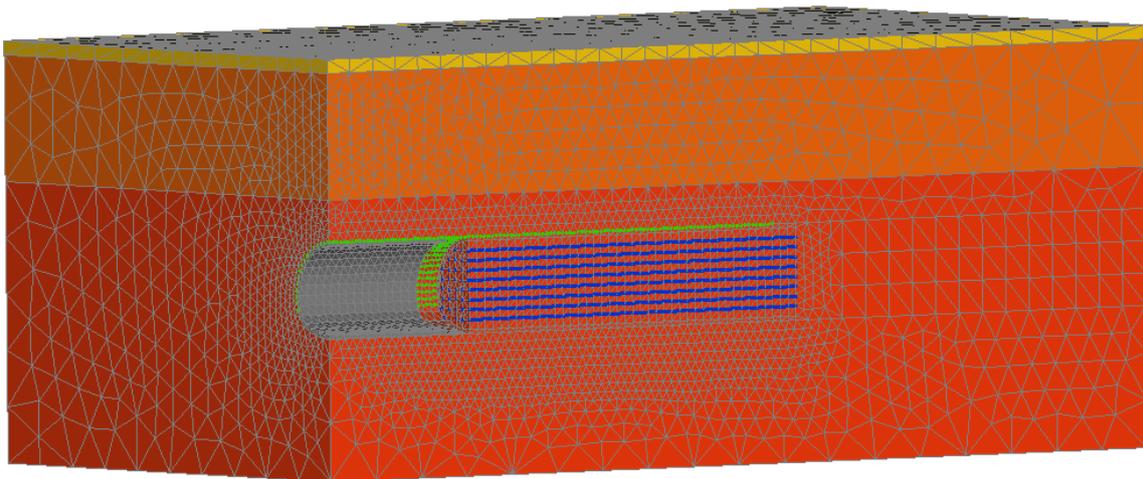


Figure 4.2 Vue du massif maillé avec soutènement et présoutènements – Phase 7 de creusement.

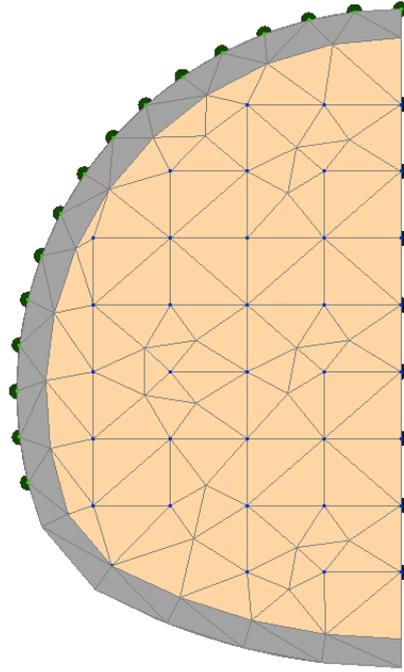


Figure 4.3 Maillage du front de taille

Ce modèle n'intègre pas de bâti en surface ou d'interaction sol-structure. On tire des calculs le tassement maximal  $S_{max}$  et le paramètre de largeur de cuvette de tassement  $K$  en champ libre. On va voir que la connaissance du profil de tassement en champ libre permet déjà de traiter de façon sûre une large gamme de situations d'interactions sol-structure.

## 2.4. Conséquences possibles sur le bâti

### 2.4.1. Tassement et classes de dommages

On propose ci-après une approche pour évaluer les conséquences d'un tassement excessif sur le bâti. Dans un premier temps, l'ingénieur définit la zone d'influence géotechnique selon la norme NFP94-500, et il liste les bâtis concernés par le creusement du tunnel. Pour un projet de tunnel urbain, on considère en général une zone de 2,5 fois la distance au point d'inflexion selon le modèle de Peck de part et d'autre de l'axe du tunnel.

On distingue les dommages structurels sur le bâti des dommages fonctionnels. Les dommages fonctionnels concernent un usage qui ne serait plus envisageable dû à un tassement excessif ou une pente excessive sans que la structure de l'ouvrage soit endommagée. C'est le cas du passage sous les voies de chemin de fer, ou d'un dispositif d'imagerie dans un hôpital. Ces dommages sont variés et la méthode pour les évaluer est spécifique, on ne les traite pas ici.

Les conséquences sur la structure de l'évènement « tassement excessif » diffèrent selon les caractéristiques mécaniques du bâti considéré. Les recommandations de l'AFTES (AFTES, 1995) tout comme celles de l'ITA (ITA, 2007) classifient les conséquences possibles sur le bâti en surface, les dommages structurels, en 6 catégories. Cette classification a été proposée par (Burland & Wroth, 1975).

Dans une démarche d'analyse des risques, on associe à ces classes de dommage une acceptabilité, ou un coût, selon la vulnérabilité du bâti considéré. Un patrimoine historique ne tolérera pas un dommage de classe 1 tandis qu'une résidence isolée pourra supporter des dommages de classe 2, le maître d'ouvrage assumant le coût de la réparation éventuelle.

**Tableau 4.2 Classes de dommages selon (AFTES, 1995)**

Classe de dommage	Degré de dommages	Description des dommages
0	Dommages négligeables	Microfissures
1	Dommages très légers	Esthétiques
2	Dommages légers	Esthétiques, à traiter
3	Dommages modérés	Fonctionnels (clos-couvert)
4	Dommages sérieux	Structurels lourds
5	Dommages très sérieux	Structurels lourds

Pour évaluer la classe de dommage, le projet CROSSRAIL (CROSSRAIL, 2008) s'est appuyé sur la littérature anglo-saxonne et en particulier (Burland, 1995) pour définir une méthode en trois étapes. Cette méthode, décrite ci-dessous, est la plus précise, complète et éprouvée sur un grand linéaire d'évaluation des dommages sur le bâti. Elle est grandement inspirée des travaux de (ITA, 2007). Elle concerne les bâtis standards. Les bâtis exceptionnels : aéroports, hôpitaux, ouvrages d'art, immeubles de grande hauteur sur fondations profondes, doivent faire l'objet d'études spécifiques systématiques.

ÉTAPE 1 : Évaluation en champ libre du tassement provoqué par le creusement du tunnel.

Pour cette étape, on s'appuie sur le modèle de Peck et les corrélations de (O'Reilly & New, 1982) décrits en Partie 1 de ce mémoire. Si le tassement maximal est inférieur à 10 mm et la pente inférieure à 1/500 (2‰), il n'y a pas lieu de conduire d'investigations complémentaires. On évalue la classe de dommage à 0 ou 1. Par exemple, selon Peck pour un tunnel de 10 mètres de diamètre, une perte de volume de 0,75 %, un coefficient  $K$  de 0,45 creusé à 20 m de profondeur, le tassement maximal est de 8,3 mm et la pente maximale de 0,56‰. Le même tunnel creusé à une profondeur d'axe de 15 m et un

coefficient  $K$  de 0,35 a un tassement maximal de 14,3 et une pente de 1,6 ‰. Ce dernier cas ne respecte pas le critère sur le tassement maximal et il convient donc de passer à l'étape 2.

#### ÉTAPE 2 : Déformations des bâtiments sous l'effet du déplacement calculé en champ libre

Dans cette étape, le déplacement en champ libre est imposé à la structure analysée. C'est-à-dire qu'on fait l'hypothèse que la raideur de la structure n'a pas d'influence sur le tassement et le déplacement horizontal subis par ces appuis. Cette hypothèse est sécuritaire puisque la raideur du bâtiment aura pour effet de limiter les tassements et les déplacements horizontaux.

Selon cette méthode, on distingue les parties du bâti situées de chaque côté du point d'inflexion (Figure 4.4). Celles au cœur de cuvette sont dans la zone en affaissement (« Sagging »), la déformation horizontale est en compression. Celle au-delà du point d'inflexion est soumise au targage (« hogging »), la déformation horizontale correspond à une extension.

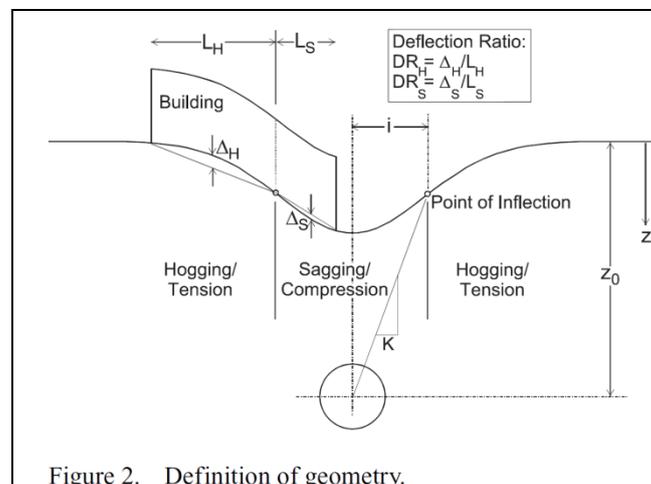
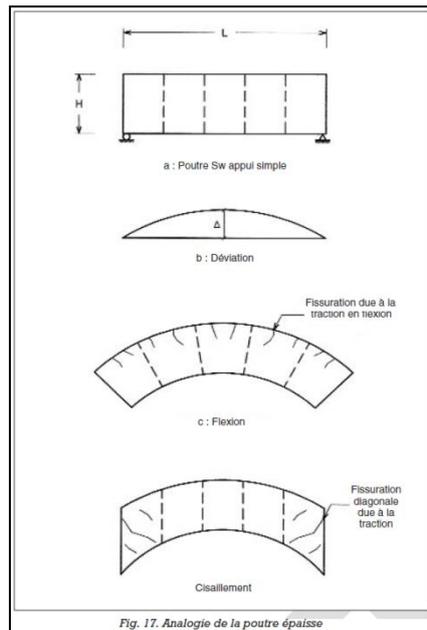


Figure 4.4 Extrait (Harris & Franzius, 2005) repris de (Mair, et al., 1996)

Une analogie entre le bâtiment et une poutre idéalisée de portée  $L$  et de hauteur  $H$ , déformés selon un chargement unitaire en leur centre (Figure 4.5) permet de déterminer la classe de dommage en trois étapes: calcul du taux de déflexion, évaluation des déformations dans le bâti, corrélation entre la déformation critique et la classe de dommage.



**Figure 4.5 Analogie de la poutre extrait de (AFTES, 1995)**

Le taux de déflexion (« deflection ratio ») est défini comme le rapport  $\Delta/L$ , où  $\Delta$ , la déflexion, est définie sur la Figure 4.4 dans chacune des zones d'affaissement et de targage.

On peut faire l'hypothèse que la géométrie initiale et la déformée sont proches et la distance maximale  $\Delta$  entre les deux courbes est simplement donnée par :

$$\Delta_{A,T} = \max_{X \in L_{A,T}} (S(X) - Y(X)) \quad (4.1)$$

dont la résolution par des méthodes numériques est très simple.

On considère à titre d'exemple un bâtiment de 25 m à partir de l'axe du tunnel, soumis à une cuvette de tassement caractérisée par un tassement maximal de 25 mm et un point d'inflexion à 5,95 m (soit  $K = 0,35$  pour un tunnel dont l'axe est situé à 17 m). Le taux de déflexion en affaissement  $\Delta_A/L_A$  est égal à 0,034 % en affaissement et le taux de déflexion en targage  $\Delta_T/L_T$  est égal à 0,038 % (Figure 4.6).

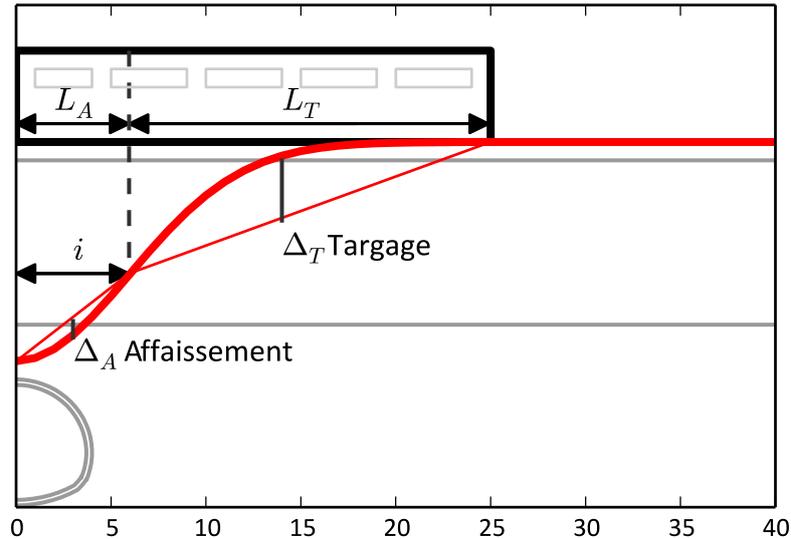


Figure 4.6 Affaissement et targage sur bâti idéalisé

Les déformations maximales en flexion  $\epsilon_b$  et diagonale  $\epsilon_d$  s'écrivent selon (Burland, 1995).

$$\epsilon_b = \frac{\Delta}{L} / \left( \frac{L}{12t} + \frac{3IE}{2tLHG} \right) \quad (4.2)$$

$$\epsilon_d = \frac{\Delta}{L} / \left( 1 + \frac{HL^2G}{18IE} \right) \quad (4.3)$$

Où  $H$  est la hauteur du bâti (hors toit),  $L$  la longueur du bâti depuis le point d'inflexion,  $E$  et  $G$  le module de Young et de cisaillement du bâti,  $I$  le second moment d'inertie de la poutre ( $H^3/12$  dans la zone en targage et  $H^3/3$  dans celle en affaissement)  $t$  est la distance la plus éloigné à l'axe neutre ( $H/2$  en affaissement et  $H$  en targage).

On obtient ainsi, en fonction de  $L$ ,  $H$  et  $E/G$ , la formulation en targage donnée par (4.4) et en affaissement par (4.5).

$$\epsilon_{b,T} = \frac{\Delta}{L} / \left( \frac{L}{12H} + \frac{HE}{8LG} \right) \quad (4.4)$$

$$\epsilon_{b,A} = \frac{\Delta}{L} / \left( \frac{L}{6H} + \frac{HE}{LG} \right) \quad (4.5)$$

(Mair, et al., 1996) recommande de prendre le rapport  $E/G$  égal à 2,6 pour la maçonnerie (pour un matériau élastique isotrope, cette valeur correspond à un coefficient de Poisson égal à 0,3). Pour les bâtiments en béton armé construits selon un système poteau-poutres, on prend un rapport  $E/G$  égal à 12,5.

La déformation horizontale  $\epsilon_h$  est calculée comme la différence entre les déplacements horizontaux de deux points divisée par la distance qui les sépare. Selon (Mair, et al., 1996), le déplacement horizontal peut être décrit avec l'hypothèse de (O'Reilly & New, 1982) selon laquelle le vecteur déplacement en tout point de la surface est dirigé vers l'axe du tunnel. Dès lors, le déplacement horizontal  $S_h$  est donné par :

$$S_h = \frac{y}{H} S_v \quad (4.6)$$

La déformation critique en flexion  $\epsilon_{bt}$  s'écrit

$$\epsilon_{bt} = \epsilon_h + \epsilon_b \quad (4.7)$$

La déformation critique diagonale  $\epsilon_{dt}$  s'écrit

$$\epsilon_{dt} = 0,35 \epsilon_h + [(0,65\epsilon_h)^2 + \epsilon_d^2]^{0,5} \quad (4.8)$$

La déformation critique est le maximum de ces deux déformations

$$\epsilon_{crit} = \text{Max}(\epsilon_{dt}, \epsilon_{bt}) \quad (4.9)$$

On déduit ensuite la catégorie de dommage en jeu pour le bâtiment à l'aide du Tableau 4.3 proposé par (Boscardin & Cording, 1989) et repris par (AFTES, 1995).

**Tableau 4.3 Classe de dommage en fonction de la déformation critique selon (Boscardin & Cording, 1989)**

Classe	0	1	2	3	4-5
$\epsilon_{crit}(\%)$	0-0,05	0,05-0,075	0,075-0,15	0,15-0,3	>0,3

Cette méthodologie permet d'établir, pour différentes géométries de bâtiment, des diagrammes tels que celui de la Figure 4.7, établi par (Mair, et al., 1996) pour un bâtiment en maçonnerie avec  $L/H = 1$ .

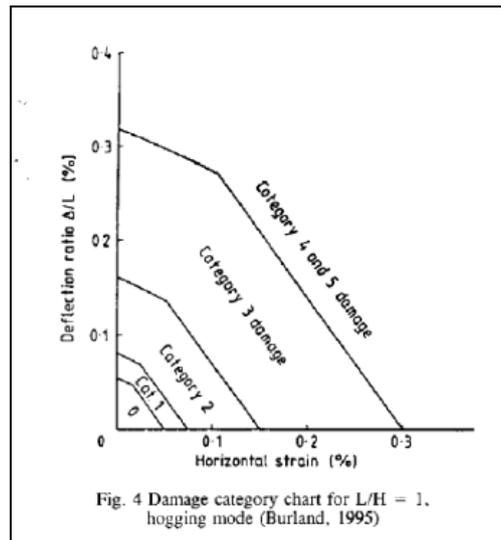


Figure 4.7 Diagramme de classe de dommage selon (Burland, 1995), cité par (Mair, 2011)

(CROSSRAIL, 2008) recommande d'utiliser cette méthode, en tenant compte des compléments apportés par (Harris & Franzius, 2005), qui permettent de traiter rapidement une très large gamme de situations, en termes de longueur et de hauteur de bâtiments sur le linéaire du tunnel.

On propose dans le Tableau 4.4 une évaluation de la classe de dommage pour un bâtiment long de 25 m, haut de 10 m, en maçonnerie et soumis à trois cuvettes de tassements de 15 mm ; 25 mm et 35 mm dont la largeur est caractérisée par le paramètre  $K$  égal à 0,35 correspondant à un sable moyen.

Dans ce cas, c'est le mode de flexion qui conduit à la déformation critique maximale, à la fois en targage et en affaissement. En affaissement, pour les tassements considérés, le bâtiment est toujours en classe de dommage 1, le risque structurel est minime. En targage, la classe de dommage est égale à 2 pour un tassement maximal de 15 et 25 mm et 3 pour un tassement maximal de 35 mm. Ainsi, cette méthode permet de traiter, simplement et avec un niveau de sécurité élevé, un large périmètre de bâti vis-à-vis des dommages structurels et soumis à des tassements déjà significatifs, de l'ordre de 20 mm.

**Tableau 4.4 Classe de dommage en fonction du tassement maximal pour un bâtiment type.**

$K = 0,35$	$S_{max} = 35 \text{ mm}$		$S_{max} = 25 \text{ mm}$		$S_{max} = 15 \text{ mm}$	
	Targ	Affais	Targ	Affais	Targ	Affais
$\Delta$ (mm)	10,2	2,8	7,3	2,0	4,4	1,2
$\Delta/L$ (%)	0,054	0,047	0,038	0,034	0,023	0,020
$\epsilon_b$ (%)	0,163	0,029	0,116	0,020	0,070	0,012
$\epsilon_h$ (%)	0,039	-0,125	0,028	-0,089	0,017	-0,054
$\epsilon_d$ (%)	0,043	0,023	0,031	0,017	0,019	0,010
$\epsilon_{crit}$ (%)	0,202	0,029	0,144	0,020	0,087	0,012
Classe	3	1	2	1	2	1

Les bâtiments dont la classe de dommage est inacceptable font l'objet de l'étape 3.

ÉTAPE 3 : Analyse individuelle du bâtiment dans la modélisation par éléments finis ou correction de la raideur par des méthodes empiriques ou issues d'essais.

La troisième étape consiste d'abord à affiner l'estimation des déformations subies par le bâti. Dans l'étape 2, on a fait l'hypothèse que les déplacements subis par les fondations des bâtiments pouvaient être calculés en champ libre. Cette hypothèse est en fait très pessimiste, comme l'ont montré de nombreux auteurs, par exemple (Jenck & Dias, 2004) à l'aide d'un modèle éléments finis tridimensionnel pour un sol élastique parfaitement plastique, ou (Farrell, et al., 2014) à partir d'essais en centrifugeuse. De nombreux exemples sur le terrain ont également permis de le vérifier : (Mair, 2011) propose de définir un coefficient qui tient compte de la raideur relative du sol et du bâti pour corriger l'estimation du taux de déflexion. Si les conséquences restent significatives, cette évaluation peut conduire à la mise en œuvre de renforcement sur les structures en surface. Ces

renforcements peuvent être légers (pose de films plastiques sur les vitres) ou très lourds (reprise en sous-œuvre des fondations).

On identifie aussi à cette étape un programme d'auscultation spécifique pour les bâtiments dont la classe de dommage en champ libre excède 3-4 afin de donner la possibilité d'anticiper les mouvements du bâti et de prendre les dispositions adéquates lors du creusement avant que l'excavation n'atteigne le bâti sensible.

#### 2.4.2. Trois situations types de bâti pour l'analyse de risques

On définit une situation fictive, construite selon la méthode décrite précédemment, pour trois bâtiments au dessus de notre tunnel. La largeur de la cuvette de tassement est définie selon le modèle de Peck avec un paramètre  $K$  égal à 0,35. Le point d'inflexion est situé à 5,95 m de l'axe du tunnel. À  $K$  fixé, le tassement maximal  $S_{max}$  est donc le critère suffisant que ce soit pour un risque fonctionnel (tassement maximal ou différentiel) ou structurel avec le calcul du taux de déflexion. A chaque bâti, on associe dans le Tableau 4.5 des seuils de tassements à une classe de dommage comprise entre 1 et 6. Pour le bâti 1 et le bâti 2, il s'agit de classe de dommage structurel tel que décrit précédemment. Pour le bâti 3, il s'agit d'une perte de fonctionnalité. On introduit également la vulnérabilité du bâti. La vulnérabilité est notée sur 4 pour notre analyse (1 : faible – peu vulnérable ; 4 : élevé – très vulnérable).

**Tableau 4.5 Sensibilité aux tassements de 3 bâtiments types**

$K = 0,35$	Bâti 1		Bâti 2		Bâti 3		
$S_{max}$ (mm)	15-25	<15	15-25	<15	15-25	>12,5	<10
Classe de dommages	3	2	3	1-2	6	4	1
Vulnérabilité (1-4)	1		3		4		

Comme nous l'avons vu en introduction, le risque sur le bâti est la combinaison des conséquences d'un évènement et de sa vraisemblance (AFTES, 2012). L'évènement

considéré dans notre analyse est le tassement excessif et le risque est finalement la vraisemblance du dommage pondéré par la vulnérabilité de l'ouvrage.

Pour le bâti 1, un tassement supérieur à 15 mm engendrerait des dommages de classe 3. Le bâti est très faiblement vulnérable (hangar, maisons inhabités...). Le risque est faible même si la probabilité d'un tassement compris entre 15 et 25 mm est de l'ordre de 30 %.

Pour le bâti 2, un tassement supérieur à 15 mm aurait également pour conséquences des dommages probables de classe 3. Le bâti est plus vulnérable, il peut s'agir d'une école ou d'un bâtiment de grande valeur patrimoniale. Pour obtenir un niveau de risque égal lors du creusement que sur le bâti 1 la probabilité d'un tassement supérieur à 15 mm devra être plus faible. En outre, il est courant que le maître d'ouvrage exige une instrumentation et une vigilance spécifique sur les bâtis vulnérables quel que soit le niveau de risque.

Le bâti 3 n'est pas sensible structurellement au creusement, le bâti est par exemple situé autour du point d'inflexion où le taux de déflexion est très faible. Cependant, des critères très sévères sur la pente maximale du bâti (par exemple pour le fonctionnement d'un appareil d'imagerie) induisent les contraintes les plus fortes sur le tassement maximal. Le tassement ne pourrait être supérieur à 15 mm sans destruction de l'appareil (classe fonctionnelle 6). Au-delà de 12,5 mm le niveau de dégâts resterait très élevé. En deçà de 10 mm la fonction est préservée. L'appareil est unique et irremplaçable, sa classe de vulnérabilité est 4. Ainsi la probabilité d'un tassement supérieur à 12,5 mm devra être très faible pour que le risque soit accepté. Le bâti, la fonction, fera en outre l'objet d'une auscultation particulière.

On cherchera à montrer que le dispositif de présoutènements peut être adapté au niveau de conséquences et de vulnérabilité du bâti pour garantir à la conception un niveau de risque très faible, sous réserve d'une bonne exécution des travaux et d'une veille active des moyens d'auscultation à l'avancement du creusement.

### 3. Exploitation des essais géotechniques

#### 3.1. In-situ : Essais pressiométriques

Les deux essais pressiométriques dont nous disposons ont été réalisés selon la norme NFP94110. Il n'y a pas eu d'essais cycliques. La Figure 4.8 représente le module pressiométrique  $E_M$  déterminé par l'opérateur du pressiomètre selon la norme en vigueur.

Le substratum est atteint à 30 m de profondeur, les valeurs de modules pressiométriques  $y$  sont supérieures à 300 MPa.

La dispersion des résultats est significative, la loi élastique linéaire et la loi ANL ont une approche différente de cette dispersion. Pour la loi élastique linéaire, on établit deux horizons géomécaniques homogènes, comme indiqué sur la Figure 4.8. On retient entre 1 et 10 mètres de profondeur un module pressiométrique de 30 MPa et entre 10 et 20 mètres de profondeur un module pressiométrique égal à 75 MPa.

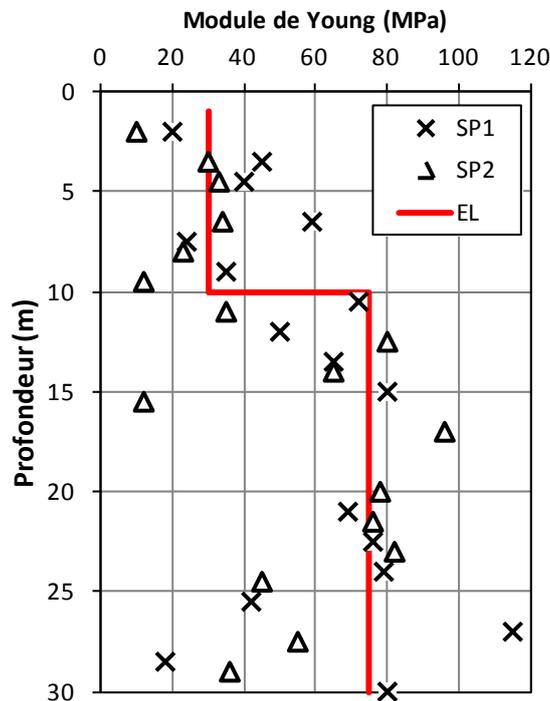


Figure 4.8 Module Ménard et profil retenu pour le calcul élastique linéaire

Pour un calcul élastique linéaire, on établit généralement une corrélation entre le module de Young  $E$  et le module pressiométrique  $E_M$  via le coefficient rhéologique  $\alpha$  de Ménard, déterminé à l'aide du rapport  $E_m/p_l^*$ . Dans notre situation, l'utilisation du diagramme bi-

logarithmique de (Baud, 2005) repris par les normes NFP94261 et NFP94262 conduit à retenir une valeur de  $\alpha$  égale à 0,5. Cette approche présente deux difficultés : elle introduit une incertitude liée à la fiabilité de cette corrélation et elle a été établie dans un contexte d'évaluation des tassements de fondations. Or, comme on l'a vu, les variations de contrainte (notamment de contrainte moyenne) sont très différentes pour une fondation et pour un tunnel de faible profondeur. La contrainte moyenne augmente dans le cas de la fondation alors qu'elle reste quasi-constante pour le tunnel. A ce stade, on retient donc deux modèles élastiques linéaires, notés EL1 et EL2 (respectivement sans et avec prise en compte du coefficient rhéologique  $\alpha$ ). On a retenu pour le coefficient de Poisson la valeur de 0,2 utilisée précédemment et fait un comparatif sur un cas avec un coefficient de Poisson égal à 0,33.

**Tableau 4.6 Module de Young du modèle élastique linéaire**

Z (m)	Type	EL1	EL2
		$E$ (MPa)	$E$ (MPa)
1	Remblais	20	20
10	Marnes sableuses	30	60
30	Sables argileux	75	150

Dans la loi de comportement ANL, on exprime la raideur élastique à l'aide du module de cisaillement selon la formulation décrite en partie 2 :

$$G_0 = G_{ref} + \mathcal{A} \left( \frac{p'}{p_{ref}} \right)^r \quad (4.10)$$

L'essai pressiométrique est un essai en cisaillement (au moins d'un point de vue théorique) et le module de raideur mesuré est un module de cisaillement. Le module pressiométrique Ménard  $E_m$  est en fait une correction de la mesure du module de cisaillement en appliquant un coefficient de Poisson égal à 0,33 selon la norme NFP94110.

$$E_M = 2(1 + \nu) \left( V_S + \frac{V_1 + V_2}{2} \right) \frac{p_2 - p_1}{V_2 - V_1} \quad (4.11)$$

La formulation ANL, qui repose sur le module de cisaillement, permet de s'affranchir de ce type de correction. On superpose en Figure 4.9 le module de cisaillement du pressiomètre et un profil de croissance du module de cisaillement selon la formulation ANL avec  $G_{ref} = 4 \text{ MPa}$  ;  $\mathcal{A} = 5 \text{ MPa}$  et  $m = 0,7$ . La formulation de la loi permet de représenter le module de raideur initial sur l'ensemble du massif avec les mêmes paramètres (à l'exception du remblai).

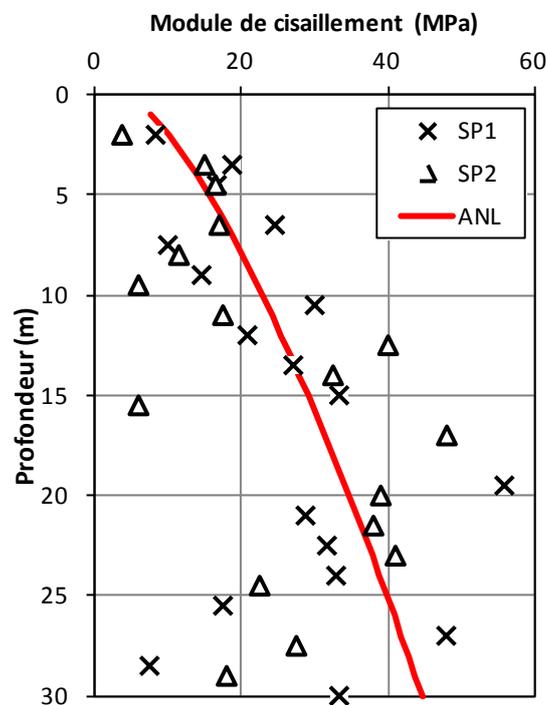


Figure 4.9 Module de cisaillement pressiométrique et profil ANL

### 3.2. En laboratoire : Essais à l'appareil triaxial drainés et non drainés

#### 3.2.1. Paramètres de rupture

L'utilisation la plus courante de l'essai triaxial (en condition drainée ou non drainée) est la détermination des paramètres de rupture, cohésion et angle de frottement interne du massif. Il a été introduit pour l'évaluation de la stabilité des pentes à l'aide du critère de Mohr-Coulomb. Ce dispositif a fait l'objet de nombreuses évolutions depuis ses débuts et

permet notamment d'évaluer la déformabilité du massif et sa réponse à des chargements non monotones ou même cycliques.

On présente dans le Tableau 4.7 les résultats des 5 essais triaxiaux retenus pour notre étude. L'échantillon statistique est réduit, et on retient deux jeux de paramètres :

- le jeu MC1 correspond à la moyenne des valeurs mesurées, à savoir une cohésion effective de 40 kPa et un angle de frottement interne égal à 34,6°.
- le jeu MC2 correspond à une estimation prudente des caractéristiques de résistance, avec une cohésion effective de 25 kPa et un angle de frottement interne égal à 33°.

Les profils  $(\epsilon_V, \epsilon_1)$  ne permettent pas de déterminer de façon fiable l'angle de dilatance et le coefficient de Poisson. On retient une valeur de l'angle de dilatance égale à 5° pour tout le modèle.

**Tableau 4.7 Paramètres de rupture selon le critère de Mohr-Coulomb**

	Z (m)	$c'$ (kPa)	$\varphi$ (deg)
Td1	8	60	32
Tu1	11,5	65	28
Tu2	14	5	37
Td2	20	30	40
Td3	21	50	36
Minimum		5	28
Maximum		65	40
Moyenne MC1		42	34,6
Dégradé MC2		25	33

### 3.2.2. Paramètres dans le domaine pré-rupture

La courbe  $(q, \varepsilon_1)$  du triaxial drainé Td3 est présentée sur la Figure 4.10. On a sélectionné cet essai pour illustrer la méthode de choix des paramètres car il présente l'allure la plus régulière pour trois valeurs de confinement.

Là où le pressiomètre mesure directement un module de cisaillement, la pente initiale de la courbe  $(q, \varepsilon_1)$  du triaxial donne directement le module de Young.

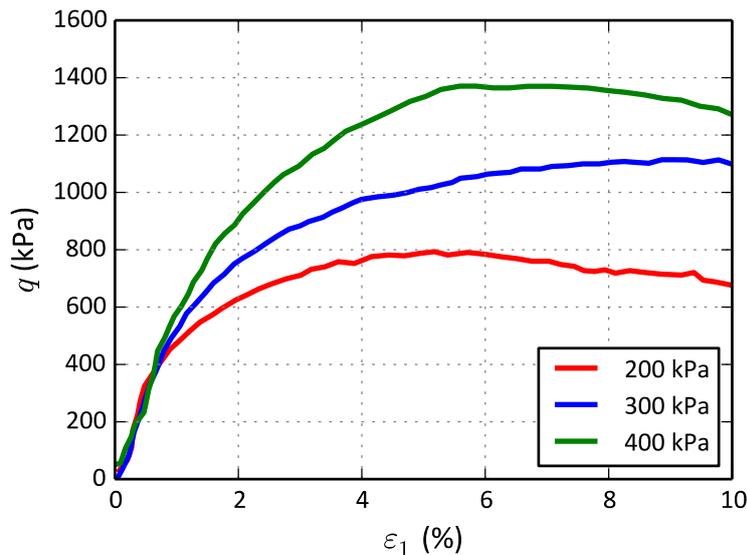


Figure 4.10 Essai triaxial Td3

On superpose sur la Figure 4.11 le profil de l'essai pour une contrainte de confinement égale à 300 kPa aux profils issus de différents modèles élastiques (en choisissant pour ces simulations la cohésion et l'angle de frottement interne de cet essai, c'est-à-dire  $c = 50$  kPa et  $\varphi = 36^\circ$ , et pas les valeurs moyennes présentées ci-dessus).

La partie élastique des courbes correspond aux quatre lois de comportement suivantes :

- la loi élastique linéaire EL1 issue directement du pressiomètre ;
- la loi élastique linéaire EL2 corrigée par le coefficient rhéologique ;
- la loi élastique non-linéaire « hyperbolique » définie par

$$\varepsilon_1 = \frac{q}{E_i} \cdot \frac{q_a}{q_a - q} \quad (4.12)$$

avec  $E_i = 90 \text{ MPa}$  et  $q_a = \frac{q_f}{R_f} = \frac{1051}{0,9}$ .

- la loi élastique non-linéaire « ANL » décrite en partie 2 pour laquelle on retient les paramètres suivants :

$$G_0 = 30 \text{ MPa} ; \xi = 3 ; \nu_0 = 0,1.$$

Comme  $K_0$  est égal à 0,5, on a retenu  $\beta = 1$  et la décroissance du module de cisaillement (et donc du module de Young) commence pour  $q = p_{ini} = 300 \text{ kPa}$ .

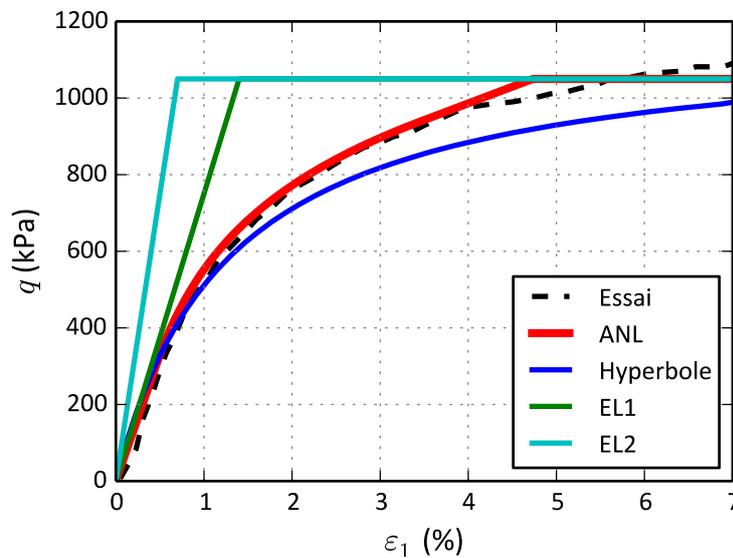


Figure 4.11 Cas  $\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$  avec  $(c, \varphi)$  de l'essai

La raideur élastique issue de l'essai pressiométrique est généralement très supérieure à celle de l'essai triaxial considéré. En particulier, la loi élastique linéaire EL2 tenant compte du coefficient rhéologique  $\alpha$  surestime même la raideur à petites déformations.

Les deux lois d'élasticité non-linéaire considérées sont très proches du profil de l'essai triaxial. Le profil hyperbolique peine à reproduire l'approche de la rupture.

On représente sur la Figure 4.12 le profil de l'essai et les courbes données par les deux derniers modèles, pour les paramètres de rupture retenus en faisant la moyenne des essais. On observe ici l'impact de la normalisation par la contrainte de rupture de la loi hyperbolique. La raideur est nettement sous-estimée par rapport à l'essai sur la plage de contrainte déviatorique comprise entre 400 kPa et la rupture. Or c'est bien sur cette plage de contraintes que sera activé le modèle dans la modélisation du tunnel. A contrario, la loi

ANL est indépendante des paramètres de rupture et la modification de ces derniers n'a pas de conséquence sur le profil de décroissance de la raideur.

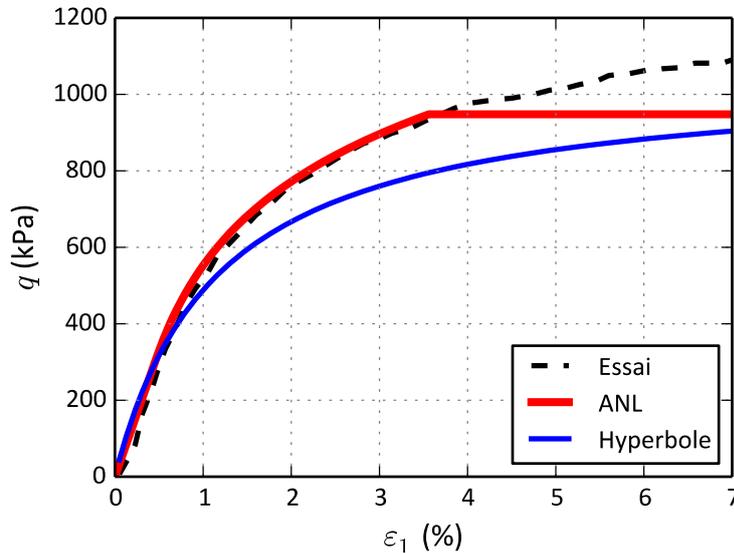
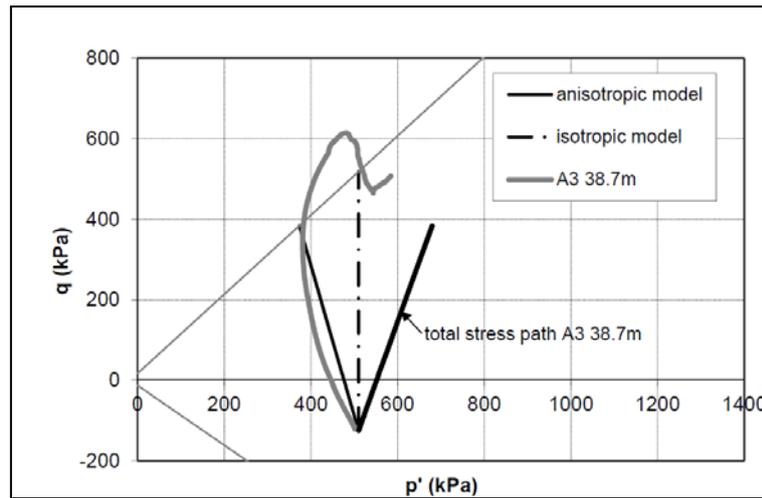


Figure 4.12 Cas  $\sigma_3 = 300$  kPa avec  $(c, \varphi)$  moyen

### 3.2.3. Paramètres d'isotropie transverse

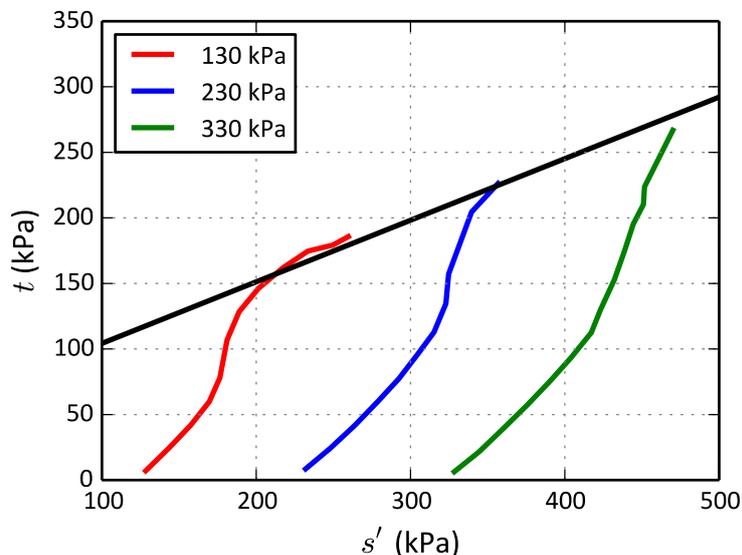
La loi ANL prend en compte une anisotropie des propriétés élastiques. Pour la caractériser, on s'appuie sur le chemin de contraintes de l'essai triaxial non drainé. En effet, dans le cas isotrope, puisque l'essai triaxial non drainé est à volume constant, le chemin de contrainte est vertical dans le plan  $(p', q)$ . Dans le cas d'un matériau isotrope transverse, la condition de volume constant est la même. Il y a alors un couplage entre l'augmentation de la contrainte déviatorique et la contrainte moyenne effective parce que les raideurs horizontale et verticale sont différentes :

- si la raideur horizontale est inférieure à la raideur verticale, alors la contrainte moyenne effective augmente lors de l'essai,
- si la raideur horizontale est supérieure à la raideur verticale la contrainte moyenne effective diminue lors de l'essai. Ce dernier cas correspond à l'interprétation de l'essai non drainé sur les argiles de Londres présenté sur la Figure 4.13.



**Figure 4.13 Influence de l'isotropie transverse sur le chemin de contrainte lors d'un essai triaxial non drainé (Grammatikopoulou, et al., 2015)**

La représentation du chemin de contraintes en Figure 4.14 est dans le plan retenu par l'opérateur pour cet essai, le plan  $((\sigma'_1 + \sigma'_3)/2; (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2)$ . (Dans ce plan le chemin de contraintes n'est pas vertical pour un essai non-drainé même dans le cas isotrope).



**Figure 4.14 Essai Tu1. Chemin de contraintes dans le plan  $(s', t)$**

Si on retient un rapport entre les modules d'élasticité horizontal et vertical  $n$  égal à 0,6 dans la loi ANL, la concordance des chemins de contraintes est remarquable. On a ajouté sur la Figure 4.15 aux chemins de l'essai et de la loi ANL le critère de rupture de Mohr-Coulomb retenu. On note ici que sur la plage de contraintes qui nous concerne le couple  $(c; \varphi)$   $(65 \text{ kPa}; 28^\circ)$  et le couple  $(42 \text{ kPa}; 34,6^\circ)$  donnent des lignes de rupture différentes mais

proches. On présente en Figure 4.16 l'essai et le modèle dans le plan  $(p', q)$  : on constate que le modèle reproduit correctement la pente du chemin de contrainte expérimental.

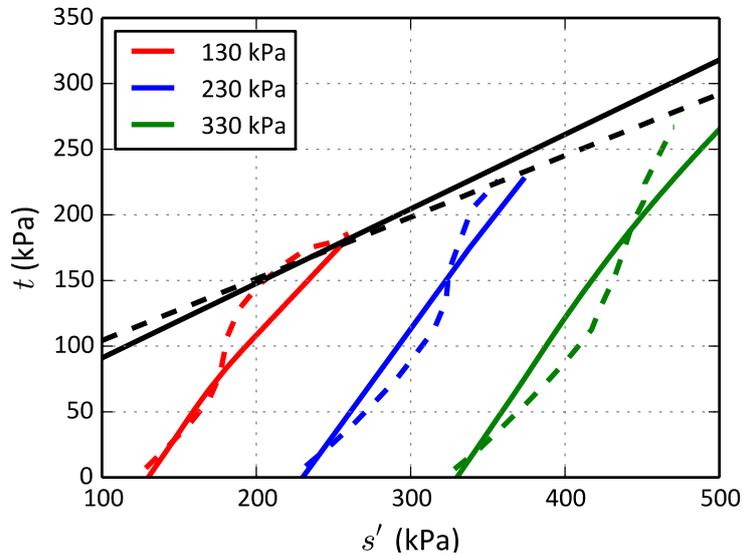


Figure 4.15 Essai Tu1 (tirets) et loi "ANL" dans le plan  $(s', t)$

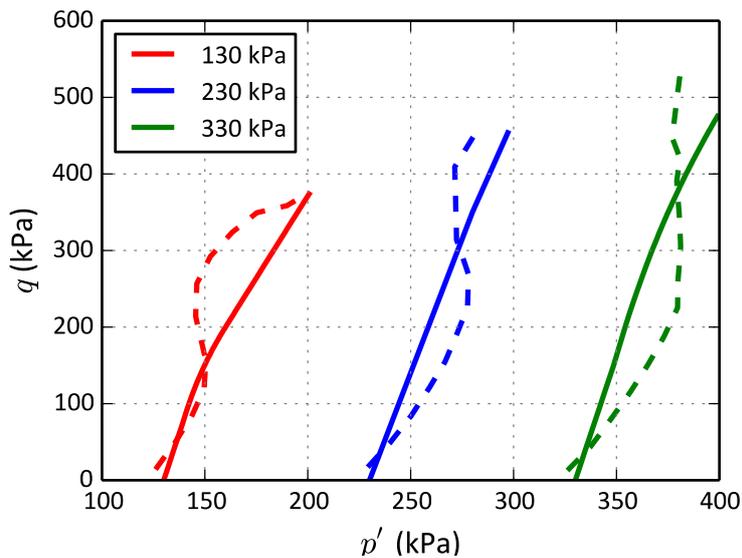


Figure 4.16 Essai Tu1 (tirets) et loi "ANL" dans le plan  $(p', q)$

Une fois le rapport des modules d'élasticité déterminé, on détermine le rapport des modules de cisaillement à l'aide de la corrélation établie en Partie 2. On a  $m/m_{iso}$  égal à 0,4. On vérifiera que ces paramètres permettent d'obtenir une largeur de la cuvette de tassement proche de celle attendue par les méthodes empiriques à savoir un paramètre  $K$  de l'ordre de 0,35.

### 3.3. Modèles géotechniques retenus pour le dimensionnement

Sur la base des essais géotechniques on retient pour la loi ANL les paramètres suivants :

**Tableau 4.8 Paramètres issus des essais géotechniques**

Propriétés	Essai	Paramètres
Module $G_0$ fonction du confinement	Pressiomètre	$G_{ref} = 4 \text{ MPa} ;$ $\mathcal{A} = 5 \text{ MPa} ;$ $r = 0,7$
Non-linéarité	Triaxial	$\xi = 0,3$
Isotropie transverse	Triaxial non drainé et corrélation	$n = 0,6$ $m/m_{iso} = 0,4$
Mohr-Coulomb	Triaxial	$c = 42 \text{ kPa}$ $\varphi = 34,6^\circ$

Pour compléter la formulation non-linéaire, on retient  $G_{min}/G_0 = 0,1$  et  $G_{ur}/G_0 = 2$  : le coefficient de Poisson initial en chargement déviatorique  $\nu_0$  est égal à 0,1, et le coefficient de Poisson en déchargement/rechargement  $\nu_{ur}$  est égal à 0,2. On a retenu 0 pour la valeur de  $\beta$  : sans élément marquant sur les essais triaxiaux d'un retard de décroissance du module de cisaillement dû à une surconsolidation, on choisit de commencer la décroissance du module de cisaillement dès que la contrainte déviatorique est supérieure à sa valeur initiale.

Enfin, puisque le matériau est isotrope transverse et que le pressiomètre a mesuré la raideur dans le plan d'isotropie, on corrige les valeurs de  $G_{ref}$  et  $\mathcal{A}$  pour que la raideur horizontale corresponde aux données pressiométriques.

Soit finalement les paramètres d'élasticité non-linéaire suivants :

**Tableau 4.9 Paramètres d'élasticité non-linéaire**

$G_{ref}$ (MPa)	$\mathcal{A}$ (MPa)	$r$ (-)	$\nu_0$ (-)	$\xi$ (-)	$\beta$ (-)	$G_{min}/G_0$ (-)	$G_{ur}/G_0$ (-)	$\nu_{ur}$ (-)
6,64	8,3	0,7	0,1	3	0	0,1	2	0,2

Auquel on ajoute l'isotropie transverse

**Tableau 4.10 Paramètres d'isotropie transverse**

$n$ (-)	$m/m_{iso}$ (-)
0,6	0,4

et le critère de rupture

**Tableau 4.11 Paramètres de rupture**

	$c$ (kPa)	$\varphi$ (deg)	$\psi$ (deg)
MC1	42	34,6°	5
MC2	25	33°	5

Finalement, les essais géotechniques standards auxquels on a associé quelques hypothèses et corrélations ont permis de déterminer avec un niveau de confiance acceptable les paramètres pour la loi ANL en vue de la prévision des tassements liés au creusement du tunnel étudié. L'indépendance des blocs constitutifs de la loi va nous permettre de tester

deux critères de Mohr-Coulomb et l'influence de l'isotropie transverse. On aurait également pu tester la rapidité de décroissance du module de cisaillement (paramètre  $\xi$ ) ou l'apport d'une surconsolidation (paramètre  $\beta$ ).

La détermination de  $n$  pourrait être améliorée par des mesures de raideurs verticales in-situ. Afin d'appuyer la corrélation entre  $n$  et  $m/m_{iso}$ , il serait intéressant de réaliser des essais directs sur le module de cisaillement transverse. Ce dernier paramètre a un effet capital sur la largeur de la cuvette de tassement calculée. Les incertitudes sur l'angle de dilatance et le coefficient de Poisson pourront difficilement être levées mais ces paramètres ont de toute façon un rôle secondaire dans notre analyse.

## 4. Maîtrise du risque sur le bâti

### 4.1. Nomenclature des modèles

Dans la suite, on considère différents modèles géotechniques et différentes dispositions constructives. On définit ici la nomenclature des calculs afin d'en simplifier la lecture et l'analyse. Un calcul est présenté sous la forme d'un code qui regroupe les différents paramètres du calcul :

Pas d'excavation - Élasticité – Critère de Rupture – Boulonnage – Voûte Parapluie

On a considéré deux pas d'excavation :

- E1 : 1 m
- E2 : 2 m

On a considéré trois élasticités :

- EL1 : Élasticité linéaire
- EL2 : Élasticité linéaire corrigée du coefficient rhéologique
- NL1 : Élasticité non-linéaire isotrope transverse

On a considéré trois situations pour le critère de plasticité :

- MC0 : pas de plasticité
- MC1 :  $c = 42 \text{ kPa}$  ;  $\varphi = 34,6^\circ$
- MC2 :  $c = 25 \text{ kPa}$  ;  $\varphi = 33^\circ$

On a considéré trois situations de boulonnage sur un maillage de  $1,5 \text{ b /m}^2$  :

- B0 : pas de boulonnage
- B1 : Diamètre 4 cm
- B2 : Diamètre 2 cm

On a considéré trois voûtes parapluies sur une ouverture angulaire de  $115^\circ$  :

- VP0 : pas de voûte parapluie
- VP1 : tubes de diamètre extérieur 139,7 mm
- VP2 : tubes de diamètre extérieur 114,3 mm

## 4.2. ÉTAPE 1 : Stabilité de l'excavation

### 4.2.1. Front de taille et boulonnage

Afin d'obtenir une évaluation rapide de la stabilité du front de taille vis-à-vis du critère de rupture de Mohr-Coulomb, on effectue le calcul en élasticité linéaire et on compare le chemin de contraintes au front avec le critère de rupture. On a effectué ce calcul avec les deux élasticités linéaires et les deux passes d'excavations. Les résultats sont sensiblement les mêmes (Figure 4.17) : la mise en œuvre rapprochée du soutènement et la raideur élastique n'ont que très peu d'influence sur l'analyse de stabilité.

Pour les deux modélisations, le critère de rupture est atteint à l'axe du tunnel entre 2 et 3 mètres en avant du front de taille. Sans présoutènements, le risque d'instabilité est donc significatif. Un dispositif de présoutènement par boulonnage devrait suffire à stabiliser le front et limiter fortement l'étendue de la zone où le critère de rupture de Mohr-Coulomb est atteint.

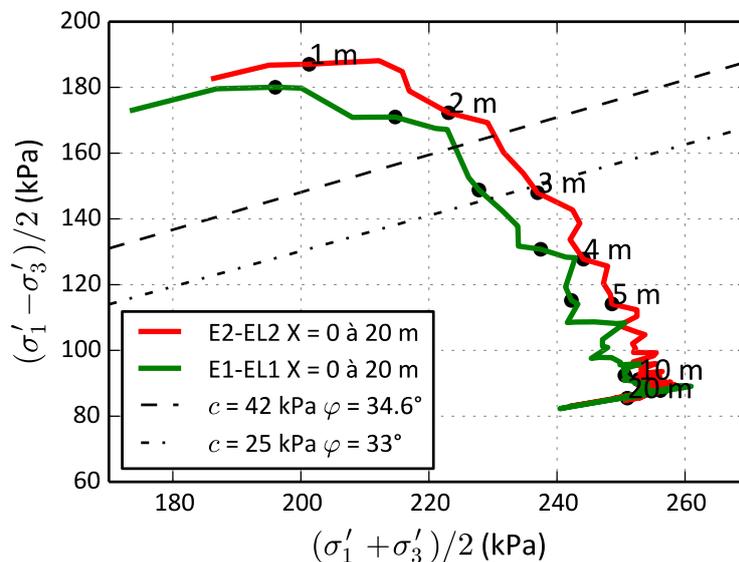


Figure 4.17 E2-EL2-MC0-B0-VP0 et E1-EL1-MC0-B0-VP0. Chemin de contraintes au front.

On a réalisé le calcul avec le critère de Mohr-Coulomb moyen pour les deux configurations de boulonnage. Les chemins de contraintes sont présentés en Figure 4.18. Avec le boulonnage le plus raide B1, le critère n'est pas atteint à 1 m du front de taille, il l'est avec la deuxième configuration B2.

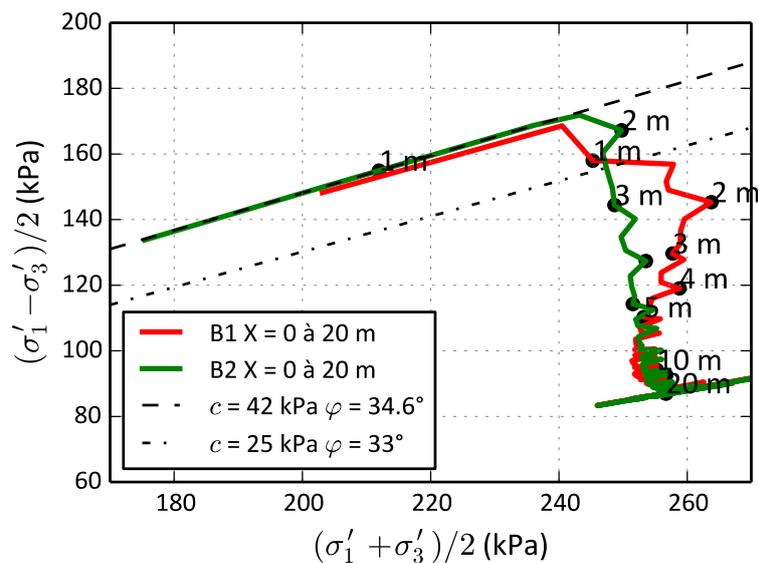


Figure 4.18 E2-EL1-MC1-B1-VP0 et E2-EL1-MC1-B2-VP0. Chemin de contraintes au front.

Compte-tenu de l'incertitude non levée sur les paramètres de rupture, on préférera retenir la première configuration de boulonnage pour garantir la stabilité de l'excavation et proposer une optimisation lors de la dernière étape avec la loi élastique non-linéaire.

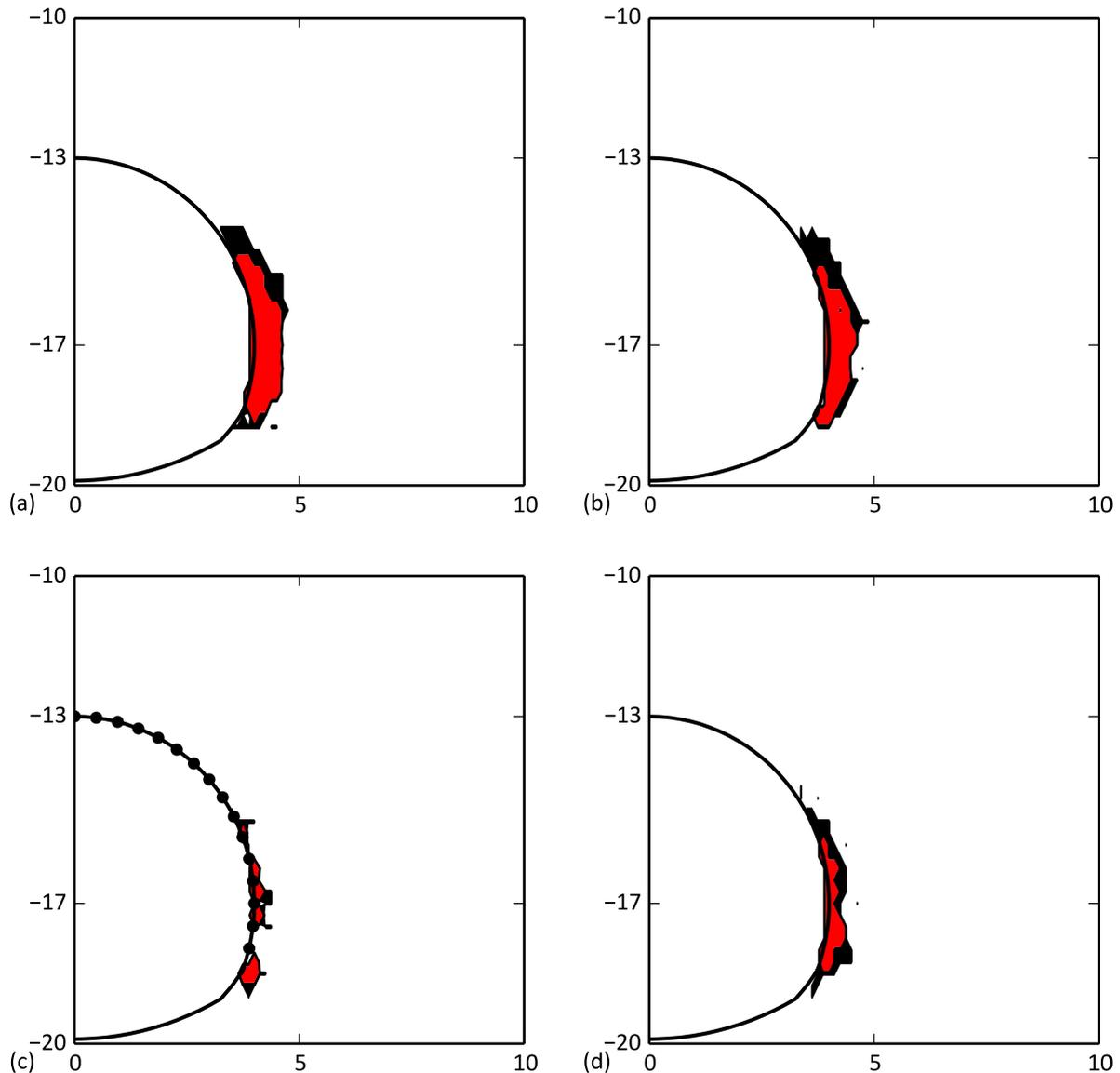
On a vérifié que les efforts dans l'interface sont bien inférieurs à la capacité d'ancrage admise pour ce type travaux.

#### 4.2.2. Zone non soutenue et voûte parapluie

Dans le cas d'un pas d'excavation de 2 m, outre le front d'excavation le critère de rupture de Mohr-Coulomb moyen est atteint au niveau des pénétrations. On retrouve ici la localisation préférentielle en pénétration dû à l'anisotropie de l'état de contraintes initial. Ceci justifie la couverture angulaire élargie par rapport à la pratique courante de la voûte parapluie. On présente sur la Figure 4.19 l'étendue de la zone plastifiée sous le critère de Mohr-Coulomb moyen sans présoutènements, avec boulonnage seul B1, avec boulonnage B1 et voûte parapluie VP1 et avec boulonnage et pas d'excavation réduit.

Avec un pas d'excavation de 2 m et sans dispositifs spécifiques sur la zone non-soutenue, l'extension de la zone plastique est significative et alerte sur un risque d'instabilité. Le boulonnage du front ne permet pas d'améliorer significativement la stabilité du pénétration dans la modélisation numérique.

La mise en œuvre de la voûte parapluie, ici avec la rigidité maximale disponible, ou la réduction du pas d'excavation à 1 m permettent de limiter de façon drastique l'extension de la zone plastique en piédroit.



**Figure 4.19** Extension de la zone plastique à  $X = -1$  m - en rouge, déformation plastique supérieure à 0,45% en noir, supérieure à 0,15%

**(a) E2-EL1-MC1-B0-VP0 (b) E2-EL1-MC1-B1-VP0 (c) E2-EL1-MC1-B1-VP1 (d) E1-EL1-MC1-B1-VP0.**

La voûte parapluie ou la réduction de pas d'excavation, associé au boulonnage de front, permettent de garantir la stabilité de l'excavation au front et sur la zone non supportée. On a ainsi par le moyen de calculs avec des lois élastiques linéaires parfaitement plastique traité

le risque d'instabilité de l'excavation sous rupture de type Mohr-Coulomb. Les marges prises sur les paramètres de rupture mais aussi sur la méthode de modélisation du recouvrement du boulonnage et de la voûte parapluie garantissent la fiabilité de cette approche.

Le suivi à l'avancement des convergences, la densité des sondages et éventuellement le recueil de données lors des forages des présoutènements peuvent être utilisés, dans le cadre de la méthode observationnelle, pour conforter cette approche lors du chantier. En particulier, on pourrait envisager une augmentation progressive et maîtrisée du pas d'excavation pour évaluer le risque d'instabilité en piedroit et l'installation de voûte parapluie à cet effet.

On a vérifié que les efforts dans les tubes de la voûte parapluie sont admissibles et bien inférieurs à leur capacité.

#### *4.2.3. Profil de tassement en élasticité linéaire parfaitement plastique*

Pour l'évaluation du tassement en surface et l'étude du risque sur le bâti, on sait que les lois élastiques linéaires parfaitement plastiques ne sont pas adaptées. En particulier, elles conduisent à des cuvettes de tassements trop larges et ne différencient pas la raideur à petites déformations (faible sollicitation) loin du tunnel et sous grandes déformations (forte sollicitation) proche du tunnel.

Néanmoins elles donnent des premières indications sur les ordres de grandeur à attendre des lois non-linéaire et la faisabilité ou non de concevoir l'ouvrage par rapport à son environnement.

A titre informatif, on présente dans le Tableau 4.12 les tassements obtenus avec la loi élastique parfaitement plastique pour différentes situations de présoutènements et de pas d'excavation.

Avec la raideur EL2, qui se base sur le module pressiométrique corrigé du coefficient rhéologique le tassement maximal est de l'ordre de 5 mm, très faible. On avait anticipé que cette méthode pouvait surestimer la raideur du sol, on le vérifie ici. Sans la correction, le tassement maximal est de l'ordre de 10 mm avec ou sans présoutènement. Ce tassement est dans l'ordre de grandeur des limites admissibles sur les bâtiments. On a vu que cette loi élastique linéaire surestime également la raideur du sol mais ce résultat nous permet

d'espérer atteindre des tassements maximaux compris entre 15 mm et 20 mm avec l'élasticité non-linéaire et selon les dispositifs de présoutènements. La réduction du pas d'excavation diminue le tassement maximal d'environ 20 %.

Tous ces calculs conduisent à des coefficient  $K$  de l'ordre de 0,45. Ce coefficient est supérieur à celui attendu pour un sable moyen selon les méthodes empiriques conformément à la discussion menée en partie 1.

On vérifie sur le relevé d'extrusion l'efficacité du boulonnage. Dans le cas où le critère de Mohr-Coulomb est activé, le boulonnage du front ramène la valeur d'extrusion au niveau du calcul élastique linéaire.

**Tableau 4.12 Tassement maximal, paramètre de cuvette  $K$  et extrusion pour différents calculs élastiques linéaires parfaitement plastiques.**

Cas	$S_{max}$ (mm)	$K$ (-)	$u$ (mm)
E2-EL2-MC0-B0-VP0	4,8	0,46	4,8
E2-EL1-MC0-B0-VP0	8,5	0,46	9,8
E2-EL1-MC1-B0-VP0	11,6	0,48	18,5
E2-EL1-MC1-B1-VP0	10,3	0,47	7,9
E2-EL1-MC1-B2-VP0	10,5	0,47	9,7
E2-EL1-MC1-B1-VP1	9,0	0,47	6,7
E1-EL1-MC0-B0-VP0	6,6	0,44	10,9
E1-EL1-MC1-B0-VP0	8,9	0,46	20,2
E1-EL1-MC1-B1-VP0	7,8	0,45	8,8

### Influence du coefficient de Poisson

On a fait les calculs en élasticité linéaire avec un coefficient de Poisson égal à 0,2. Certains praticiens, ainsi que la norme de l'essai pressiométrique NFP94110, recommandent un coefficient de Poisson égal à 0,33. On note EL1bis le calcul avec un coefficient de Poisson égal à 0,33 et les modules de Young identiques à EL1. On relève dans le Tableau 4.13 et la Figure 4.20, l'influence non significative de ce paramètre sur les déplacements comme sur l'état de contraintes.

Ce résultat est peu surprenant, les deux coefficients de Poisson sont proches, même s'ils couvrent la gamme à laquelle on peut s'attendre pour ce type de sol.

Tableau 4.13 Influence du coefficient de Poisson sur les déplacements

Cas	$S_{max}$ (mm)	$K$ (-)	$u$ (mm)
E2-EL1bis-MCO-B0-VP0	8,7	0,46	10,5
E2-EL1-MCO-B0-VP0	8,5	0,46	9,8

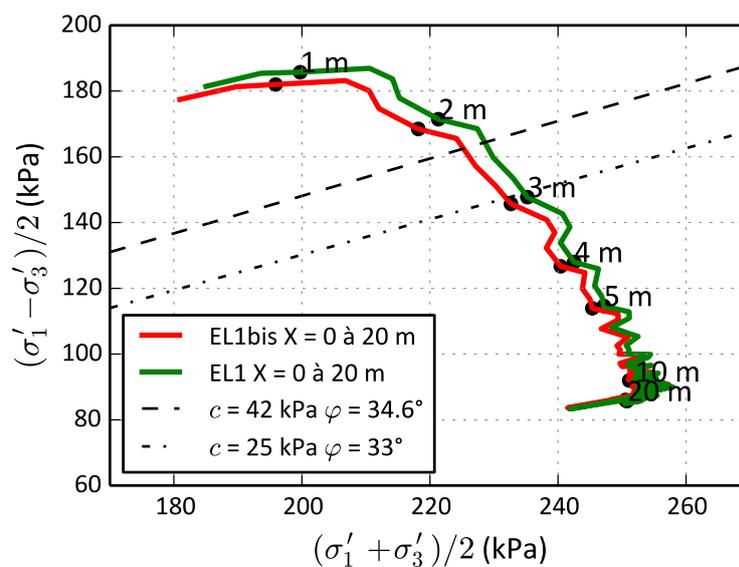


Figure 4.20 Influence du coefficient de Poisson sur le chemin de contraintes au front

### 4.3. ÉTAPE 2 : Estimation du tassement

Le module de Young vertical à l'état initial varie entre 100 MPa et 130 MPa sur la hauteur du tunnel. Le module de Young horizontal varie entre 60 MPa et 78 MPa.

On a calculé les déplacements à l'issue du creusement avec et sans présoutènements avec la loi ANL et les paramètres déterminés selon les essais géotechniques. On a regroupé ces résultats dans le Tableau 4.14 avec deux dispositions de présoutènements : B1-VP1 et B2-VP2 et une disposition avec pas d'excavation de 1 m et boulonnage B1.

Le tassement maximal est réduit d'environ 20 % par l'utilisation des présoutènements, quelle que soit la solution, et d'environ 30 % avec une passe d'excavation réduite.

La largeur de la cuvette de tassement est caractérisée par un paramètre  $K$  égal à 0,37 conforme aux prévisions des modèles empiriques pour les sables moyens ( $K = 0,35$ ) et les marnes ( $K = 0,4$ ).

Comme précédemment, l'extrusion est réduite d'environ 60% par le boulonnage de front. La réduction d'extrusion est plus marquée avec le boulonnage de plus grand diamètre.

Le paramètre  $\xi$  est ici égal à 3 : la variation de la raideur avec la contrainte est moins rapide que dans l'exemple de la partie 3 où  $\xi$  est égal à 4,5. L'influence combinée du présoutènement avec l'élasticité non-linéaire est moins frappante quand on compare les cas sans et avec présoutènements pour les déplacements.

**Tableau 4.14 Estimation des tassements avec loi ANL et présoutènements**

Cas	$S_{max}$ (mm)	$K$ (-)	$u$ (mm)
E2-NL1-MC1-B0-VP0	17,7	0,37	23,7
E2-NL1-MC1-B1-VP1	14,4	0,37	9,1
E2-NL1-MC1-B2-VP2	14,8	0,37	11,4
E1-NL1-MC1-B1-VP0	12,6	0,37	11,7

La loi ANL est composée de quatre briques indépendantes et permet donc de tester l'influence de chacune de ces briques. On teste ci-après l'influence du module de déchargement/rechargement et de l'isotropie transverse.

### ***Influence du module de déchargement/rechargement***

On désactive le module de déchargement/rechargement en retenant 0 pour le paramètre  $G_{ur}/G_0$  (cas NL1bis) et on compare les déplacements dans le Tableau 4.15. Le tassement maximal, la largeur de la cuvette de tassement et l'extrusion sont peu affectés par l'activation ou non de ce mécanisme. Son effet est sensible sur le soulèvement du radier  $w$ . Sans le mécanisme, il est doublé par rapport au cas ANL complet. En effet le déchargement/rechargement a surtout des conséquences sous le radier. On présente les isovalues de module de Young pour les deux cas autour de la section en Figure 4.21. La zone en déchargement/rechargement au dessus de la section en arrière du front de taille a peu d'influence sur le tassement final.

**Tableau 4.15 Influence du déchargement/rechargement sur les déplacements avec loi ANL**

Cas	$S_{max}$ (mm)	$K$ (-)	$u$ (mm)	$w$ (mm)
E2-NL1-MC1-B1-VP1	14,4	0,37	9,1	9,4
E2-NL1bis-MC1-B1-VP1	15,3	0,34	9,2	17,3

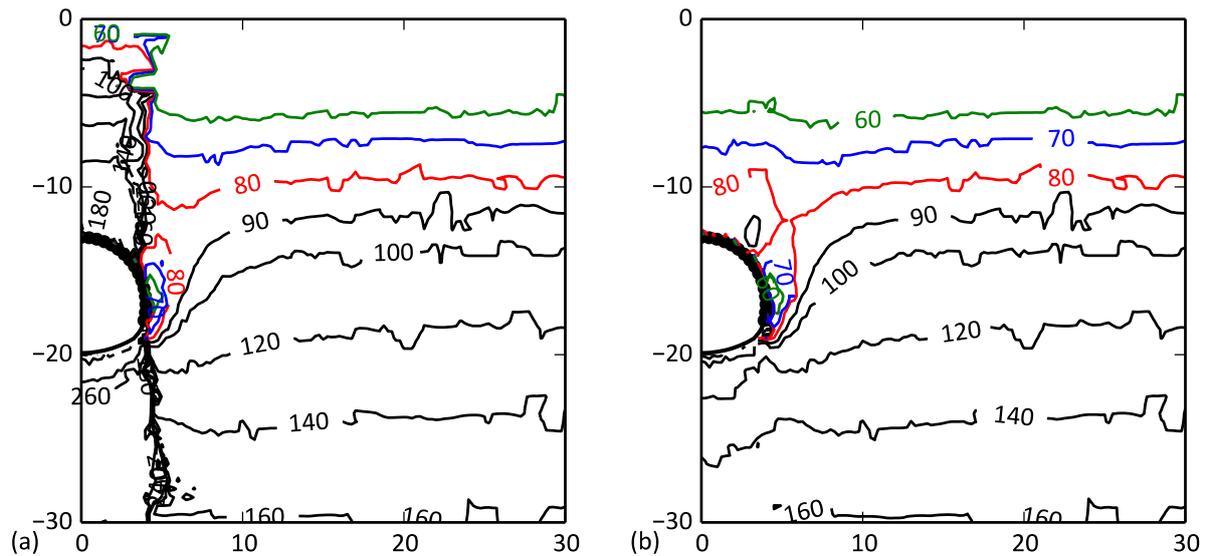


Figure 4.21 Influence du déchargement/rechargement sur les isovaleurs de module de Young pour  $X = -1$  m  
(a) E2-NL1-MC1-B1-VP1 (b) E2-NL1bis-MC1-B1-VP1.

### Influence de l'isotropie transverse

On teste le modèle avec la loi ANL sans l'isotropie transverse (cas NL2) dans le cas sans présoutènements et avec critère de rupture de Mohr-Coulomb MC1. On relève le tassement dans le Tableau 4.16. Le tassement maximal est réduit de 12% malgré la rigidité verticale supérieure du modèle isotrope transverse. En effet celle-ci est compensée par la dégradation du module de cisaillement vertical. Le paramètre de largeur de cuvette est égal à 0,5, supérieure au cas élastique linéaire. La conjonction de  $K$  et  $S_{max}$  induit une sous-estimation forte du risque sur le bâti.

L'extrusion maximale calculée sans présoutènement est sensiblement la même.

Tableau 4.16 Comparaison loi isotrope et isotrope transverse

Cas	$S_{max}$ (mm)	$K$ (-)	$u$ (mm)
E2-NL1-MC1-B0-VP0	17,7	0,37	23,7
E2-NL2-MC1-B0-VP0	15,5	0,5	23,0

#### 4.4. ÉTAPE 3 : Choix du présoutènement - risques

Dans cette section, on fixe la loi élastique (en choisissant le modèle NL1) et le critère de rupture (MC1). On cherche désormais à arbitrer sur la méthode constructive. On a comparé trois méthodes constructives E2-B1-VP1, E2-B2-VP2, E1-B1-VP0.

Les solutions E1-B1-VP1 et E2-B2-VP2 donnent sensiblement le même tassement maximal, autour de 15 mm, et une extrusion au centre de 10 mm. La solution E1-B1-VP0 donne un tassement maximal de 12,5 mm et une extrusion au centre de 10 mm.

L'ensemble des modèles ont un paramètre de largeur de la cuvette  $K$  égal à 0,37. Cette largeur donne une légère marge sur le tableau définissant les classes de dommages pour différents seuils de tassement qui a été construit avec  $K$  égal à 0,35.

Cette prévision a été faite à partir des hypothèses géotechniques prudentes et raisonnables avec les données dont nous disposons. Le modèle mis en œuvre pour la prévision des tassements est bien décrit, l'incertitude sur son résultat s'en trouve réduite. Afin de finaliser l'analyse de risque, on utilise le résultat de ce ou ces calculs pour évaluer la probabilité que le tassement n'excède pas les seuils définis. L'hypothèse retenue pour le critère de Mohr-Coulomb est probablement confiante. On propose donc de comparer les deux solutions E2-B1-VP1 et E2-B2-VP2 avec un critère de Mohr-Coulomb dégradé MC2 ( $c = 25$  kPa et  $\varphi = 33^\circ$ ) avant d'arbitrer sur la solution à retenir.

On relève les déplacements significatifs dans le Tableau 4.17. La progression du tassement maximal est plus importante avec la configuration B2-VP2 qu'avec la configuration B1-VP1 (+ 1,2 mm contre + 0,9 mm). Il en est de même pour l'extrusion au centre (+ 1,4 mm contre + 0,5 mm).

**Tableau 4.17 Influence du critère de Mohr-Coulomb sur les tassements**

Cas	$S_{max}$ (mm)	$K$ (-)	$u$ (mm)
E2-NL1-MC1-B1-VP1	14,4	0,37	9,1
E2-NL1-MC2-B1-VP1	15,3	0,37	9,6
E2-NL1-MC1-B2-VP2	14,8	0,37	11,4
E2-NL1-MC2-B2-VP2	16,0	0,37	12,8

On note  $P(S_{max})$  la probabilité que le tassement maximal soit inférieur à  $S_{max}$ . On peut établir le profil de probabilité de tassement maximal selon la méthode constructive dans le plan  $(S_{max} ; P(S_{max}))$ .

$P(S_{max})$  est une fonction de la méthode constructive. Les deux méthodes avec pas d'excavation de 2 m conduisent au même niveau de tassement. On a vu cependant que la méthode avec des présoutènements plus lourds donne une meilleure marge sur le critère de rupture. On estime la probabilité d'obtenir un tassement inférieur au tassement calculé de 15 mm à 80 % avec le présoutènement lourd. On estime que la probabilité d'obtenir un tassement inférieur au tassement calculé est plus faible avec le présoutènement léger, on retient 65 %. On estime à 80 % la probabilité d'obtenir un tassement inférieur à 12,5 mm pour la méthode avec pas d'excavation réduit. On propose le profil de probabilités complet en Figure 4.22 pour les trois méthodes constructives.

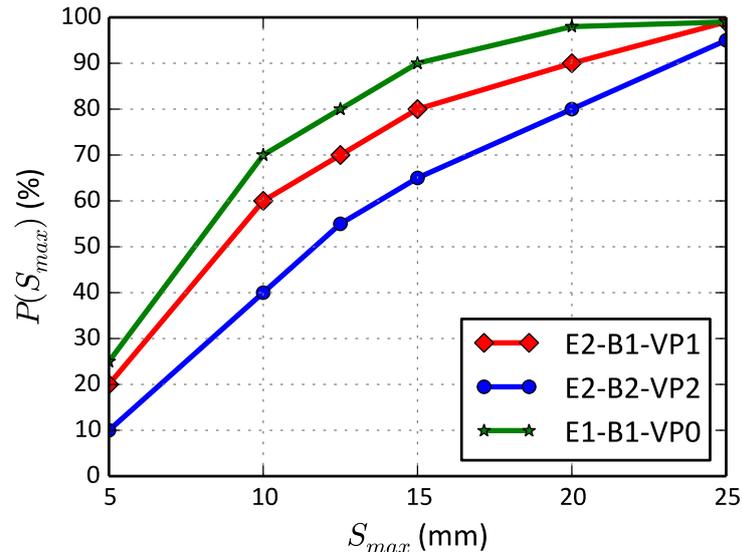


Figure 4.22 Profil de probabilité de tassement maximal selon la méthode constructive

Ce profil de probabilité associé au tableau de sensibilité du bâti au tassement permet de retenir la bonne disposition constructive qui maintient le risque à un bas niveau sur l'ensemble du tracé, pour l'ensemble des bâtis (Tableau 4.18).

Tableau 4.18 Évaluation du risque sur les 3 situations types

$K = 0,35$	Bâti 1		Bâti 2		Bâti 3		
$S_{max}$ (mm)	<25 >15	<15	<25 >15	<15	<25 >15	>12,5	<10
Méthode	E2-B2-VP2		E2-B1-VP1		E1-B1-VP0		
$P(S_{max})$ (%)	35	65	20	80	10	20	70
Conséquences structurelles – fonctionnelles (1-6)	3	2	3	1-2	6	4	2
Vulnérabilité (1-4)	1		2		4		
Risque (1-3)	1		1		2		

Pour le bâti 1, le moins vulnérable, on retient la méthode constructive 2 (E2-B2-VP2). Avec la méthode constructive 2, le tassement a certes 35 % de chance d'être supérieur à 15 mm avec des conséquences structurelles de niveau 3. La vulnérabilité du bâti est de 1 le risque est donc de niveau 1. Le choix est adapté.

Le bâti 2 a les mêmes contraintes structurelles que le bâti 1. Il est cependant plus vulnérable, et donc la méthode constructive 2 conduirait à un risque de niveau 2 inacceptable pour le maître d'ouvrage. La méthode constructive 1 (E2-B1-VP1) permet de ramener ce risque à un niveau 1, acceptable.

Le bâti 3 a la contrainte la plus forte sur le tassement maximal. On propose donc de retenir la méthode constructive 3 qui conduit au plus faible tassement. Cependant, il reste 10 % de chance que le tassement excède 15 mm avec pour conséquence la destruction de l'appareil et 20% de chance qu'il excède 12,5 mm avec des dommages très lourds. Le bâti est très vulnérable et donc la catégorie de risque est 2 malgré la faible probabilité d'occurrence. Il doit être envisagé des solutions de renforcement de l'appareil pour réduire les conséquences fonctionnelles pour un niveau de tassement, ou du creusement (augmentation de la profondeur par exemple) pour augmenter la probabilité d'un tassement inférieur à 10 mm.

## 5. Synthèse

Cette illustration sur une situation fictive mais vraisemblable a permis de mettre en évidence l'adéquation de la méthode développée avec la démarche de conception probabiliste, d'analyse de risques.

L'intérêt de la démarche réside dans l'utilisation de calculs de tassement en champ libre à partir d'un modèle tridimensionnel : elle évite de modéliser individuellement chacun des bâtiments potentiellement concernés. Le nombre de calculs réalisés pour cette étude témoigne de la faisabilité d'une étude tridimensionnelle par la méthode des éléments finis. Le profil de tassement en champ libre permet d'évaluer de façon prudente les conséquences d'un niveau de tassement atteint sur un grand nombre de bâtis ou situations.

La formulation de la loi de comportement est compatible avec les essais géotechniques utilisés couramment pour ce type de projets en France : pressiomètres et essais à l'appareil triaxial. Des corrélations ont permis d'évaluer les paramètres qui n'ont pas fait l'objet d'essais spécifiques. La loi de comportement, avec ses briques indépendantes, a permis d'effectuer quelques analyses paramétriques. On a retrouvé sur une situation géométrique et géotechnique différente de celle utilisée dans les parties précédentes les résultats sur les chemins de contraintes, l'impact de la loi sur le profil de tassement, l'influence des présoutènements.

La méthode de prévision des tassements, associée au cadre de l'analyse de risques, a permis de proposer une solution de présoutènements adaptée qui garantit un faible niveau de risque quelle que soit la nature du bâti en surface.

L'analyse économique des méthodes constructives et l'évaluation du coût du risque sortent du cadre de ce mémoire. La méthode déployée fournit à l'ingénieur une vision claire de l'influence des différentes incertitudes sur ses décisions de conception. Cette vision des incertitudes conforte également la nécessité d'apporter le plus grand soin à la réalisation des travaux et au suivi des dispositifs d'auscultation.



## CONCLUSION

*«La question de l'erreur de modèle n'est pas mineure : dans beaucoup de cas, la question du modèle est la question dominante et elle bloque tout progrès dans l'évaluation des incertitudes et des risques.»*

*JP Magnan. Préface à Sécurité des ouvrages Risques. JL Favre 2004 ed. Ellipses.*

La problématique abordée dans ce mémoire n'est pas neuve. Les mouvements de sols liés aux ouvrages géotechniques en milieu urbain, en particulier les tunnels, ont fait l'objet de nombreuses recherches. Les méthodes numériques ont largement progressé et les calculateurs puissants se démocratisent. La compréhension des phénomènes géotechniques et géologiques s'accompagne du développement de nouveaux modèles du comportement mécanique des géomatériaux. Les technologies de creusement ne cessent également de s'améliorer, plus sûres, plus compétitives. Néanmoins, les améliorations possibles dans la maîtrise des risques inhérents à ces ouvrages restent nombreuses.

Dans ce mémoire, on a choisi de concentrer notre effort sur le modèle qui transcrit un projet de creusement avec la méthode traditionnelle en une prévision de tassements. Le nombre de non-linéarités est très élevé. Il s'agit donc surtout d'un travail de simplification du problème. On a cherché à identifier les spécificités du problème qui peuvent être négligées et celles qui ont une influence significative. Par exemple, on privilégie un modèle tridimensionnel sans durcissement du soutènement à un modèle bidimensionnel qui l'intégrerait. La référence de la profession pour définir le profil de tassement attendu de nos modélisations numériques est un modèle particulièrement simple. Deux paramètres empiriques suffisent pour décrire entièrement le profil de tassement en surface. Ainsi notre approche du modèle n'est pas celle du comportement d'un matériau mais d'une structure. Le modèle est construit dans une démarche phénoménologique.

Beaucoup des résultats présentés dans les quatre parties sont qualitatifs. On a décrit des situations caractéristiques proches de situations réelles et on a discuté sur ces situations sans chercher à réaliser de nombreuses études paramétriques visant à généraliser les résultats obtenus. On a cherché à développer des outils et méthodes d'analyse plutôt qu'à fournir des résultats définitifs. En effet, on n'a proposé ni abaques de conception ni corrélations (entre modélisation 3D et 2D par exemple). Deux raisons expliquent ce choix. En premier lieu, d'une façon générale, les corrélations peuvent amener des erreurs et des incompréhensions au lieu de simplifier le travail et la compréhension du phénomène. Devant le nombre d'hypothèses, de paramètres, il est bien rare de se retrouver dans le cadre d'utilisation d'un abaque dans notre problème. En particulier, si la loi de comportement du sol est différente de celle qui a servi à la construction de l'abaque, celui-ci est bien souvent caduc.

La deuxième raison est que la modélisation numérique tridimensionnelle de tunnel, telle que présentée dans ce mémoire, est aujourd'hui accessible sans connaissances particulièrement avancées de la méthode éléments finis ou d'un logiciel spécifique.

Ainsi, il nous apparaît plus opportun d'inciter l'ingénieur à réaliser la modélisation de l'excavation qu'il étudie, à la comprendre et la décrypter, plutôt que de lui proposer un abaque ou une corrélation, au risque qu'ils soient incomplets ou inadaptés. Par exemple, le logiciel proposé dans le cadre du projet NEWTUN (Cascarino et al., 2014) permettra la construction optimisée et automatisée de modèles tridimensionnels avec présoutènements de tunnels suivant les recommandations apportées par ce mémoire.

On a proposé des visualisations originales des états de contraintes pour l'étude des tunnels superficiels. La représentation des isovaleurs des invariants de contraintes normalisés par leur valeur initiale ou du chemin de contraintes au front de taille pour l'analyse de stabilité sont le support de notre réflexion sur la construction de la loi de comportement et de la méthode d'évaluation de la performance des présoutènements.

On a mis en évidence l'importance du recours à la modélisation tridimensionnelle, même dans des situations sans présoutènements, où la simplification bidimensionnelle est largement acceptée dans l'usage. Les différences dans l'évolution du profil de contraintes expliquent pourquoi le choix d'un taux de déconfinement pour calculer un tassement est très hasardeux, en particulier si l'on utilise une loi élastique non-linéaire et si on intègre la modélisation de présoutènements.

On a présenté une formulation d'élasticité non-linéaire originale, adaptée aux tunnels urbains. Alors que les formulations classiques normalisent la décroissance de raideur par la contrainte de rupture, on a introduit une normalisation par la contrainte déviatorique initiale. La décroissance est ainsi indépendante des paramètres de rupture et adaptée au profil de contraintes initial. La loi de comportement intègre également une formulation isotrope transverse qui a permis de proposer une solution à la largeur excessive des cuvettes de tassements estimées par voie numérique. Du point de vue de l'efficacité d'utilisation, la

loi de comportement est composée de briques indépendantes. Elles permettent des études de sensibilité aisées sur les paramètres sur lesquels l'incertitude est importante.

On a proposé une modélisation des dispositifs de présoutènement avec des inclusions discrètes : voûtes parapluie et boulonnage du front de taille. On a mis en évidence leur effet sur les contraintes dans le massif et leur apport sur la stabilisation de l'excavation. Malgré la raideur de ces structures, l'effet sur les tassements en surface reste le plus souvent limité. En particulier, la maîtrise de l'extrusion au front de taille par un boulonnage très dense ne suffit pas à garantir un faible niveau de tassement. De son côté, la voûte parapluie participe à la stabilisation de l'excavation dans sa partie non soutenue, sans permettre de piloter directement le niveau de tassement. Les capacités mécaniques de ces dispositifs sont en général bien supérieures au niveau de sollicitations rencontrées dans le cadre des tunnels superficiels. On a justifié d'élargir l'ouverture angulaire de la voûte parapluie au piedroit au-delà des ouvertures angulaires classiques.

On a finalement utilisé la méthode complète, avec une modélisation tridimensionnelle intégrant une loi non-linéaire isotrope transverse et les présoutènements, pour évaluer le risque du creusement d'une galerie fictive du Grand Paris Express sur trois bâtis différents. On a montré la capacité de la méthode à fournir une prévision de tassements et sa compatibilité avec les essais géotechniques courants pour déterminer les paramètres de la loi. La méthode, quand elle est couplée avec l'analyse de risques, permet de définir une solution avec présoutènements optimisés qui limite les risques sur le bâti.

Le travail à accomplir pour améliorer l'efficacité et la fiabilité de la méthode reste important. En premier lieu, les maillages se sont ici limités à 200 000 nœuds. Il serait intéressant de les raffiner au front de taille et de les allonger, en particulier pour les ouvrages plus profonds. La modélisation du cycle d'excavation pourrait être améliorée pour atteindre plus rapidement la phase d'excavation qui donne les déplacements différentiels finaux.

L'approche sur la loi de comportement ne repose pas sur un matériau spécifique ou la reproduction d'essais géotechniques. La quatrième partie a illustré la bonne compatibilité avec les essais classiques mais la méthode doit être confrontée à d'autres situations. En

particulier, si on a montré l'influence du module de cisaillement transverse on n'a pas identifié de dispositifs pour mesurer ce module dans la plage de déformations des tunnels urbains.

La proposition faite pour le dimensionnement du présoutènement est efficace dans une approche de conception. Les hypothèses sur l'interface entre les inclusions et le sol pourraient être affinées ainsi que l'influence du procédé de mise en œuvre des présoutènements étudiés.

La loi de comportement, associée aux recommandations qu'on a formulées pour la constitution des maillages et la prise en compte des présoutènements dans la modélisation, permettrait de mettre en œuvre des approches probabilistes avancées comme celles présentées par (Lacasse, 2016) pour la conception des ouvrages géotechniques.

Finalement ces travaux devraient pouvoir s'intégrer dans le cadre d'un cycle observationnel pour l'appui à la prise de décisions au cours du chantier. En particulier, la loi de comportement permet des recalages numériques simples à partir des auscultations en surface ou au front d'excavation. Si le tassement maximal a été sous ou sur estimé, il suffit d'ajuster le paramètre de raideur. Si le rapport entre le soulèvement du radier et le déplacement vertical calculé en voute n'est pas correct, on peut adapter le rapport entre le module de déchargement/rechargement et le module de cisaillement. Si la largeur de la cuvette de tassement n'est pas bien reproduite, on ajuste le module de cisaillement transverse.

Si le jugement de l'ingénieur reste le facteur clé dans les projets de tunnels, il doit se reposer sur des connaissances et méthodes spécifiques et efficaces dans un contexte de grande incertitude. Les méthodes de conception doivent identifier et prendre en compte les mécanismes importants, sans pourtant complexifier à l'excès. Elles permettent d'évaluer les risques pour les contrôler au mieux, en pleine cohérence avec les investigations géotechniques, les méthodes constructives et les dispositifs d'auscultations. Dans ce contexte, la qualité du modèle établi par l'ingénieur est un élément décisif de la fiabilité de la conception et de l'ouvrage, de sa construction à son exploitation.



## RÉFÉRENCES

- Addenbrooke, T., Potts, D., & Puzrin, A. (1997). The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction. *Géotechnique*, 47(3), 693-712.
- AFTES. (1995). Recommandations relatives aux tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain.
- AFTES. (2012). Recommandation sur la caractérisation des incertitudes et des risques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques.
- Atkinson, J., & Salfors, G. (1991). Experimental determination of soil properties. 10<sup>e</sup> European Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Baud, J. (2005). Analyse des résultats pressiométriques Ménard dans un diagramme spectral et utilisation des regroupements statistiques dans la modélisation d'un site. Symposium International ISP5-PRESSIO Paris.
- Baud, J., & Gambin, M. (2013). Détermination du coefficient rhéologique alpha de Ménard dans le diagramme Pressiorama. 18<sup>e</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 487-490.
- Beardall, W. (2015). Playing it safe. *Tunnels*, Janvier. 41-45.
- Benz, T. (2007). Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. Stuttgart: Institut für geotechnik der universität Stuttgart.
- Bernaude, D., & Rousset, G. (1992). La nouvelle "méthode implicite" pour l'étude du dimensionnement des tunnels. *Revue Française de Géotechnique*, 60, 5-26.
- Boscardin, M., & Cording, E. (1989). Building response to excavation-induced settlement. *Journal of geological engineering*, 1(115), 1-21.
- Bourgeois, E., & Remaud, D. (2015). Une boîte à outils de lois de comportement de géomatériaux. 16<sup>e</sup> European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Edimbourg.

- Bourgeois, E., Le Kouby., A. & Soyez., L. (2012). Influence of the strip-backfill interaction model in the analysis of the behavior of a mechanically stabilized earth wall. *Soils and Foundations*, 52(3), 550-561.
- Bourgeois, E., Coquillay, S. & Mestat, P. (2005). Exemples d'utilisation d'un modèle élastoplastique avec élasticité non linéaire pour la modélisation d'ouvrages géotechniques. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*(256), 67-84.
- BTS. (2003). The joint code of practice for risk management of tunnel works in the uk.
- Burland, J. (1995). Assessment of risk of damage to buildings due to tunneling and excavation. 1<sup>ere</sup> international conference on earthquake geotechnical engineering Tokyo.
- Burland, J., & Wroth, C. (1975). Settlements on buildings and associated damage. Conference on settlement of structure, BTS, Cambridge, 611-654.
- Cascarino, S. (2014). NEWTUN – Nouvelles techniques en tunnels voûtes parapluies. Congrès international AFTES. Lyon.
- CETU. (1998). Dossier pilote des tunnels Section 4 Annexe 15.
- Commend, S. (2013). Etat de l'art : évolution, possibilités et limites des éléments finis en géotechnique. Publication de la Géotechnique Suisse (167), 1-17.
- Coquillay, S. (2005). Prise en compte de la non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques. Thèse Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- CROSSRAIL. (2008). Crossrail information paper - D12 Ground Settlement.
- Dias, D., & Oreste, P. (2013). Key factors in the face stability analysis of shallow tunnels. *American journal of applied sciences*, 10(9), 1025-1038.
- Duncan, J., & Chang, C. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soil. *Journal of the soil mechanics and foundation division*, 96(5), 1629-1653.

- DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL. (2016). Ground control solutions for tunneling and mining. <http://www.dywidag-systems.com/>. Consulté le 15/6/2016
- Ercelebi, S., Copur, H., Bilgin, N., & Feridunoglu, C. (2005). Surface settlement prediction for Istanbul metro tunnels via 3D FE and empirical method. International World Tunnel Congress. Istanbul.
- Farrell, R., Mair, R., Sciotti, A., & Pigorini, A. (2014). Building response to tunnelling. *Soils and foundations*, 54(3), 269-279.
- Favre, J. (2004). *Sécurité des ouvrages Risques*. Ed. Ellipses.
- Franzius, J., Potts, D., & Burland, J. (2005). The influence of soil anisotropy and  $K_0$  on ground surface movements resulting from tunnel excavation. *Géotechnique*, 55(3), 189-199.
- Graham, J., & Houlsby, G. (1983). Anisotropic elasticity of a natural clay. *Géotechnique*, 33(2), 165-180.
- Grammatikopoulou, A., Schroeder, F., Kovacevic, N., & Potts, D. (2015). Stiffness anisotropy and its effect on the behaviour of deep excavations. 16<sup>e</sup> European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Edimbourg.
- Grasso, P., Mahtab, A., & Pelizza, S. (1989). Reinforcing a rock zone for stabilizing a tunnel in complex formations. *Proceeding in Progress innovation in tunnelling*, Toronto.
- Guilloux, A., Kazmierczak, J.-B., Kurdts, A., Regal, G., & Wong, H. (2005). Stabilité et renforcement des fronts de taille des tunnels : une approche analytique en contraintes-déformations. *Tunnels et ouvrages souterrains*(188), 98-108.
- Harris, D., & Franzius, J. (2005). Settlement assessment for running tunnels - a generic approach. International symposium of geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Amsterdam, 225-230.
- Hejazi, Y., Dias, D., & Kastner, R. (2008). Impact of constitutive models on the numerical analysis of underground constructions. *Acta Geotechnica*, 251-258.

- Hight, D., Gasparre, A., Nishimura, S., Minh, N., Jardine, R., & Coop, M. (2007). Characteristics of the London clay from the terminal 5 site at Heathrow airport. *Géotechnique*, 57(1), 3-18.
- Houhou, M., & Emeriault, F. (2014). Numerical modeling of an instrumented shallow gallery excavated in Toulouse's molasses by a conventional method. *Numerical methods in geotechnical engineering*, 833-838.
- HSE. (2006). The risk to third parties from bored tunnelling in soft ground.
- ITA. (2007). Settlements induced by tunneling in Soft Ground. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22, 119-149.
- ITASCA. (2016). <http://www.itascacg.com/plastic-hardening-model-for-soils-in-flac3d>. Consulté le 24/2/2016
- Jacobsz, S., Standing, J., Mair, R., Hagiwara, T., & Sugiyama, T. (2004). Centrifuge modelling of tunnelling near driven piles. *Soils and Foundations*, 44(1), 49-56.
- Jáky, J. (1948). Pressure in silos. 2<sup>e</sup> International Conference on Soil Mechanics. 103-107.
- Janin, J. (2012). Tunnels en milieu urbain : Prévisions des tassements avec prise en compte des effets des pré-soutènements (renforcement du front de taille et voûte-parapluie). Thèse INSA Lyon.
- Janin, J., Dias, D., Emeriault, F., Kastner, R., Le Bissonnais, H., & Guilloux, A. (2015). Numerical back-analysis of the southern Toulon tunnel measurements : A comparison of 3D and 2D approaches. *Engineering Geology*, 195, 42-52.
- Jenck, O., & Dias, D. (2004). Analyse tridimensionnelle en différences finies de l'interaction entre une structure en béton et le creusement d'un tunnel de faible profondeur. *Géotechnique*, 54(8), 519-528.
- Karakus, M. (2007). Appraising the methods accounting for 3D tunnelling effects in 2D plane strain FE analysis. *Tunnelling and Underground Space Technology*(22), 47-56.

- Kavvas, M. (2005). Numerical analysis in the design of urban tunnels. Keynote lecture. The 11<sup>e</sup> international conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics. Torino.
- Kettle, C., & Acremen, I. (2015, Septembre). Londres - Le projet Crossrail. Tunnels et espace souterrain(251), pp. 323-338.
- Kouretzis, G., Ansari, Y., Pineda, J., Kelly, R., & Sheng, D. (2015). Numerical evaluation of clay disturbance during blade penetration in the flat dilatometer test. *Géotechnique Letters* (5), 91-95.
- Lacasse, S. (2016). Hazard, Reliability and Risk assessment - Research and practice for an increased safety. 17<sup>e</sup> Nordic Geotechnical Meeting. Reykjavik.
- Laigle, F. (2015, Septembre). Réflexions générales sur le comportement et la conception des grandes cavernes souterraines. Tunnels et espace souterrain(251), pp. 339-355.
- Lambe, T. (1973). Predictions in soil engineering. *Géotechnique*, 23(2), 149-202.
- Leca, E. (2000). Étude du comportement des tunnels creusés en terrains meubles. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- Lee, G., & Ng, C. (2002). Three-dimensional analysis of ground settlements due to tunneling : Role of K<sub>0</sub> and stiffness anisotropy. Proceedings, International symposium on geotechnical aspects of underground construction in soft ground, 617-622.
- Lee, K., & Rowe, R. (1989). Deformations caused by surface loading and tunnelling : the role of elastic anisotropy. *Géotechnique*, 39(1), 125-140.
- London infrastructure plan 2050. (2014). [www.london.gov.uk](http://www.london.gov.uk).
- Lunardi, G., Carriero, F., Canzoneri, A., & Carini, M. (2014, November). Warsam metro's improvements. Tunnels, pp. 31-37.
- Lunardi, P. (2008). Design and construction of tunnels. Ed. Springer
- Lunardi, P., & Barla, G. (2014). Full face excavation in difficult ground. *Geomechanik und Tunnelbau*, 7(5), 461-468.

- Mair, R., Taylor, R., & Burland, J. (1996). Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling. *Geotechnical aspects of underground construction in soft ground*, 713-718.
- Mair, R., & Taylor, R. (1997). Bored tunnelling in the urban environment (State-of-the-art report and theme lecture). 14<sup>e</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Mair, R. (2011). Tunnelling in urban areas and effects on infrastructure - Advances in research and practice. Muir Wood Lecture 2011 - ITA.
- Masin, D., & Rott, J. (2014). Small strain stiffness anisotropy of natural sedimentary clays : review and a model. *Acta Geotechnica*, 9, 299-312.
- Mestat, P. (1998). État de contraintes initiales dans les sols et calcul par éléments finis. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*(215), 15-32.
- Möller, S., Vermeer, P., & Bonnier, P. (2003). A fast 3D tunnel analysis. 2nd MIT Conference on computational fluid and solid mechanics. 486-489
- Möller, S., & Vermeer, P. (2008). On numerical simulation of tunnel installation. *Tunnelling and Underground Space Technology* (23), 461-475.
- Mollon, G. (2010). Etude déterministe et probabiliste du comportement des tunnels. Thèse INSA Lyon.
- Ngom, M. (2015). Études numériques et expérimentales de l'état initial des contraintes dans une pente. Thèse IFSTTAR.
- Obrzud, R. (2010). The hardening soil model - a practical guide book: Technical report Z\_Soil. Zace Services Ltd.
- Oke, J., Vlachopoulos, N., & Marinos, V. (2014). Umbrella arch nomenclature and selection methodology for temporary support systems for the systems for the design and construction of tunnels. *Geotechnical and geological engineering* (32), 97-130.
- O'Reilly, M., & New, B. (1982). Settlements above tunnels in the United Kingdom. *Tunnelling*, 82, pp. 173-181.

- O'Reilly, M., & New, B. (2015). Settlements above tunnels in the United Kingdom - Their magnitude and prediction. *Tunnels*, May, 56-66.
- Oreste, P., & Dias, D. (2012). Stabilisation of the excavation face in shallow tunnels using fibreglass dowels. *Rock mechanics and rock engineering*, 45, 499-517.
- Palisse, J.-P. (2014). *Ville 10D - Ville d'idées - Rapport de synthèse des travaux*. MEDDE.
- Panet, M. (1995). *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*. Ed. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées.
- Park, K. (2005). Analytical solution for tunneling-induced ground movement in clays. *Tunnelling and underground space technology*, 20(3), 249-261.
- Payeur, J. (2015). *Modélisation du comportement d'un remblai en sol renforcé sous chargement ferroviaire de type TGV*. Thèse Ecole des Ponts.
- Peck, R. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. 7<sup>e</sup> International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Peila, D. (1994). A theoretical study of reinforcement influence on the stability of tunnel face. *Geotechnical and geotechnical engineering*, 12, 145-168.
- Perazzelli, P., & Anagnostou, G. (2013). Stress analysis of reinforced tunnel faces and comparison with the limit equilibrium method. *Tunnelling and underground space technology* (38), 87-98.
- PLAXIS. (2015). *Material Models Manual*.
- Potts, D., & Zdravkovic, L. (2001). *Finite element analysis in geotechnical engineering : theory and application*. Thomas Telford.
- Proutzopoulos, G. (2011). Tunnel face reinforcement and protection - optimization using 3D finite element analyses. 21<sup>e</sup> European Young Geotechnical Engineers Conference.
- Puzrin, A., Burland, J., & Standing, J. (2012). Simple approach to predicting ground displacements caused by tunneling in undrained anisotropic elastic soil. *Géotechnique*, 62 (4), 341-352.

- Puzrin, M. (2012). Constitutive modelling in geomechanics. Ed. Springer
- Reiffsteck, P. (2002). Nouvelles technologies d'essai en mécanique des sols. Etat de l'art. PARAM 2002, Presses de l'ENPC/LCPC(Paris), 201-242.
- Rocha, H. (2014). Tunnels in Brazil Past, Present and Future. WTC 2014 40th ITA-AITES General Assembly. Saõ Paulo.
- Rott, J., D., M., Bohac, J., Krupicka, M., & Mohyla, T. (2015). Evaluation of K0 in stiff clay by back-analysis of convergence measurements from unsupported cylindrical cavity. Acta Geotechnica (10), 719-733.
- Sagaseta, C. (1987). Analysis of undrained soil deformation due to ground loss. Géotechnique, 37 (3), 301-320.
- Schanz, T., Vermeer, P., & Bonnier, P. (1999). The hardening soil model : Formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics - 10 Years of Plaxis.
- Schweiger, H. (2015). On the merits of using advanced models in geotechnical engineering. 16<sup>e</sup> European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Edimbourg.
- Simpson, B. (1992). Retaining structures: displacement and design. Géotechnique, 42 (4), 541-576.
- Simpson, B., Atkinson, J., & Jovicic, V. (1996). The influence of anisotropy on calculations of ground settlements above tunnels. Proceeding, International symposium on geotechnical aspects of underground construction in soft ground, 591-596.
- SIREG. (2015). Durglass - Product specification.
- Song, K., Cho, G., Sin, Y., & Lee, I. (2006). Optimization of a pre-improvement support system for large underground excavation. Tunnelling and underground space technology, 21(3), 374-386.
- Song, K., Cho, G.-C., Chag, S.-B., & Lee, I.-M. (2013). Beam-spring structural analysis for the design of a tunnel pre-reinforcement support system. International journal of rock mechanics and mining sciences (59), 139-150.

- Sousa, R. (2010). Risk Analysis for Tunneling Projects. Thèse Massachussets Institute of Technology.
- Thenevin, I., Jahangir, E., Hadj Hassen, F., Schleifer, J., Rodriguez, P. (2015). Analyse expérimentale de l'effet du confinement sur l'arrachement des boulons de front. Journées Nationales de Géotechniques et de Géologie de l'Ingénieur. Nancy.
- Trompille, V. (2003). Etude expérimentale et théorique du comportement d'un tunnel renforcé par boulonnage frontal. Thèse INSA Lyon.
- Tunneltalk (2016). Face failure on Ottawa LRT excavation. <http://www.tunneltalk.com/Canada-14Jun2016-Sinkhole-disrupts-Ottawa-city-centre.php>. Consulté le 2/7/2016.
- Verruijt, A. (1997). A complex variable solution for a deforming circular tunnel in an elastic half-plane. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 21, 77-89.
- Verruijt, A., & Booker, J. (1996). Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane. Géotechnique, 46 (4), 753-756.
- Vlachopoulos, N., & Diederichs, M. (2009). Improved longitudinal displacement profiles for convergence confinement analysis of deep tunnels. Rock Mechanics and Rock Engineering, 42, 131-146.
- Volkman, G., & Schubert, W. (2010). A load and load transfer model for pipe umbrella support. Rock mechanics in civil and environmental engineering, 379-382.
- Wedekin, V., Kastner, R., Guilloux, A., Bezuijen, A., Standing, J., & Negro Jr, A. (2012). Urban tunnels in soft ground : Review of current design practice. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground
- Wong, H., Trompille, V. & Dias, D. (1999). Déplacements du front d'un tunnel renforcé par boulonnage prenant en compte le glissement boulon-terrain : approches analytique, numérique et données in situ. Revue française de géotechnique, 89, 13-28.
- Zymnis, D., Chatzigiannelis, I., & Whittle, A. (2013). Effect of anisotropy in ground movements caused by tunneling. Géotechnique, 63(13), 1083-1102.





## **Méthode de prévision des tassements provoqués par le creusement des tunnels urbains et influence des présoutènements.**

Dans un contexte mondial d'accroissement de la demande en travaux souterrains en sites urbains, l'ingénieur doit disposer d'outils et de méthodes performants pour concevoir des ouvrages sûrs, à risques évalués et maîtrisés. La prévision des tassements provoqués par le creusement de tunnels en site urbain repose largement sur des méthodes empiriques. Dans ce mémoire, on propose une méthode de prévision des tassements pour des tunnels creusés par la méthode conventionnelle avec présoutènements. Cette méthode est basée sur des modèles éléments finis tridimensionnels avec CESAR-LCPC. On s'intéresse d'abord aux spécificités des tunnels urbains, et aux limites des différentes méthodes empiriques et numériques. On introduit ensuite une loi de comportement du sol qui combine une élasticité non-linéaire et une isotropie transverse. Le modèle reproduit le profil, notamment la largeur, des cuvettes de tassements empiriques de référence et facilite les études de sensibilité. Le dimensionnement des présoutènements, boulons en fibre de verre et voûte parapluie, est ensuite décrit pour la maîtrise des tassements. La dernière partie est une étude de cas d'une conception par analyse de risques d'un ouvrage représentatif du contexte du Grand Paris Express.

Mots-clés : Tunnel, Tassements, Lois de comportement, Éléments finis

## **A method for the prediction of settlements due to tunnelling works and influence of reinforcements.**

In a context of increasing demand for underground works in urban areas worldwide, the engineers must have efficient tools and methods to design safe structures, with assessed and managed risks. The prediction of settlements due to urban tunnelling is mainly made with empirical methods. In this dissertation, we propose a method of settlements prediction for tunnels built using conventional methods (i.e. without TBM), with reinforcements. This method is based on three dimensional finite element models with CESAR-LCPC. In the first place, we present the specificities of urban tunnels, and the limitations of numerical and empirical methods. Then, we introduce a constitutive model for the soil which combines a non-linear elasticity and a cross-anisotropic behaviour. This model reproduces the shape, and especially the width, of the reference empirical settlement troughs and permits easy sensitivity analysis. The design of reinforcements, fibreglass bolts and umbrella arches, is then described for the purpose of reducing the settlements. The last section is a case study of risk analysis design for a tunnel typical for the context of the Grand Paris Express project.

Keywords : Tunnel, Settlements, Constitutive model, Finite element